

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

COMPORTAMENTO DO CONCRETO FRENTE À CONDIÇÃO DE ALTAS
TEMPERATURAS: ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS

LUIZ AILTON DE ARAÚJO SOUZA

PORTO ALEGRE

2014

LUIZ AILTON DE ARAÚJO SOUZA

**COMPORTAMENTO DO CONCRETO FRENTE À CONDIÇÃO DE ALTAS
TEMPERATURAS: ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS**

Trabalho de Tese apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD, University of Leeds
Orientador

PORTO ALEGRE

2014

CIP - Catalogação na Publicação

SOUZA, LUIZ AILTON DE ARAUJO
COMPORTAMENTO DO CONCRETO FRENTE À CONDIÇÃO DE
ALTAS TEMPERATURAS: ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS
RESIDUAIS / LUIZ AILTON DE ARAUJO SOUZA. -- 2014.
168 f.
Orientador: LUIZ CARLOS PINTO DA SILVA FILHO.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2014.

1. Altas temperaturas. 2. Resistência residual. 3.
Spalling do concreto. I. SILVA FILHO, LUIZ CARLOS
PINTO DA, orient. II. Título.

LUIZ AILTON DE ARAÚJO SOUZA

**COMPORTAMENTO DO CONCRETO FRENTE À CONDIÇÃO DE ALTAS
TEMPERATURAS: ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área CONSTRUÇÃO, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 10 de dezembro de 2014.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD, University of Leeds
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal (UFRGS)
Dr. em Engenharia Civil pela North Carolina State University (USA)

Prof. Armando Lopes Moreno Júnior (UNICAMP)
Dr. em Engenharia de Estruturas e Fundações pela Universidade de São Paulo (Brasil)

Prof. Larissa Degliuomini Kirchhof (UFSM)
Dr. em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Brasil)

Aos meus pais Luiz Baltazar e Djanete pela dedicação que me permitiram chegar aqui; À minha esposa Leninha pelo companheirismo e incentivos incansáveis nas horas difíceis; Aos meus filhos Luiz Felipe e Ana Beatriz pelo carinho sempre presente.

AGRADECIMENTOS

A Deus, razão de todas as coisas.

Ao meu pai, Luiz Baltazar, pelo exemplo de grande homem que é, e cujos passos são um caminho a seguir.

À minha mãe, Djanete, pelo apoio indispensável de suas preces, pelo dom da vida e pelo amor e carinho sempre presentes.

À minha esposa Leninha, pela paciência nos dias difíceis, pelo incentivo e apoio constantes.

À minha sogra, Dona Raimunda, pela lembrança, pelo apoio e ajuda de suas preces.

Ao meu orientador, Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, pelos conhecimentos transmitidos, pelo esforço dispendido e pela atenção dada em todos os momentos.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), pela oportunidade de realizar o Curso.

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica do Rio Grande do Norte (IFRN), por possibilitar minha participação no curso.

Ao Coordenador do Dinter, Homero Jorge Matos De Carvalho, pela perseverança em realizar o Curso.

À minha amiga, Valdith Lopes, pela ajuda e incentivos constantes durante toda a jornada.

Ao bolsista de iniciação científica do IFRN, Francisco Flaviano, pela grande disposição em ajudar.

A todos os familiares e amigos, pela convivência e ajuda, indispensáveis ao fortalecimento da nossa perseverança.

A todos aqueles que de alguma forma contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

RESUMO

SOUZA, L. A. A. **Comportamento do concreto frente à condição de altas temperaturas: Análise das propriedades mecânicas residuais.** Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

O concreto é certamente um dos materiais de construção mais empregados no mundo, agregando qualidades como resistência, durabilidade e custo relativamente baixo quando comparado a outros materiais utilizados na execução de elementos estruturais. Um dos fatores que justificam essa ampla utilização é a sua durabilidade quando submetido a diversas condições de agressividade ambiental, incluindo-se nesta categoria as situações de incêndio. O processo de aquecimento do concreto envolve o transporte e a liberação de água por evaporação, crescimento da pressão nos poros e deformações causadas pelas tensões térmicas geradas. A exposição do concreto a altas temperaturas acarreta o surgimento de danos irreversíveis à sua estrutura como perda de massa por ocorrência de spalling, alterações físico-químicas na microestrutura, aparecimento de fissuras e redução da resistência mecânica. Estas alterações podem conduzir a estrutura ao colapso em caso de sinistro e provocar a perda de vidas. Neste trabalho, procurou-se focar a influência de fatores como nível de carga, tipo de agregado graúdo, saturação e classe de resistência nas propriedades mecânicas residuais do concreto tais como resistência à compressão, módulo de elasticidade e absorção de água, após o concreto ser submetido à ação das altas temperaturas. Verificou-se ainda a quantidade de perda de massa e a redução da resistência à compressão de pequenas placas de concreto armado sujeitas à exposição térmica. Os resultados mostraram que os concretos de alta resistência são mais suscetíveis à redução de resistência que os concretos de resistência normal e que a quantidade de carga e a saturação representam fatores relevantes no comportamento térmico e estrutural do concreto. A perda de massa do concreto, principalmente pela ocorrência de spalling, foi mais acentuada nos concretos de alta resistência, provocando redução da rigidez e da resistência à compressão.

Palavras-chave: Altas temperaturas, nível de carga, resistência residual, spalling do concreto.

ABSTRACT

SOUZA, L. A. A. **The performance of concrete when exposed to high temperatures: The analysis of residual mechanical properties.** Graduate program in Civil Engineering, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

Concrete is certainly one of the most widely used construction material in the world, combining qualities such as strength, durability and relatively low cost when compared to other materials used in the implementation of structural elements. One of the factors that justify such widespread use is its durability when subjected to several conditions of environmental aggression, including situations in which concrete is exposed to fire. The process of heating concrete involves transport and release of water by evaporation, increase in pore pressure and deformation caused by the thermal stresses generated. The exposure of concrete to high temperatures leads to irreversible damages to its structure such as mass loss due to spalling, physicochemical changes in the microstructure, cracking and reduction of mechanical strength. These changes can lead to the collapse of the structure and, in case of accidents, can cause casualties. In this work, we try to focus on the influence of factors such as load level, type of coarse aggregate, saturation and strength of class in residual mechanical properties of concrete such as compressive strength, elasticity module and water absorption, after exposing concrete to high temperatures. It is possible to realize the amount of mass loss and the reduction of compressive strength of small slabs of reinforced concrete subjected to thermal exposure. The results showed that the high strength concretes are more susceptible to strength reduction than the normal strength concretes and that the amount of charge and saturation represent important factors in the thermal and structural performance of the concrete. The mass loss of concrete, mainly by the occurrence of spalling was stronger in high strength concrete, causing reduced stiffness and compressive strength.

Keywords: High temperatures, load level, residual resistance, spalling of the concrete.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	JUSTIFICATIVAS	3
1.3	TEMA DE PESQUISA	5
1.4	OBJETIVOS	5
1.4.1	Objetivos gerais	5
1.4.2	Objetivos específicos	6
1.5	ESTRUTURA DA TESE	6
2	CONSIDERAÇÕES SOBRE O CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS	8
2.1	O CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE	8
2.2	PRINCIPAIS PROPRIEDADES DO CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE	10
2.2.1	Porosidade e resistência	10
2.2.2	Permeabilidade	11
2.3	O CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS	12
2.4	PROPRIEDADES DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS	14
2.4.1	Resistência à compressão	14
2.4.2	Resistência à tração	22
2.4.3	Deformações	23
2.4.4	Relação tensão-deformação	26
2.4.5	Módulo de elasticidade	31
2.5	PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO	33
2.5.1	Condutividade térmica ou coeficiente de condução térmica	34
2.5.2	Capacidade térmica específica	36
2.5.3	Massa específica	37
2.5.4	Influência térmica da armadura	38
2.6	ALTERAÇÕES FÍSICO-QUÍMICAS DO CONCRETO	39
2.7	CONSIDERAÇÕES SOBRE SPALLING	43

2.8	MECANISMO DO SPALLING	47
2.9	CAUSAS DO SPALLING	49
2.10	CONDIÇÕES DE INCÊNDIO	50
2.11	FATORES QUE INFLUENCIAM A TEMPERATURA DO FOGO	53
2.12	CURVA TEMPO-TEMPERATURA DE INCÊNDIO PADRÃO	55
3	MATERIAIS E MÉTODOS	60
3.1	DELINEAMENTO DA PESQUISA	60
3.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	63
3.2.1	Agregado graúdo	63
3.2.2	Agregado miúdo	67
3.2.3	Cimento	69
3.2.4	Metacaulim	70
3.2.5	Aditivo superplastificante	71
3.3	DOSAGEM E PRODUÇÃO DO CONCRETO	72
3.4	CURVA DE AQUECIMENTO	77
3.5	FORNO DE AQUECIMENTO DOS CORPOS-DE-PROVA	79
3.6	DISPOSITIVO DE APLICAÇÃO DE CARGA	79
3.7	DESCRIÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA	81
3.8	GRAU DE SATURAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA	82
3.9	ENSAIOS COM CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS	83
3.10	ENSAIOS COM PLACAS DE CONCRETO	86
3.11	MÉTODOS DE ENSAIO	89
3.11.1	Absorção de água	89
3.11.2	Módulo de elasticidade	90
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	91
4.1	RESISTÊNCIA RESIDUAL DOS CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS	92
4.2	MÓDULO DE ELASTICIDADE	100
4.3	ABSORÇÃO DE ÁGUA	105

4.4	PERDA DE MASSA	109
4.5	RESISTENCIA RESIDUAL DAS PLACAS DE CONCRETO	112
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	120
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	120
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	122
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
	ANEXOS	129
	ANEXO 1 – Resistência à compressão e porcentagem de água evaporável	130
	ANEXO 2 – Resistência à compressão residual e perda de massa de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 100%	131
	ANEXO 3 – Resistência à compressão residual e perda de massa de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 80%	133
	ANEXO 4 – Módulo de Elasticidade residual de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 100%	135
	ANEXO 5 – Módulo de Elasticidade residual de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 80%	137
	ANEXO 6 – Absorção de água de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 100%	139
	ANEXO 7 – Absorção de água de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 80%	141
	ANEXO 8 – Resistência à compressão e perda de massa de placas de concreto	143
	ANEXO 9 – Resumo da análise estatística	145

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

<i>Figura 2.1 - Visão macroscópica de uma superfície de concreto (Mehta e Monteiro, 2008) _</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.2 - Resistência à compressão do concreto em função da variação da temperatura de exposição (Lima, 2005) _____</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2.3 - Resistência residual relativa de cubos de concreto em função da variação da temperatura de exposição (Guo e Shi, 2011) _____</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.4 - Aspecto físico de corpos-de-prova submetidos a carregamento em diferentes valores de temperatura (Guo e Shi, 2011) _____</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.5 - Relação entre a resistência à compressão em temperaturas elevadas e a resistência à temperatura ambiente (adaptado de Li, 1991 apud Guo e Shi, 2011) _____</i>	<i>17</i>
<i>Figura 2.6 - Perda de massa, em porcentagem, de corpos-de-prova de concreto submetidos a elevadas temperaturas (Nan, 2004) _____</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2.7 - Perda de massa, em porcentagem, de corpos-de-prova de concreto submetidos a elevadas temperaturas (Kirchhof, 2010) _____</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2.8 - Redução de resistência de concretos submetidos à exposição de altas temperaturas, sob variadas metodologias de ensaio (Neville, 2007) _____</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2.9 - Resistência à compressão residual de concretos expostos a elevadas temperaturas, considerando variados valores de grau de saturação (Kirchhof, 2010) _____</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.10 - Relação entre a resistência à tração do concreto em temperatura ambiente e a resistência à tração em temperaturas elevadas (Guo e Shi, 2011) _____</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.11 - Deformação térmica do concreto após o aquecimento em variados valores de temperatura (Guo e Shi, 2011) _____</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2.12 - Curvas tensão-deformação do concreto em elevadas temperaturas: a) f_c de 20 MPa com brita calcária; b) f_c de 40 MPa com brita granítica (Wei e Zhen-Hai, 1993) _____</i>	<i>25</i>
<i>Figura 2.13 - Resistência à compressão do concreto em temperaturas elevadas, sob vários métodos de ensaio da tensão e da temperatura (Nan, 1994) _____</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.14 - Deformação do concreto sob diferentes níveis de tensão: a) temperatura máxima de 500°C; b) temperatura máxima de 700°C (Nan et al., 1997) _____</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.15 - Deformação e deformação térmica transiente do concreto (Guo e Shi, 2011)</i>	<i>30</i>
<i>Figura 2.16 - Deformação térmica transiente do concreto durante o ciclo de aquecimento-resfriamento nas temperaturas de a) 500°C e b) 700°C (Nan et al., 1997) _____</i>	<i>31</i>

<i>Figura 2.17 - Módulo de elasticidade inicial e módulo secante do concreto em temperaturas elevadas: a) E_0^T/E_0; b) E_s^T/E_s (Li e Guo, 1993)</i>	32
<i>Figura 2.18 - Módulo de elasticidade de concretos de baixa e alta compactação sob condições de temperaturas elevadas (Lima, 2005)</i>	32
<i>Figura 2.19 - Redução do módulo de elasticidade do concreto exposto a elevadas temperaturas considerando variados tipos de agregado graúdo (Cánovas, 1988)</i>	33
<i>Figura 2.20 - Coeficiente de condução de calor de diversas rochas (Birch e Clark, 1984)</i>	35
<i>Figura 2.21 - Capacidade térmica específica do concreto com vários tipos de agregados (Schneider, 1982)</i>	36
<i>Figura 2.22 - Massa específica do concreto com vários agregados (Schneider, 1982)</i>	37
<i>Figura 2.23 - Representação das reações físico-químicas do concreto durante a fase de aquecimento (FIB, 2007)</i>	41
<i>Figura 2.24 - Localização dos sensores na laje de um compartimento sob incêndio (Gillie et al., 2012)</i>	42
<i>Figura 2.25 - Temperaturas em vários pontos e alturas da laje de um compartimento sob incêndio (Gillie et al., 2012)</i>	43
<i>Figura 2.26 - Degradação do elemento estrutural de concreto devido à ocorrência de spalling pela exposição a elevadas temperaturas</i>	44
<i>Figura 2.27 - Laje de concreto de pequenas dimensões após exposição à ação térmica em umas das faces (Boström et al. (2007)</i>	45
<i>Figura 2.28 - Mecanismo de ocorrência do spalling pelo aumento da pressão de vapor (Khoury e Majorana, 2001)</i>	49
<i>Figura 2.29 - Curva tempo-temperatura de um incêndio real (Klein Júnior, 2011)</i>	51
<i>Figura 2.30 - Curva tempo-temperatura da queima de madeira em um compartimento de edificação, sob várias condições de incêndio (Guo e Shi, 2011)</i>	54
<i>Figura 2.31 - Curvas padrão tempo-temperatura de incêndio. a) Em vários países; b) Curva padrão ISO (Guo e Shi, 2011)</i>	56
<i>Figura 2.32 - Curva natural de incêndio mostrando temperatura dos gases versus tempo (Martins, 2000)</i>	58
<i>Figura 2.33 - Curva de incêndio padrão ISO 834 iniciada a partir do flashover (Silva, 2007)</i>	58
<i>Figura 2.34 - Temperatura no elemento estrutural a partir da curva de incêndio natural (Silva, 2007)</i>	59

<i>Figura 2.35 - Temperatura no elemento estrutural a partir da curva de incêndio padrão (Silva, 2007)</i>	59
--	----

Capítulo 3

<i>Figura 3.1 - Fluxograma apresentando os materiais e ensaios realizados na primeira etapa da pesquisa</i>	61
<i>Figura 3.2 - Fluxograma apresentando as variáveis experimentais e os ensaios realizados com o concreto na segunda etapa da pesquisa</i>	62
<i>Figura 3.3 - Fluxograma apresentando as variáveis experimentais e os ensaios realizados com o concreto na terceira etapa da pesquisa</i>	63
<i>Figura 3.4 - Curva granulométrica da brita granítica</i>	65
<i>Figura 3.5 - Curva granulométrica da brita calcária</i>	66
<i>Figura 3.6 - Amostra de brita granítica usada no estudo (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	66
<i>Figura 3.7 - Amostra de brita calcária usada no estudo (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	66
<i>Figura 3.8 - Curva granulométrica da areia</i>	68
<i>Figura 3.9 - Amostra da areia natural usada no estudo (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	68
<i>Figura 3.10 - Composição granulométrica do metacaulim (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	71
<i>Figura 3.11 - Amostra do metacaulim usado no trabalho (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	71
<i>Figura 3.12 - Concreto com características de a) vibrável, b) autoadensável, c) com controle da distribuição do tamanho das partículas (Dinger e Funk, 1992)</i>	74
<i>Figura 3.13 - Tela de entrada de dados do software EMMA</i>	74
<i>Figura 3.14 - Comparação entre a distribuição de tamanho das partículas da mistura e o modelo utilizado pelo software EMMA</i>	75
<i>Figura 3.15 - Resistências e tipos de agregado graúdo do programa experimental</i>	76
<i>Figura 3.16 - Curva de aquecimento dos corpos-de-prova no interior do forno (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	77
<i>Figura 3.17 - Data logger e dispositivo de comunicação com o computador (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	78

<i>Figura 3.18 - Valores de temperaturas instantâneas coletadas no software LogChart II (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	78
<i>Figura 3.19 - Imagens do forno usado nos ensaios (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	79
<i>Figura 3.20 - Desenho esquemático do dispositivo de aplicação de carga</i>	80
<i>Figura 3.21 - Desenho esquemático do dispositivo de aplicação de carga (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	80
<i>Figura 3.22 - Máquina de ensaio para determinação da resistência à compressão (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	81
<i>Figura 3.23 - Forma utilizada para moldagem das placas de concreto</i>	81
<i>Figura 3.24 - Evolução da perda de umidade, por evaporação em estufa, de corpos-de-prova de concreto de diferentes resistências (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	83
<i>Figura 3.25 - Procedimentos experimentais: a) Dispositivo de carga e corpo-de-prova; b) Máquina de ensaio com dispositivo de carga e disco de transmissão; c) Dispositivo de carga com corpo-de-prova no interior do forno após exposição térmica</i>	84
<i>Figura 3.26 - Aspecto dos corpos-de-prova após exposição térmica: a) Corpo-de prova praticamente íntegro; b) corpo-de-prova com efeitos moderado do spalling; Corpo-de-prova totalmente destruído</i>	85
<i>Figura 3.27 - Detalhamento da armadura usada nas placas de concreto</i>	86
<i>Figura 3.28 - Forma de madeira com armadura de aço, espaçadores e capa plástica</i>	87
<i>Figura 3.29 - Placa de concreto após a moldagem</i>	87
<i>Figura 3.30 - Placa de concreto colocada com uma das faces exposta a altas temperatura</i>	88
<i>Figura 3.31 - Placa de concreto com malha de pontos para determinação da resistência à compressão por meio de esclerometria</i>	88
<i>Figura 3.32 - Esclerômetro de reflexão empregado nos ensaios</i>	89
<i>Figura 3.33 - Representação esquemática dos carregamentos e descarregamentos para determinação do módulo de elasticidade, utilizando-se a metodologia de tensão fixa (Laboratório de Materiais do IFRN)</i>	90

Capítulo 4

<i>Figura 4.1 - Influência do nível de carga na resistência à compressão do concreto</i>	93
<i>Figura 4.2 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo na resistência à compressão do concreto</i>	94
<i>Figura 4.3 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação na resistência à compressão do concreto</i>	95

<i>Figura 4.4 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo x grau de saturação na resistência à compressão do concreto</i>	96
<i>Figura 4.5 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial na resistência à compressão do concreto</i>	97
<i>Figura 4.6 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo na resistência à compressão do concreto</i>	99
<i>Figura 4.7 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação na resistência à compressão do concreto</i>	100
<i>Figura 4.8 - Influência do nível de carga no módulo de elasticidade do concreto</i>	101
<i>Figura 4.9 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto</i>	102
<i>Figura 4.10 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação no módulo de elasticidade do concreto</i>	103
<i>Figura 4.11 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto</i>	104
<i>Figura 4.12 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação no módulo de elasticidade do concreto</i>	105
<i>Figura 4.13 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo na absorção de água do concreto</i>	106
<i>Figura 4.14 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação na absorção de água do concreto</i>	107
<i>Figura 4.15 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo na absorção de água do concreto</i>	108
<i>Figura 4.16 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação na absorção de água do concreto</i>	108
<i>Figura 4.17 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo na perda de massa do concreto</i>	109
<i>Figura 4.18 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação na perda de massa do concreto</i>	110
<i>Figura 4.19 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo na perda de massa do concreto</i>	111
<i>Figura 4.20 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação na perda de massa do concreto</i>	112
<i>Figura 4.21 - Influência da idade do concreto na resistência à compressão</i>	113

<i>Figura 4.22 - Influência da interação idade do concreto x presença de armadura na resistência à compressão do concreto</i>	114
<i>Figura 4.23 - Aspecto final de uma placa de concreto: a) após a desforma; b) após exposição a altas temperaturas em uma das faces</i>	114
<i>Figura 4.24 - Influência da interação idade do concreto x resistência à compressão inicial x presença de armadura na resistência à compressão do concreto</i>	115
<i>Figura 4.25 - Influência da idade do concreto na perda de massa</i>	116
<i>Figura 4.26 - Influência da interação idade do concreto x presença de armadura na perda de massa</i>	117
<i>Figura 4.27 - Influência da interação idade do concreto x resistência à compressão inicial x presença de armadura na perda de massa</i>	118
<i>Figura 4.28 - Perda de massa de concretos de resistência normal e alta considerando dois tipos de corpos-de-prova</i>	118

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

<i>Tabela 2.1 - Resistência à compressão, em MPa, de corpos-de-prova submetidos à condição de altas temperaturas (Li, 1991 apud Guo e Shi, 2011)</i>	16
<i>Tabela 2.2 - Valores das relações f_c^T/f_{ck} e E_c^T/E_0 para concretos de massa específica entre 2000 e 2800 kg/m³, preparados com agregados silicosos ou calcários (ABNT, 2012)</i>	18
<i>Tabela 2.3 - Comportamento das deformações de corpos-de-prova de concreto submetido a altas temperaturas (Guo e Shi, 2011)</i>	24
<i>Tabela 2.4 - Variação geral dos parâmetros térmicos do aço e do concreto (FIP/CEB, 1978 apud Guo e Shi, 2011)</i>	39

Capítulo 3

<i>Tabela 3.1 - Limites de composição granulométrica do agregado graúdo (NBR 7211, 2009)</i>	64
<i>Tabela 3.2 - Composição granulométrica da brita granítica e outras propriedades</i>	64
<i>Tabela 3.3 - Composição granulométrica da brita calcária e outras propriedades</i>	65
<i>Tabela 3.4 - Composição granulométrica do agregado miúdo e outras propriedades</i>	67
<i>Tabela 3.5 - Limites de distribuição granulométrica do agregado miúdo (NBR 7211, 2009)</i>	68
<i>Tabela 3.6 - Valores limites de aceitação para o CP VARI (NBR 5733, 1991)</i>	69
<i>Tabela 3.7 - Características e propriedades do cimento empregado nos ensaios</i>	70
<i>Tabela 3.8 - Características e propriedades do metacaulim empregado nos ensaios</i>	70
<i>Tabela 3.9 - Características técnicas do superplastificante GLENIUM® 51</i>	72
<i>Tabela 3.10 - Composição dos traços de concreto e suas respectivas resistências à compressão aos 28 dias</i>	76

Capítulo 4

<i>Tabela 4.1 - Fator de redução da resistência à compressão em função do nível de carga</i>	93
<i>Tabela 4.2 - Fatores de redução da resistência à compressão em função do nível de carga para concretos de resistência normal e alta</i>	98
<i>Tabela 4.3 - Fator de redução do módulo de elasticidade em função do nível de carga</i>	101

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentados e discutidos de forma breve os assuntos relacionados ao tema da pesquisa, justificando a relevância do tema, a importância da realização do estudo e a escolha das variáveis. Apresenta-se também, os objetivos e a forma como está estruturado o trabalho.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto é o material de construção mais utilizado nas obras de estruturas atualmente. Um dos fatores que justificam esta ampla utilização é a sua durabilidade quando submetido a diversas condições de agressividade ambiental, incluindo-se nesta categoria as situações de incêndio. Devido ao uso intensivo desse material na construção de edifícios, percebe-se a importância de observar e analisar o comportamento do concreto frente à condição de altas temperaturas. Sabidamente, o concreto é um material de baixa condutividade térmica, não combustível e que apresenta boa resistência ao fogo.

Em geral, as estruturas de concreto quando submetidas a elevadas temperaturas, apresentam bom comportamento por isolarem termicamente as barras de aço da armadura. Nesse sentido, segundo Rodrigues et al. (2010), o cobrimento adotado para a armadura nas estruturas de concreto é o principal responsável pela manutenção da estrutura nos casos de incêndio, pois protege a armadura do contato direto com o fogo e da exposição às altas temperaturas presentes na superfície do elemento estrutural. Vale ressaltar que a NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2007), prevê valores de cobrimento para os elementos estruturais, baseado nas classes de agressividade ambiental e não em casos de incêndio.

No entanto, o concreto quando submetido a temperaturas elevadas sofre uma combinação de efeitos prejudiciais como, por exemplo: deterioração das propriedades do material, isto é, redução de resistência, rigidez e durabilidade, causadas por alterações físico-químicas no material durante o aquecimento; Tensões mecânicas provocadas por tensões térmicas geradas; Spalling explosivo, especialmente nos concretos de alta resistência, que resulta em perda de massa, redução da seção transversal e exposição da armadura de aço a

elevadas temperaturas. Há, em consequência disso, perda da capacidade portante do elemento estrutural (LIU, 2009).

A elevação de temperatura como a ocorrida em um incêndio pode levar uma estrutura de concreto à ruína parcial ou total, com custos elevados, tanto em relação à perda de vidas humanas, como no consumo de elevados recursos econômicos para a sua recuperação ou demolição. Os elementos estruturais deverão, assim, resistir em situação de incêndio, durante pelo menos, o tempo necessário à evacuação das pessoas e para as operações de combate ao incêndio. Os elementos estruturais deverão, também, apresentar uma resistência mecânica residual que permita a sua recuperação (LOURENÇO et al., 2006).

Sob as condições de altas temperaturas, o concreto sofre danos significativos em sua microestrutura. Sofre também alterações nas propriedades físicas e químicas, reduzindo drasticamente seu desempenho estrutural. As principais causas para a redução da resistência do concreto sob intenso calor são devido à atuação de tensões térmicas e da pressão de vapor no interior da rede de poros, provocando a fragmentação e a deterioração de partes do elemento estrutural. Muitas vezes, essa degradação ocorre com o desprendimento violento de pedaços das camadas externas do concreto, fenômeno conhecido como spalling explosivo.

De acordo com Boström et al. (2007), o desenvolvimento de novos tipos de concreto, como os concretos de alta resistência e os concretos auto-adensáveis, alterou o comportamento do concreto das obras estruturais quando em situação de incêndio, tornando-os mais vulneráveis. Diversos aditivos passaram a ser incorporados ao concreto convencional para a produção de concretos de alta resistência, como, por exemplo, sílica ativa, cinzas volantes, escória de alto forno, redutores da quantidade de água na mistura, tais como os incorporadores de ar. Desta forma, oferecem maior resistência às solicitações, ganho de durabilidade e, vantagens econômicas, estruturais e arquitetônicas (PHAN, 2001).

Os concretos de alta resistência são mais suscetíveis à ocorrência de spalling explosivo por apresentar uma estrutura de poros mais densa, dificultando a liberação de água e de vapor de água do interior do concreto para o ambiente externo. O aumento progressivo da pressão de poros pode provocar a deterioração e desprendimento das camadas externas, após ser vencida a resistência à tração do concreto. Um grande número de projetos de investigação e alguns incêndios em estruturas reais evidenciaram que a exposição à temperaturas elevadas causa perda de massa, e conseqüente redução da seção transversal do elemento estrutural, em virtude da ocorrência de spalling.

1.2 JUSTIFICATIVAS

O fato de que as propriedades do concreto são modificadas quando o mesmo é exposto ao calor já está bem consolidado no meio técnico. De forma geral, diversos estudos apontam que o concreto perde parte de sua resistência mecânica à compressão original quando aquecido em temperaturas elevadas (PHAN, 1996; PURKISS, 2007).

Para Khoury (2000), as alterações nas propriedades mecânicas do concreto durante a exposição a altas temperaturas ocorrem principalmente devido a três fatores: alterações físico-químicas na pasta de cimento; alterações físico-químicas no agregado; e, incompatibilidade entre o agregado e a pasta de cimento. As deteriorações também ocorrem devido aos fatores ambientais tais como a intensidade de temperatura, taxa de aquecimento e nível de carga, entre outros.

Os efeitos da alta temperatura nas propriedades mecânicas do concreto podem ser estudados envolvendo ensaios em elementos estruturais como pilares, vigas e lajes, determinando a sua resistência e fornecendo dados importantes para o dimensionamento de projetos de estrutura contra incêndio. De acordo com Liu (2009), de forma complementar, pode-se estudar também o comportamento do concreto submetido a altas temperaturas por meio do uso de corpos-de-prova. Os resultados dos ensaios fornecem informações dos efeitos da temperatura nas propriedades mecânicas do concreto, tais como resistência à compressão, módulo de elasticidade e deformações.

Nos concretos de alta resistência, o risco de spalling explosivo durante a exposição a altas temperaturas aumenta devido a sua baixa permeabilidade. Cresce dessa forma a probabilidade de perda de massa e conseqüente redução de seção do elemento estrutural. Nos concretos de resistência normal ou convencional, os efeitos da alta temperatura são menos danosos à estrutura do concreto devido este oferecer caminhos, dentro da rede de poros, à passagem do vapor de água para o exterior, reduzindo significativamente a poro-pressão no interior do concreto.

O conhecimento deste comportamento é importante quando se considera que atualmente o concreto de alta resistência está em franco desenvolvimento. Nos últimos anos, este tipo de material fez parte da concepção de inúmeros projetos marcantes da engenharia, principalmente pelo atrativo de viabilizar estruturas mais esbeltas.

Outro fator a considerar na análise da resistência do concreto em altas temperaturas diz respeito ao tipo de agregado gráúdo empregado na dosagem. Nesse sentido, Kodur (1999) argumenta sobre a influência do tipo de agregado empregado na dosagem do concreto em

relação à resistência a altas temperaturas do elemento estrutural e a ocorrência do fenômeno de spalling. O autor considerou em seu modelo numérico a variação da capacidade térmica e da condutividade térmica de agregados do tipo silicoso (arenito e granito) e do tipo carbonático (dolomita e calcário), com o acréscimo de temperatura submetido ao concreto.

De fato, sabe-se que devido às diferenças nas propriedades térmicas dos diferentes tipos de agregado graúdo, conferindo propriedades específicas ao concreto, pode-se garantir maior durabilidade e resistência mecânica ao mesmo, fundamentais para o desempenho das estruturas em situações de altas temperaturas, como as que ocorrem em um incêndio.

Outros aspectos relevantes como o nível de carregamento aplicado, o grau de saturação do concreto, e a utilização de corpos-de-prova de concreto moldados com armadura de aço, ampliam a visão e a compreensão do comportamento do concreto frente a condições de altas temperaturas.

Nesse sentido, Kodur e McGrath (2001), ao avaliarem o comportamento de colunas de concreto armado, moldadas com a adição de sílica ativa e com agregados graúdos silicosos e carbonáticos, submetidas a condição de elevadas temperaturas, perceberam a forte influência da intensidade de carga, do grau de resistência do concreto e do tipo de agregado graúdo na redução de resistência à compressão das colunas.

Diversos autores como Khoury (1992), Ali et al. (2004), Benmarce e Guenfoud (2005), Bostrom et al. (2007) e Ali et al. (2010), utilizaram em seus trabalhos experimentais a aplicação de cargas externas, imprimindo ao concreto tensões mecânicas durante o aquecimento em altas temperaturas. Diversos outros trabalhos enfatizaram esta configuração de aplicação de cargas ao concreto sob a condição de aquecimento. No Brasil, no entanto, devido à dificuldade de investimentos na construção de laboratórios e em pesquisas voltadas ao tema, poucos trabalhos exploraram esta particularidade, podendo-se citar como exemplo, os trabalhos de Leite Júnior et al. (2010) e Santanna e Moreno Júnior (2011).

Em se tratando de estudos sobre o comportamento do concreto em altas temperaturas no Brasil, deve-se salientar a relevância dos trabalhos de Silva Filho et al. (2003), Silva Filho et al. (2004), Lima (2005), Kirchhof (2010), Souza e Moreno júnior (2010a, 2010b), Britez (2011) e Moreno Júnior e Molina (2012).

Embora os estudos relacionados à exposição do concreto a altas temperaturas seja atual e já há muito pesquisado, considera-se que no Brasil ainda há muito que avançar na lacuna de conhecimentos deste tema. Esta pesquisa se insere nesse contexto por meio da execução de um programa experimental envolvendo algumas variáveis relevantes no estudo do comportamento do concreto em altas temperaturas. Os resultados obtidos certamente

poderão contribuir adicionalmente na formação de uma base de dados mais consistente e confiável, ao mesmo tempo que o trabalho auxilia no enriquecimento da produção bibliográfica nacional, abrindo questionamentos para trabalhos futuros.

1.3 TEMA DE PESQUISA

O tema de pesquisa abrangeu uma investigação experimental acerca do comportamento da resistência mecânica residual do concreto quando submetido a condições de altas temperaturas. Considerando que muitas são as variáveis que influenciam direta e indiretamente as alterações térmicas do concreto, o que inviabiliza a formação de uma matriz experimental mais ampla, optou-se pela avaliação de algumas variáveis que, conforme justificativas apresentadas, anteriormente, julgou-se ser de caráter complementar ao conhecimento já alcançado pelos pesquisadores do país.

Nesse contexto, foram utilizados concretos de resistência normal e de alta resistência, de modo a determinar as variações de comportamento do concreto de diversas classes de resistência, submetendo os materiais e os corpos-de-prova moldados a uma série de ensaios para determinação das propriedades físicas destes.

Considerou-se neste estudo, sobretudo, a influência do tipo de agregado graúdo, da intensidade do nível de carga e do grau de saturação na alteração das propriedades mecânicas residuais do concreto em condições de altas temperaturas. De forma complementar, observou-se o comportamento de pequenas placas de concreto armado durante o aquecimento, visando determinar a influência da presença de armaduras no interior do concreto.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivos gerais

O desenvolvimento deste trabalho teve como objetivo principal a verificação de propriedades mecânicas residuais do concreto tais como resistência à compressão e módulo de elasticidade após este ser submetido à condição de altas temperaturas, considerando a influência de parâmetros como classe de resistência, tipo de agregado graúdo, intensidade de carga, armadura e condições de saturação.

1.4.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do trabalho foram:

- Avaliação do desempenho de concretos de resistência normal e de alta resistência, produzidos com diferentes tipos de agregado graúdo, por meio da obtenção da resistência à compressão, do módulo de elasticidade e da perda de massa, após a exposição a temperaturas elevadas;
- Avaliação do desempenho de concretos de resistência normal e de alta resistência sob a influência de diferentes valores de saturação inicial, por meio da obtenção da resistência à compressão, do módulo de elasticidade e da perda de massa, após a exposição a temperaturas elevadas;
- Investigação da influência da intensidade de carga na resistência mecânica do concreto exposto à ação das altas temperaturas;
- Avaliação da resistência à compressão residual e da perda de massa em placas de concreto armado.

1.5 ESTRUTURA DA TESE

Este trabalho está estruturado em 5 capítulos, apresentando aspectos referentes ao comportamento e às propriedades do concreto quando exposto a elevadas temperaturas, considerando aspectos como tipo de agregado graúdo, nível de carga e grau de saturação. A seguir, apresenta o programa experimental e a análise dos resultados obtidos.

O capítulo 2 apresenta uma revisão sobre o concreto em altas temperaturas, abordando propriedades como resistência à compressão, resistência à tração e relação tensão-deformação. São abordados ainda assuntos como curvas de incêndio, propriedades térmicas do concreto, alterações físico-químicas e a ocorrência e os mecanismos de spalling.

O capítulo 3 se refere ao delineamento da pesquisa. Apresenta o programa experimental, os materiais e equipamentos utilizados, os métodos, as etapas cumpridas e os ensaios realizados.

O capítulo 4 diz respeito à apresentação e a análise dos resultados e dos ensaios propostos na metodologia de trabalho. São apresentados os resultados referentes à determinação da resistência residual de corpos-de-prova moldados com dois tipos de agregado

graúdo, ensaiados com e sem a presença de carregamento, em duas condições de saturação. Também apresenta a análise da perda de massa nos corpos-de-prova da matriz experimental.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do trabalho, no que diz respeito ao programa experimental e aos resultados obtidos. Também apresenta sugestões de pesquisa para trabalhos futuros.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

Neste capítulo são apresentadas brevemente algumas informações sobre a microestrutura do concreto e as suas principais propriedades em temperatura ambiente. A seguir, são apresentadas as propriedades mecânicas e térmicas do concreto, as alterações físico-químicas e considerações sobre os mecanismos de spalling em condição de altas temperaturas. São apresentadas ainda, informações sobre as curvas padrões e naturais de incêndio, que relacionam o tempo com a elevação de temperatura durante a ocorrência desse sinistro.

2.1 O CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE

Para compreender as melhorias nas propriedades do concreto, devemos entender aspectos básicos dos elementos que o compõe, estruturas e propriedades destes elementos e como eles se relacionam. Essa diversidade de elementos, propriedades e estruturas é o que confere ao concreto sua característica heterogênea. O concreto é constituído de diversas fases, das quais, algumas são visíveis à vista humana (macroestrutura) e outras são observadas apenas com o auxílio de um microscópio eletrônico (microestrutura).

Na Figura 2.1, é possível identificar facilmente duas fases do concreto que são as partículas de agregado, encontrados em diversas formas e tamanhos, e a pasta endurecida que funciona como meio ligante para o agregado. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), a nível macroscópico, o concreto pode ser considerado como um material bifásico, consistindo de partículas de agregado dispersas em uma matriz de cimento.

Essa disposição de agregados na pasta de cimento não é homogênea, assim como, a própria matriz de cimento também não é. A densidade da massa de pasta e a dispersão dos corpos nela são influenciadas pela quantidade de água utilizada na hidratação. Isso porque o volume de vazios capilares na pasta diminui quanto menor for a relação água/cimento e à medida que o tempo passa e a pasta hidrata. A relação da hidratação da pasta com o agregado pode ser considerada uma terceira fase.

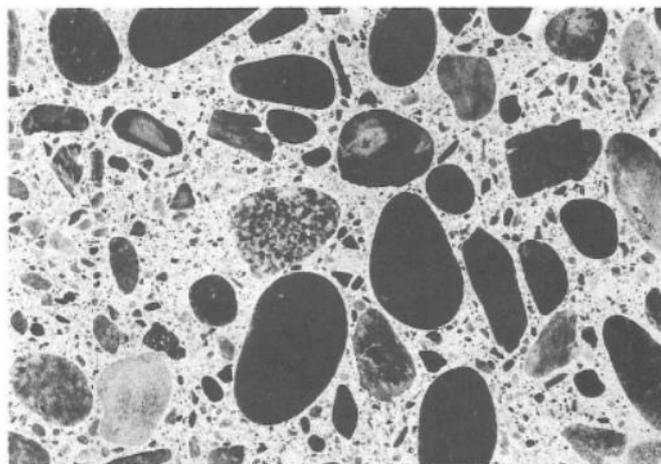


Figura 2.1 - Visão macroscópica de uma superfície de concreto (Mehta e Monteiro, 2008)

Durante a hidratação, devido às dimensões do agregado graúdo, forma-se uma película de água com uma relação água/cimento maior do que a da pasta na face do agregado. Essa fase é conhecida como zona de transição. Apesar de delgada, de 10 a 50 μm , e frágil, em relação à pasta ou o agregado, esta zona é de fundamental importância, pois exerce enorme influência no futuro comportamento mecânico do concreto. Isso porque, ao contrário do agregado, a zona de transição e a pasta de cimento continuam a hidratar, ou seja, continuam a formar novos compostos à medida que a água reage com os diversos compostos.

Além destes fatores, a zona de transição também pode ser influenciada pela forma e estrutura física do agregado. Quanto maior o tamanho do agregado no concreto e mais elevada a proporção de partículas chatas e alongadas, maior será a tendência do filme de água se acumular próximo a superfície do agregado, enfraquecendo assim a zona de transição.

Este filme de água espesso é conhecido como exsudação interna. Esse acúmulo de água altera a relação água/cimento e reduz drasticamente a resistência da zona de transição, pois no momento em que a pasta está hidratando, ocorre maior formação de cristais grandes, como o hidróxido de cálcio e cavidades capilares ou vazios. O volume e tamanho dos vazios são importantes, pois a principal força de coesão entre as estruturas da pasta de cimento são as forças de atração de Van der Waals.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), numa boa hidratação da pasta de cimento Portland na elaboração de concretos, o volume de sólidos será constituído de 50 a 60 % de silicatos de cálcio hidratado (C – S – H), 20 a 25 % de hidróxido de cálcio, 15 a 20 % de sulfoaluminatos de cálcio (etringita), mais grãos de clínquer não hidratado. A pasta endurecida ainda apresenta dois outros componentes: vazios e água. O primeiro pode apresentar-se sob a forma de vazios capilares, ar incorporado e espaço interlamelar no C – S - H. A água pode estar presente em

cinco condições: água capilar, água livre, água adsorvida, água interlamelar e água quimicamente combinada.

O acréscimo de resistência à zona de transição ao longo do tempo justifica-se pela lenta hidratação que a mesma sofre em relação à pasta de cimento, hidratação essa que pode produzir cristalizações menores entre os cristais de etringita e o hidróxido de cálcio, aumentando a massa específica e, também a resistência da zona de transição.

2.2 PRINCIPAIS PROPRIEDADES DO CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE

2.2.1 Porosidade e resistência

A resistência à compressão dos materiais sólidos é inversamente proporcional à porosidade. Por isso, os pequenos cristais de C – S – H são tão importantes para esta propriedade. O silicato de cálcio hidratado reduz a porosidade e aumenta a resistência, pois ele contribui com as forças de atração entre as partículas e cria uma forte adesão entre os cristais de hidróxido, grãos de clínquer não hidratados e o agregado graúdo e miúdo. A espessura dos capilares do concreto varia de acordo com a idade do concreto. Assim, para obter-se a resistência desejada é necessário um grau de hidratação adequado, o qual irá depender da relação água/cimento, composição química do cimento, eventuais adições e da cura.

Após a hidratação a pasta não é dimensionalmente estável e quando exposta à umidade ambiente, a matriz começa a desidratar e sofrer retração, o que pode ocasionar fissuras. Essa secagem ocorre à medida que as moléculas de água contidas na pasta, água adsorvida e água capilar são perdidas. A ausência dessa água nos capilares e nos espaços entre as microestruturas sólidas acarreta, respectivamente, menor pressão hidrostática e perda da pressão de desligamento, o que causa as fissuras por retração. A cura do concreto nos dias seguintes visa manter a temperatura e a umidade no interior da pasta saturada, evitando assim a perda de água para o ambiente ou o excesso de calor no interior da mesma.

A cura mantém a água incorporada na mistura até que os produtos de hidratação comecem a se formar (pega do cimento), ou seja, a cura adequada durante o tempo ideal (28 dias) garante não apenas as resistências satisfatórias para o tipo de cimento utilizado, mas também resistências mais altas. Essa hidratação completa produz uma matriz com menos e menores poros, reduzindo também a permeabilidade do concreto (NEVILLE, 1997).

É importante diferenciar porosidade aberta e fechada. A porosidade fechada corresponde aos poros que estão conectados entre si e permitem o transporte de líquidos e gases através do mesmo, como por exemplo, os poros capilares. A porosidade fechada significa que os poros não estão necessariamente conectados entre si, como é o caso dos poros gerados por incorporação de ar (SILVA FILHO, 1994).

A distribuição do tamanho dos poros, e não a porosidade total, é que controla efetivamente a resistência, os mecanismos de ingresso de fluídos e as variações de volume em uma pasta de cimento hidratada. A distribuição do tamanho dos poros é influenciada pela relação água/aglomerante e pelo grau de hidratação do cimento.

Conforme Metha e Monteiro (2008), os macroporos (poros maiores que 50nm), influenciam principalmente a resistência à compressão e a permeabilidade enquanto os microporos (poros menores que 50nm) impactam a retração por secagem e a fluência.

Nos projetos de estrutura de concreto, a resistência à compressão é a propriedade especificada, porque é relativamente fácil de ser ensaiada e tem correlação com diversas outras propriedades como o módulo de elasticidade, permeabilidade, resistência às intempéries, entre outras, podendo, portanto, essas propriedades serem deduzidas a partir dos dados da resistência. Embora a porosidade existente na argamassa de cimento endurecido possa ser relacionada à resistência, a presença de microfissuras na zona de transição entre agregado graúdo e a pasta de cimento, torna o concreto um material muito complexo e a relação resistência-porosidade muitas vezes não é válida.

2.2.2 Permeabilidade

O concreto é um material obrigatoriamente poroso. Os vazios presentes são de origens diversas, ou seja, excesso de água de mistura necessária à obtenção da trabalhabilidade conveniente, diminuição do volume absoluto que acompanha a hidratação dos constituintes do cimento, ar eventualmente ou propositadamente arrastado durante a operação de mistura, fissuras de diversas origens (térmica, de retração ou mecânica), má elaboração e má dosagem do material, responsáveis pelo aparecimento de vazios de maior dimensão. Como esses vazios são geralmente interligados, o concreto é normalmente permeável aos líquidos e gases.

O grau de permeabilidade do concreto é importante na construção de obras hidráulicas, e na determinação da durabilidade da estrutura de concreto, uma vez que a mesma

pode sofrer ação de agentes agressivos. A ação dos agentes agressivos é tanto menor quanto menor for a permeabilidade do concreto.

A forma como decorre a hidratação e a cura do concreto exerce influencia direta sobre a porosidade da estrutura sólida final e é justamente através destes poros que ocorre o transporte de fluidos viscosos e íons em poros preenchidos com água. Essa taxa de fluxo viscoso de fluidos é o que define a permeabilidade. Esta propriedade é influenciada pela taxa de fluxo do fluido, pela viscosidade, pela pressão, pela área de superfície em contato com o líquido e pela espessura da estrutura.

A permeabilidade também esta relacionada com a dimensão dos agregados. Segundo Mehta e Monteiro (2008), quanto maior o agregado, maior será o coeficiente de permeabilidade, isto porque partículas grandes de agregados favorecem a exsudação interna da pasta de cimento, produzindo assim uma zona de transição muito porosa e frágil. As microfissuras geradas na zona de transição apesar de muito pequenas, ainda sim são maiores que as da matriz do concreto, estabelecendo dessa forma interconexões que aumentam a permeabilidade do sistema.

Conforme Silva Filho (1994), a interligação dos poros é o principal fator responsável pela permeabilidade da pasta de cimento endurecida. Com o decorrer do processo de hidratação, há um aumento no teor de sólidos na pasta. Em pastas hidratadas e densas, os capilares podem ser bloqueados pelo gel e segmentados de forma a se tornarem poros capilares interligados somente pelos poros de gel. De forma geral, a descontinuidade dos capilares está associada a uma baixa relação água/aglomerante e um período de cura úmida suficientemente longo.

2.3 O CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

A resistência à compressão é o comportamento mecânico mais importante do concreto. Ele atua como um parâmetro fundamental para identificar o grau de resistência e a qualidade do concreto, e para determinar os valores de outras propriedades mecânicas, como resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação. Da mesma forma, a resistência à compressão e a relação tensão-deformação do concreto em diferentes temperaturas também ajudam no estudo do comportamento de estruturas de concreto em temperaturas elevadas.

Um dispositivo típico para ensaios do comportamento mecânico do concreto em elevadas temperaturas não está ainda inteiramente disponível, e não há dispositivos completos

disponíveis no mercado. Assim, é necessário desenvolver, de acordo com os objetivos específicos de cada pesquisa, dispositivos que forneçam temperatura ao concreto sob as condições de ensaio desejadas (GUO e SHI, 2011). Variáveis como a faixa de temperatura, o método de ensaio e a forma e tamanho dos corpos-de-prova determinam a forma e o tamanho dos dispositivos de ensaio, sendo, na maior parte dos casos, necessário que os dispositivos de ensaio sejam construídos ou adaptados para cada arranjo existente.

A fim de obter a resistência do concreto numa dada temperatura, a temperatura no interior do corpo-de-prova deve ser uniformemente distribuída. Entretanto, a condução de calor no concreto é lenta devido a sua inércia térmica. Quando um corpo-de-prova é aquecido em um forno, a temperatura no centro alcança valores inferiores àqueles alcançados na câmara de aquecimento. De acordo com Guo e Shi (2011), utilizando-se corpos-de-prova cúbicos com dimensão de 100mm de lado, a temperatura no centro do mesmo começa a aproximar-se da temperatura na câmara de aquecimento após aproximadamente 2 horas de manutenção da temperatura uniforme.

No caso de concretos de alta resistência, Kodur (1999) aponta que, nos concretos de alta resistência submetido a altas temperaturas, o desempenho do concreto é influenciado por fatores como a resistência à compressão original do concreto, grau de saturação e densidade do concreto, intensidade de temperatura, dimensões e forma dos corpos-de-prova, presença de armadura, condições de carregamento e tipo de agregado.

Sobre a quantidade de água no concreto, o grau de saturação influencia a extensão do spalling. Quanto maior o grau de saturação maior a ocorrência de spalling. Ensaio conduzidos em colunas moldadas com concreto de alta resistência mostraram que um grau de spalling significativo ocorreu quando o grau de saturação é maior que 80%. O tempo necessário para atingir um grau de saturação de aproximadamente 75% em concretos de alta resistência é maior que o necessário para concretos de resistência normal, devido à baixa permeabilidade dos concretos de alta resistência (KODUR, 1999).

Sobre a intensidade de carregamento, Kodur e Sultan (1998), apontam que elementos estruturais de concreto de alta resistência apresentam maior grau de spalling do que elementos sem carga. A carga adiciona tensões àquelas criadas pela poro-pressão gerada pelo vapor, e também, o aumento da intensidade da carga conduz a menores resistências a altas temperaturas, uma vez que a redução de resistência com o aumento de temperatura é maior para concretos de alta resistência do que para concretos de resistência normal.

Por fim, sobre o tipo de agregado graúdo usado na produção de concreto, Kodur (1999), explica que os agregados carbonáticos, com predominância de rocha calcária,

apresentam maior resistência a altas temperaturas e melhor resistência ao spalling do que os agregados silicosos, formados predominantemente por quartzo. Isto ocorre principalmente devido ao agregado calcário apresentar maior calor específico, o que é benéfico no caso da prevenção do spalling.

2.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

A seguir são apresentadas as alterações nas principais propriedades do concreto em condições de altas temperaturas.

2.4.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura de exposição. A Figura 2.2 mostra a tendência geral de redução da resistência à compressão de corpos-de-prova de concreto de baixa e alta compacidade, moldados com dois tipos de agregado graúdo, conforme Lima (2005). Percebe-se uma redução acentuada de resistência a partir da temperatura de 400°C, chegando a reduzir praticamente 40% da resistência na temperatura de 600°C.

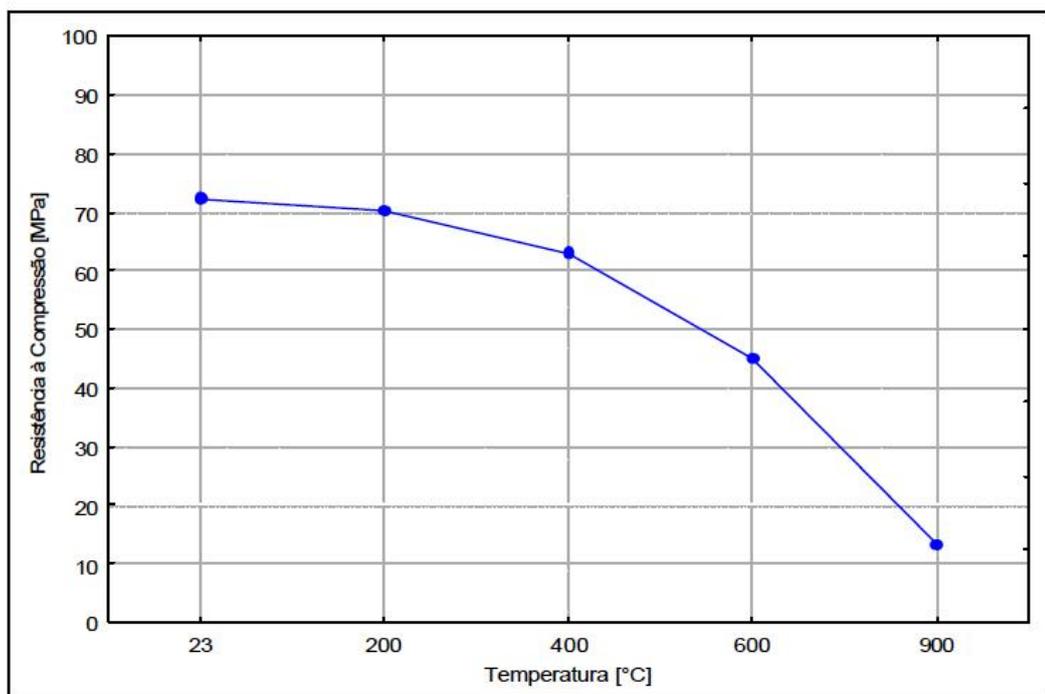


Figura 2.2 - Resistência à compressão do concreto em função da variação da temperatura de exposição (Lima, 2005)

Tendência semelhante também pode ser observado na Figura 2.3, que mostra a resistência residual relativa para corpos-de-prova de concreto cúbicos com 100mm de lado. As linhas tracejadas representam a generalização dos limites superior e inferior obtida por análise de regressão.

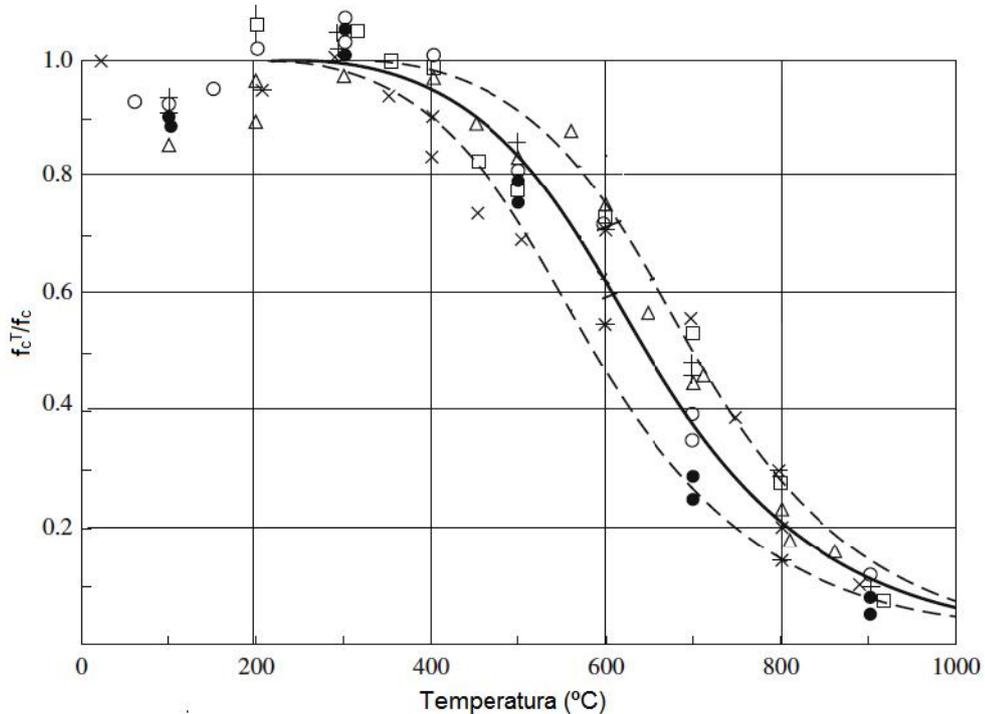


Figura 2.3 - Resistência residual relativa de cubos de concreto em função da variação da temperatura de exposição (Guo e Shi, 2011)

A Figura 2.4 apresenta as condições físicas finais de corpos-de-prova cúbicos submetidos à ação de cargas axiais, a diferentes temperaturas. O corpo-de-prova ensaiado em temperatura ambiente apresentou uma pirâmide reversa vertical e fissuras na seção média, enquanto que as superfícies do topo e inferior não apresentaram sinais de ruptura e os cantos e lados permaneceram intactos devido ambas as superfícies estarem confinadas.

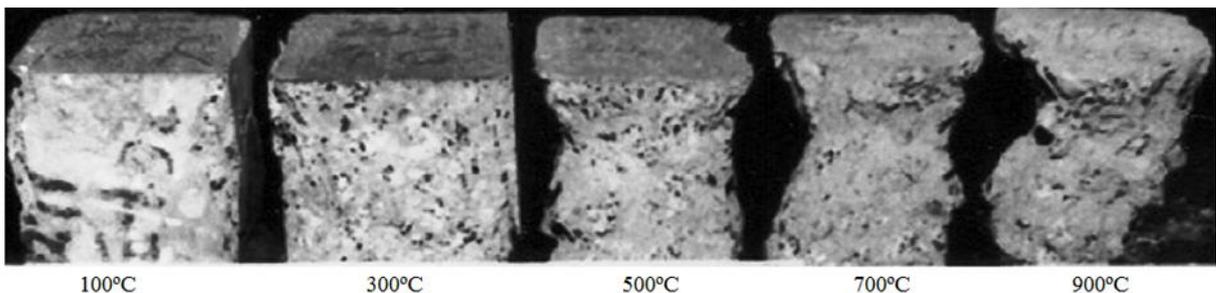


Figura 2.4 - Aspecto físico de corpos-de-prova submetidos a carregamento em diferentes valores de temperatura (Guo e Shi, 2011)

A resistência à compressão de corpos-de-prova cúbicos de concreto em diferentes temperaturas é mostrada na Tabela 2.1. São apresentadas duas classes de resistência, com dois tipos de agregado graúdo, brita calcária e brita granítica. A temperatura dos corpos-de-prova cresceu gradualmente durante os ensaios e todos os materiais do concreto experimentaram uma série de reações químicas e físicas.

Tabela 2.1 - Resistência à compressão, em MPa, de corpos-de-prova submetidos à condição de altas temperaturas (Li, 1991 apud Guo e Shi, 2011)

Tipo de concreto	Tipo de brita	Temperatura					
		Ambiente	100°C	300°C	500°C	700°C	900°C
C1	Calcária	30,5	28,2	32,5	24,7	10,6	3,6
C2	Granítica	28,8	26,1	30,3	22,8	8,3	2,4
C3	Calcária	55,0	50,3	56,7	43,7	21,4	5,0
C4	Granítica	54,1	48,2	54,3	40,9	13,8	2,9

Conforme Li (1991) apud Guo e Shi (2011), o comportamento do concreto submetido à condição de altas temperaturas pode ser descrito da seguinte forma:

Na temperatura de 100°C, a água livre evapora gradualmente e fissuras capilares e vazios são formados no interior do corpo-de-prova. A pressão de água e vapor nas fissuras e vazios aumenta quando a temperatura aumenta causando forças de tração nos arredores do material sólido. A concentração de tensões ocorre nas extremidades das fissuras e acelera a expansão destas. A resistência à compressão do concreto é ligeiramente reduzida.

Na temperatura de 300°C, devido o coeficiente de expansão do agregado graúdo e da argamassa de cimento não serem iguais, a diferença na deformação térmica entre eles causa a formação de fissuras no contorno do agregado e reduz a resistência à compressão. Por outro lado, a água combinada no gel de cimento começa a ser liberada, reforçando a ação adesiva das partículas de cimento e relaxa a concentração de tensões na extremidade das trincas, ajudando a aumentar a resistência do concreto. Estes fatores contraditórios são simultâneos, de modo que a resistência à compressão do concreto primeiro aumenta ligeiramente e depois reduz.

Na temperatura de 500°C, a diferença na deformação térmica entre o agregado e a argamassa de cimento aumenta continuamente, e as fissuras no contorno do corpo-de-prova expandem e estendem-se. A água no hidróxido de cálcio e outros componentes químicos disponíveis após a hidratação do cimento é liberada com expansão de volume, as fissuras expandem-se e a resistência à compressão reduz mais rapidamente.

Na temperatura de 700°C ou maior, são formados componentes de quartzo a partir das partículas de cimento desidratadas e dos agregados decompostos, acompanhados por uma expansão considerável. Fissuras também aparecem no interior de alguns agregados e expandem-se com o aumento da temperatura. A resistência à compressão do concreto reduz drasticamente.

De um modo geral, a relação entre a resistência do concreto à temperatura ambiente e a resistência à temperaturas elevadas situam-se na faixa de valores apresentada na Figura 2.5, mostrada a seguir.

A ação térmica resulta em perda de resistência e deterioração do comportamento à deformação do concreto. A principal razão para isto pode ser resumida da seguinte forma:

- Fissuras e vazios formam-se no interior do concreto após a evaporação da água;
- O comportamento térmico do agregado graúdo e da argamassa de cimento são diferentes, o que causa uma diferença na deformação e tensões térmicas entre eles, e resulta em fissuras em seu contorno;
- O agregado expande e fissa em altas temperaturas. Os danos internos no concreto desenvolvem-se e acumulam-se continuamente, e tendem a ser mais graves quando a temperatura aumenta.

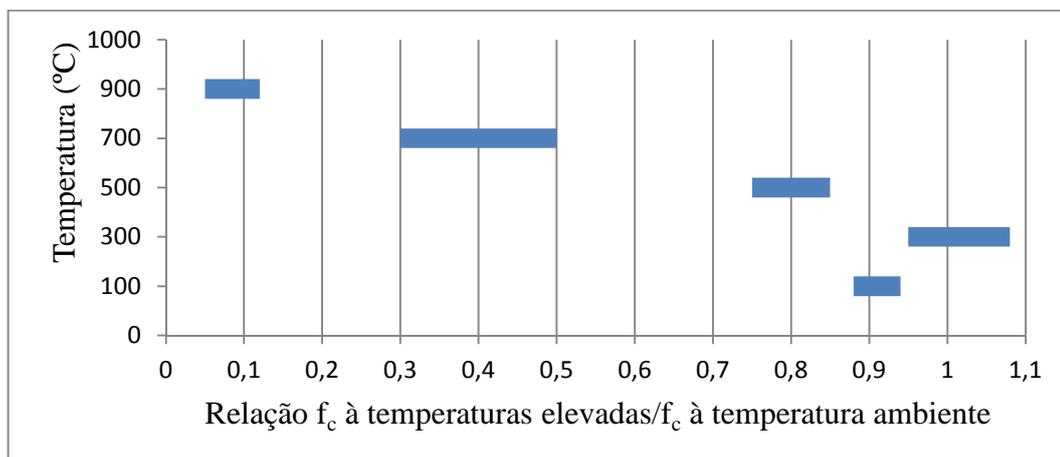


Figura 2.5 - Relação entre a resistência à compressão em temperaturas elevadas e a resistência à temperatura ambiente (adaptado de Li, 1991 apud Guo e Shi, 2011)

A NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio (ABNT, 2012), especifica os coeficientes de redução de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto para diversos valores de temperatura, para concretos preparados com agregados silicosos ou calcários, os quais são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Valores das relações f_c^T/f_{ck} e E_c^T/E_0 para concretos de massa específica entre 2000 e 2800 kg/m³, preparados com agregados silicosos ou calcários (ABNT, 2012)

Temperatura do concreto (°C)	Agregado silicoso		Agregado calcário	
	f_c^T/f_{ck}	E_c^T/E_0	f_c^T/f_{ck}	E_c^T/E_0
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

A resistência à compressão do concreto varia conforme as mudanças de temperatura. Entretanto, o comportamento térmico do concreto depende de muitos fatores, tais como materiais, composição química mineral, mistura e umidade. Além disso, o dispositivo e o método de ensaio, a forma e tamanho dos corpos-de-prova, a velocidade de aquecimento e o tempo de exposição ao calor constituem importantes variáveis na determinação da resistência em altas temperaturas.

A resistência do concreto convencional em altas temperaturas decresce com o aumento da temperatura. Em concretos de alta resistência, o corpo-de-prova de concreto pode sofrer spalling e quebrar subitamente quando a temperatura ultrapassa os 400°C. Outras deduções importantes, mas não conclusivas, são que o aumento do fator água-cimento e do teor de umidade, a redução da taxa de aquecimento e do tempo de exposição ao calor reduzem a resistência do concreto (LI e GUO, 1993).

Caso o concreto seja submetido a altas temperaturas e depois resfrie-se até a temperatura ambiente, a sua resistência residual poderá ser a base principal para avaliar o nível de dano e a segurança de uma estrutura e tem considerável influência no trabalho de um esquema de reforço.

O interior do concreto é danificado gradualmente quando é aquecido e uma alta temperatura é mantida. Quando o concreto é resfriado, a temperatura em sua superfície decresce rapidamente, mas a temperatura em seu interior permanece alta, por isso um campo de temperatura não uniforme é formado e novos danos podem ocorrer no interior do concreto. Isto resulta em um maior decréscimo na resistência após o concreto ser resfriado comparado

com antes do resfriamento, isto é, em temperatura elevada. Alguns fatores, tais como o tipo de cimento e agregado, o fator água/cimento e a idade do concreto também influenciam a resistência residual após o resfriamento.

Se o corpo-de-prova experimenta aquecimento e resfriamento e é mantido na temperatura ambiente, a sua resistência à compressão diminui continuamente e a resistência residual diminui com o aumento da temperatura máxima. Se após aquecimento e resfriamento o corpo-de-prova é imerso em água, a resistência perdida pode, em parte, ser recuperada e quanto menor a temperatura máxima alcançada, mais a resistência é recuperável. Depois de vários ciclos de aquecimento e resfriamento, a resistência do concreto diminui com o tempo, mas a maioria da resistência já é perdida após o primeiro resfriamento (WEIGLER e FISHER, 1972).

De forma concomitante às alterações físico-químicas do concreto no processo de aquecimento, a massa dos corpos-de-prova decresce gradualmente. A perda de massa de um corpo-de-prova após permanecer por determinado período de tempo em temperaturas elevadas é mostrada na Figura 2.6.

Observa-se que quando a temperatura de ensaio varia de 20 a 200°C, o concreto perde massa rapidamente, principalmente porque a água livre do corpo-de-prova evapora. De 200 a 500°C, a água é perdida lentamente, visto que a água quimicamente combinada se separa da argamassa de cimento. Quando a temperatura alcança 500°C, o hidróxido de cálcio produzido a partir da hidratação do cimento, decompõe e desidrata. Ao exceder 600°C, os carbonatos de magnésio e cálcio da dolomita e calcita dos agregados começam a decompor, então os agregados tornam-se instáveis e a perda de massa pode alcançar 10%. Quando a temperatura é ainda maior, a camada externa do concreto é danificada e descama, causando mais perda de massa (NAN, 2004).

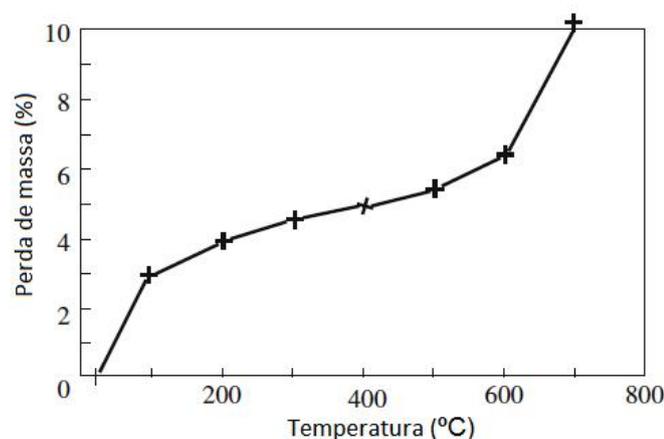


Figura 2.6 - Perda de massa, em porcentagem, de corpos-de-prova de concreto submetidos a elevadas temperaturas (Nan, 2004)

Por meio da análise da Figura 2.7, observa-se que até 200°C houve pouca perda de massa, que pode ser atribuída a evaporação parcial da água presente nos poros. Entre 200 e 400°C, a perda de massa torna-se mais significativa, pois além da perda da água livre, ocorre também a desidratação da estrutura do C-S-H e de outros produtos hidratados. A perda de massa continua crescente até os 600°C, com o aparecimento de spalling explosivo (KIRCHHOF, 2010).

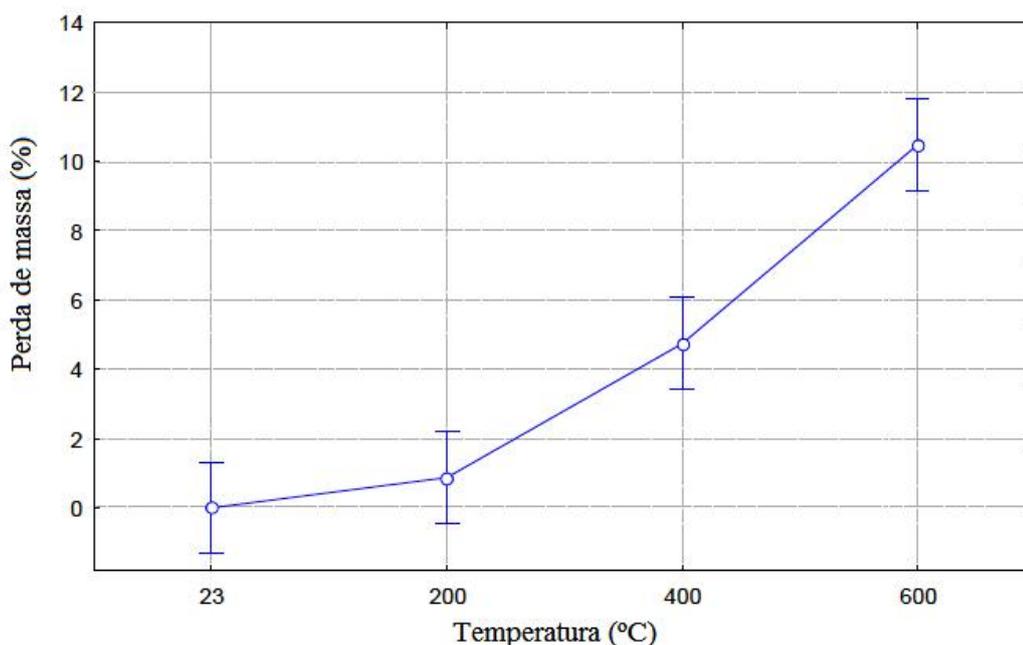


Figura 2.7 - Perda de massa, em porcentagem, de corpos-de-prova de concreto submetidos a elevadas temperaturas (kirchhof, 2010)

Outro fator importante diz respeito ao carregamento a que está submetido o concreto nas condições de exposição a altas temperaturas. Como apresentado na Figura 2.8, Neville (2007) descreve que a aplicação de carga tem grande influência sobre a resistência residual do concreto.

Considerando, por exemplo, a temperatura de 600°C, observa-se que o concreto ensaiado com a carga de 40% da carga de ruptura (II), apresentou desempenho superior ao concreto ensaiado sem carga (I). No entanto, o concreto ensaiado sem carregamento e com resistência à compressão determinada com o corpo-de-prova ainda quente (III) superou os demais casos, apontando que durante o período de tempo de resfriamento o concreto continua a sofrer alterações que reduzem ainda mais a resistência residual.

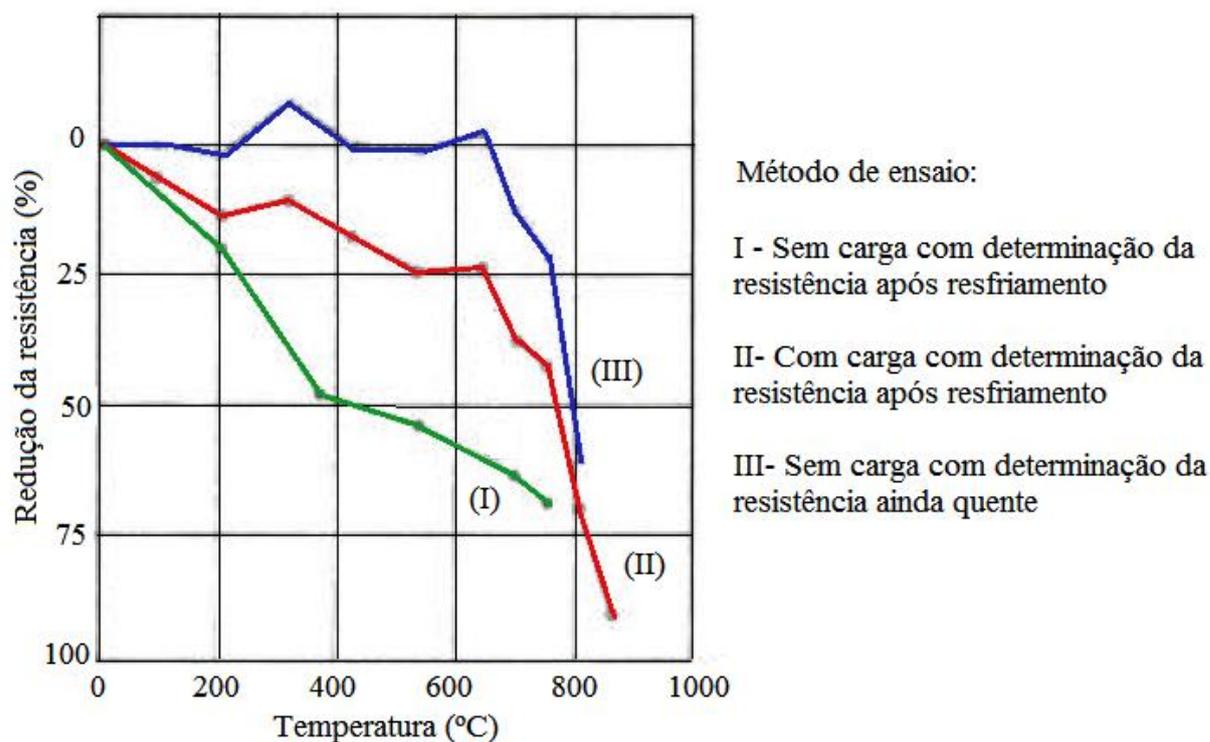


Figura 2.8 - Redução de resistência de concretos submetidos à exposição de altas temperaturas, sob variadas metodologias de ensaio (Neville, 2007)

Com relação ao grau de saturação do concreto, deve-se ter em conta a relação entre a ocorrência de spalling explosivo e a quantidade de água presente na estrutura de poros do concreto. Além disso, deve-se considerar a interação do grau de saturação do concreto com a sua compactidade, que é considerado relevante na ocorrência de spalling e, conseqüentemente, na redução da resistência à compressão.

Os resultados apresentados por Chan et al. (1999) apontam que o comportamento do concreto em elevadas temperaturas, considerando diferentes graus de saturação, mostram a forte dependência do spalling explosivo em relação à umidade e à resistência do concreto. A combinação de concretos compactos com a quantidade de água presente no concreto mostrou ser mais propício ao desencadeamento de rupturas explosivas.

A Figura 2.9 apresenta a resistência à compressão residual do concreto submetido a elevadas temperaturas, considerando variados graus de saturação do concreto. Conforme os resultados apresentados por Kirchhof (2010) pode-se perceber um ganho de resistência entre as temperaturas de 23 e 200°C, sendo que a maior resistência foi alcançada pelo concreto com maior grau de saturação. Isto acontece porque nesse intervalo de temperatura inicia-se o processo de evaporação de água livre presente nos poros do concreto. Entre as temperaturas de 200 e 600°C a resistência à compressão do concreto decresce rapidamente, sendo mais

acentuada no concreto com maior grau de saturação, possivelmente devido à maior ocorrência de spalling.

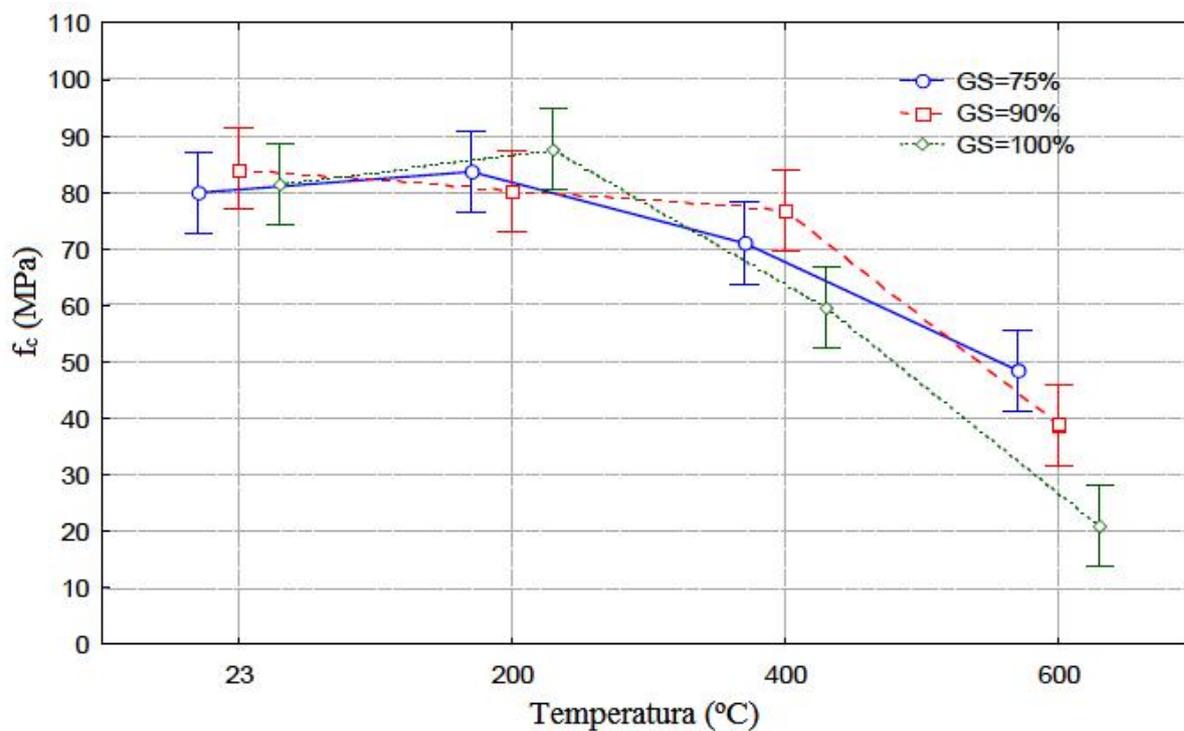


Figura 2.9 - Resistência à compressão residual de concretos expostos a elevadas temperaturas, considerando variados valores de grau de saturação (Kirchhof, 2010)

2.4.2 Resistência à tração

De acordo com Guo e Shi (2011), a resistência à tração do concreto decresce linearmente quando a temperatura de ensaio aumenta, conforme se pode observar na Figura 2.10, onde f_t e f_t^T são, respectivamente, as resistências à tração do concreto em temperatura ambiente e em temperaturas elevadas.

A resistência à tração relativa (f_t^T/f_t) é menor do que a resistência à compressão relativa. Isto demonstra que os danos internos causados pela ação térmica tem uma forte influência na sua resistência à tração. Por essa razão, a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão do concreto varia quando a temperatura é modificada.

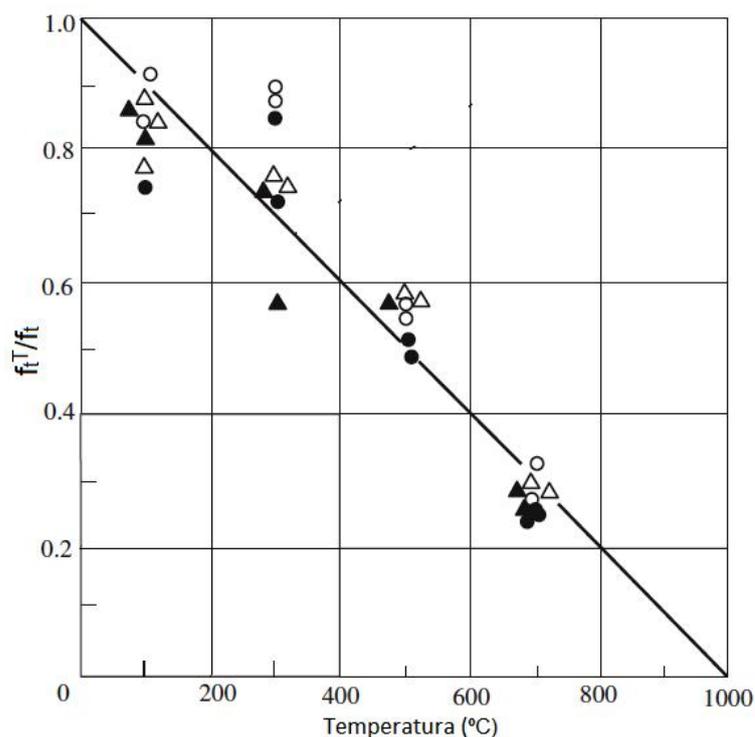


Figura 2.10 - Relação entre a resistência à tração do concreto em temperatura ambiente e a resistência à tração em temperaturas elevadas (Guo e Shi, 2011)

Segundo Mehta e Monteiro (2008), a estrutura da zona de transição em temperatura ambiente, expressa essencialmente pelo volume de vazios e pela quantidade de microfissuras presentes, é suficientemente atingida pela exposição a temperaturas elevadas, aumentando ainda mais a microfissuração, fato que tende a reduzir a resistência à tração mais rapidamente que a resistência à compressão do concreto.

2.4.3 Deformações

Quando o concreto é aquecido ou resfriado livremente, com tensão zero, ele é alongado ou encurtado e expande-se ou contrai-se. Quando a temperatura é maior que 400°C, o valor da deformação térmica do concreto é extremamente alto e excede bastante o valor de pico da tensão à compressão do concreto em temperatura ambiente. Este comportamento térmico tem uma influência considerável no comportamento mecânico das estruturas de concreto em elevadas temperaturas.

Segundo Guo e Shi (2011), o concreto quando submetido a altas temperaturas apresenta o comportamento descrito na Tabela 2.3, mostrada a seguir. O comportamento da

deformação térmica do concreto em altas temperaturas é apresentado na Figura 2.11, a seguir. Neste caso, o concreto foi exposto ao calor sem a aplicação de cargas externas.

Tabela 2.3 - Comportamento das deformações de corpos-de-prova de concreto submetido a altas temperaturas (Guo e Shi, 2011)

Temperatura	Comportamento do concreto
< 200°C	Os componentes sólidos do concreto, incluindo o agregado graúdo e a argamassa de cimento, expandem-se devido às temperaturas elevadas e simultaneamente retraem-se devido à perda de água. Ambos os fatores se compensam e causam pequena deformação (alongação) em uma taxa de crescimento pequena. À 200°C, a deformação térmica (ϵ_{th}) varia de $0,8 \times 10^{-3}$ a $1,5 \times 10^{-3}$.
Entre 300°C e 600°C	Os componentes sólidos expandem-se continuamente quando a temperatura é elevada, e as fissuras no contorno do agregado aparecem e estendem-se. A deformação resultante aumenta rapidamente. A deformação térmica alcança um alto valor, e ϵ_{th} varia de 6×10^{-3} a 9×10^{-3} quando a temperatura é de 500°C.
Entre 600 e 700°C	A taxa de aumento de deformação da expansão térmica diminui ou mesmo cessa. A deformação de expansão é possivelmente obstruída porque os cristais dos minerais dentro dos agregados variam e os danos internos no concreto acumulam-se. A deformação ϵ_{th} é maior que 10×10^{-3} .

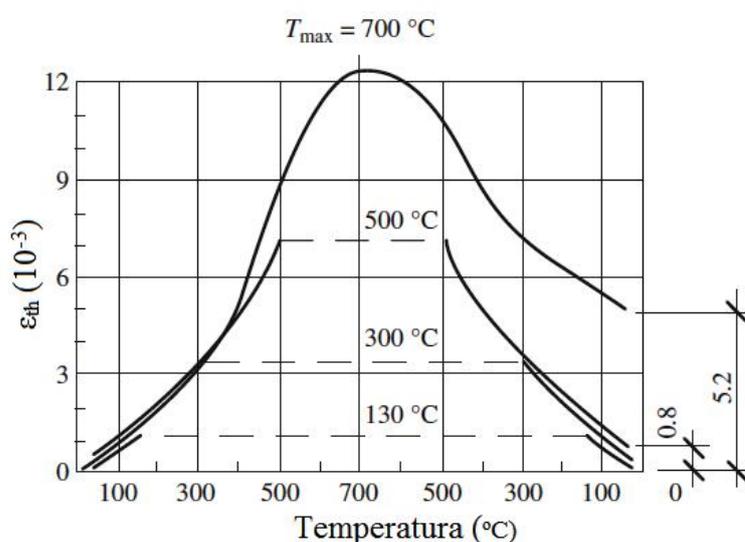


Figura 2.11 - Deformação térmica do concreto após o aquecimento em variados valores de temperatura (Guo e Shi, 2011)

Em um incêndio ocorre pelo menos um ciclo de aquecimento e resfriamento. Se várias instâncias de extinção e queima ocorrerem, o mesmo número de ciclos irregulares de aquecimento e resfriamento ocorrerá. Correspondentemente, as temperaturas na superfície e no interior da estrutura de concreto aumentarão e diminuirão alternadamente. Isto influencia

os diferentes níveis de deformação, tensões, capacidade de suporte e os danos na estrutura de concreto.

Quando os corpos-de-prova resfriam até a temperatura ambiente, sua deformação de expansão não desaparece completamente e existe deformação residual (alongamento). A deformação residual é pequena quando a temperatura de ensaio é inferior a 300°C; ela cresce rapidamente quando a temperatura é maior que 500°C e alcança $5,2 \times 10^{-3}$ quando a temperatura é igual a 700°C.

A deformação de expansão (ϵ_{th}) do concreto durante o processo de aquecimento é composto de quatro partes: expansão no aquecimento do material sólido, retração devido à perda de água, aparecimento e ampliação de fissuras no contorno entre o agregado e a argamassa de cimento, e danos no interior dos agregados. Entretanto, durante o processo de resfriamento, apenas a expansão de aquecimento do material sólido pode ser completamente restaurada. Os outros permanecem inalterados.

A Figura 2.12 mostra a curva de tensão-deformação à compressão completa para o concreto em elevadas temperaturas, obtida para dois tipos de concreto. O primeiro gráfico se refere a um concreto com resistência de 20 MPa produzido com brita calcária e o segundo a um concreto com resistência de 40 MPa produzido com brita granítica, conforme resultados de Wei e Zhen-Hai (1993).

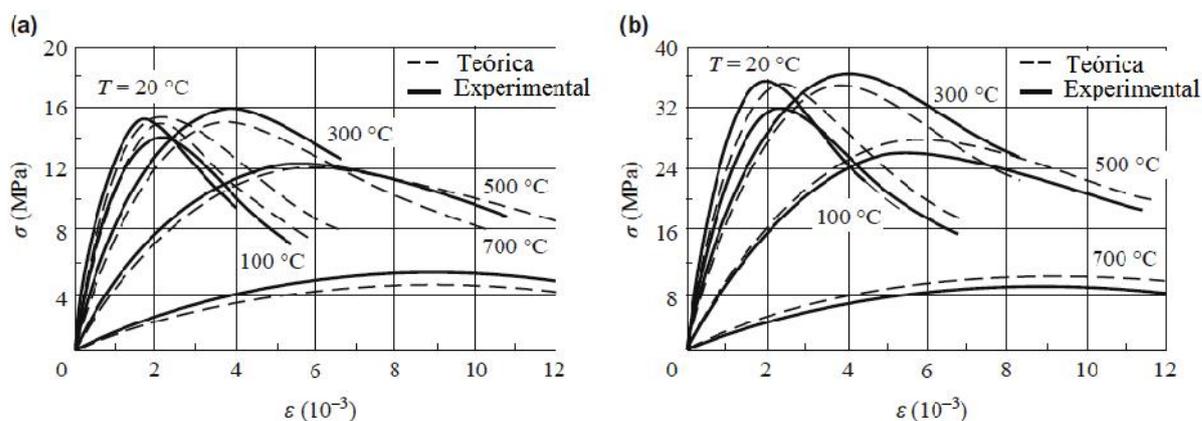


Figura 2.12 - Curvas tensão-deformação do concreto em elevadas temperaturas: a) f_c de 20 MPa com brita calcária; b) f_c de 40 MPa com brita granítica (Wei e Zhen-Hai, 1993)

A curva de tensão-deformação à compressão do concreto em elevadas temperaturas mostra claramente que ela tende a achatar e seu pico evidentemente cai e se move em direção ao lado direito quando a temperatura de ensaio aumenta. Isto significa que a resistência à compressão em elevadas temperaturas decresce, a correspondente deformação de pico aumenta consideravelmente, e o módulo de elasticidade diminui drasticamente.

Durante o aquecimento e manutenção da temperatura, antes da aplicação de carga no concreto, um estado de micro tensão inicial (deformação) e muitas fissuras são formadas no interior do concreto por várias razões, tais como a evaporação de água, diferenças no comportamento térmico entre o agregado graúdo e a argamassa de cimento, e a expansão e rompimento do agregado. O processo de deformação no início do carregamento até a ruptura do corpo-de-prova pode ser dividido em três estágios:

- a) Quando a tensão no concreto é baixa, menor que 40% de f_c , a deformação do concreto aumenta aproximadamente linearmente com a tensão. Mas, se a temperatura de ensaio é elevada ($T > 500^\circ\text{C}$), várias fissuras são formadas no corpo-de-prova antes do carregamento e a inclinação da linha reta inicial é reduzida;
- b) Quando a tensão aumenta, a deformação plástica desenvolve-se rapidamente e a inclinação da curva tensão-deformação decresce gradualmente devido às fissuras formadas na superfície e no interior do corpo-de-prova aquecido. Quando a tensão é máxima, a tangente da curva é horizontal e a deformação correspondente é chamada de deformação à compressão de pico em temperaturas elevadas. Quando a temperatura de ensaio aumenta, a parte de pico da curva tende a achatar e o ponto de pico não é claramente visível;
- c) Quando a tensão passa o ponto de pico e entra no ramo descendente da curva, a deformação do corpo-de-prova aumenta continuamente e as fissuras internas estendem-se ainda mais, mas nenhuma quebra súbita ocorre no concreto. A capacidade de suporte do corpo-de-prova reduz uniformemente.

O módulo elástico inicial do concreto em temperaturas elevadas assim como em temperaturas normais é definido como a razão entre a tensão $\sigma = 0,3 \cdot f_c^T$ e a correspondente deformação ϵ , ou a inclinação da secante, neste ponto, medida na curva tensão-deformação. O módulo secante na tensão de pico é a razão entre a resistência à compressão máxima e a correspondente deformação de pico.

2.4.4 Relação tensão-deformação

Em engenharia estrutural, o concreto após os processos de moldagem, cura e endurecimento, alcança um certo valor de resistência e começa a suportar a ação de cargas. No último período de construção e colocação em serviço, a estrutura suporta várias cargas permanentes e acidentais, e sustenta frequentes ou ocasionais variações de temperatura

ambiental. Isto ocasiona a redistribuição de forças internas da estrutura durante os processos de aquecimento e resfriamento. A tensão e a temperatura do concreto na estrutura variam de uma forma mais complexa: qualquer um aumenta ou diminui simultaneamente ou alternadamente. Portanto, cada ponto do concreto tem um particular caminho temperatura-tensão.

Quando a temperatura e a tensão do concreto variam a partir de uma condição inicial, pode haver muitos caminhos diferentes, mas existem dois caminhos extremos: carregamento sob temperatura constante ($T \rightarrow$) e aquecimento sob carga constante ($\rightarrow T$). No primeiro caso, o concreto é aquecido e mantido em um valor de temperatura elevada, e é então carregado. No segundo caso, o concreto é carregado e mantido sob certo valor de tensão, e é então aquecido. Em um edifício sujeito a um incêndio, a estrutura está carregada por várias cargas permanentes e acidentais em um estágio inicial, e então experimenta a ação térmica. Qualquer caminho temperatura-tensão arbitrário pode ser simulado por passos finitos de incrementos de temperatura e tensão.

Na Figura 2.13, a seguir, a curva do método de ensaio com aquecimento sob carga constante ($\rightarrow T$) está acima daquela do método de ensaio com carregamento sob temperatura constante ($T \rightarrow$). A temperatura última e os valores de tensão do concreto obtidos nos vários ensaios nos outros caminhos temperatura-tensão caíram entre estas duas curvas. Isto demonstra que a linha conectando os dados experimentais medidos a partir do método de ensaio com carregamento sob temperatura constante ($T \rightarrow$) é o limite inferior da resistência à compressão do concreto em elevadas temperaturas. Por outro lado, a linha conectando os dados experimentais medidos a partir do método de ensaio com aquecimento sob carga constante ($\rightarrow T$) é o limite superior da resistência à compressão do concreto em elevadas temperaturas (NAN, 1994).

A resistência à compressão do concreto em elevadas temperaturas aumenta no método de ensaio com aquecimento sob carga constante ($\rightarrow T$) e outros métodos de ensaio com tensão à compressão antes do aquecimento, comparado com aqueles sob o método de ensaio com carregamento sob temperatura constante ($T \rightarrow$). As principais razões para isto são que a tensão de compressão agindo no concreto restringe efetivamente o avanço da deformação de expansão livre do concreto durante o aquecimento e restringe a extensão da fissura perpendicular à direção da tensão. Nesse meio termo, a deformação térmica transiente aparece em grande quantidade, induz o relaxamento e liberação de tensões internas do concreto, e mitiga o processo de falha na fronteira entre a argamassa de cimento e o agregado. Também, a

tensão compressiva reduz a expansão do volume resultante da cristalização do agregado e desidratação dos produtos de hidratação do cimento em elevadas temperaturas (NAN, 1994).

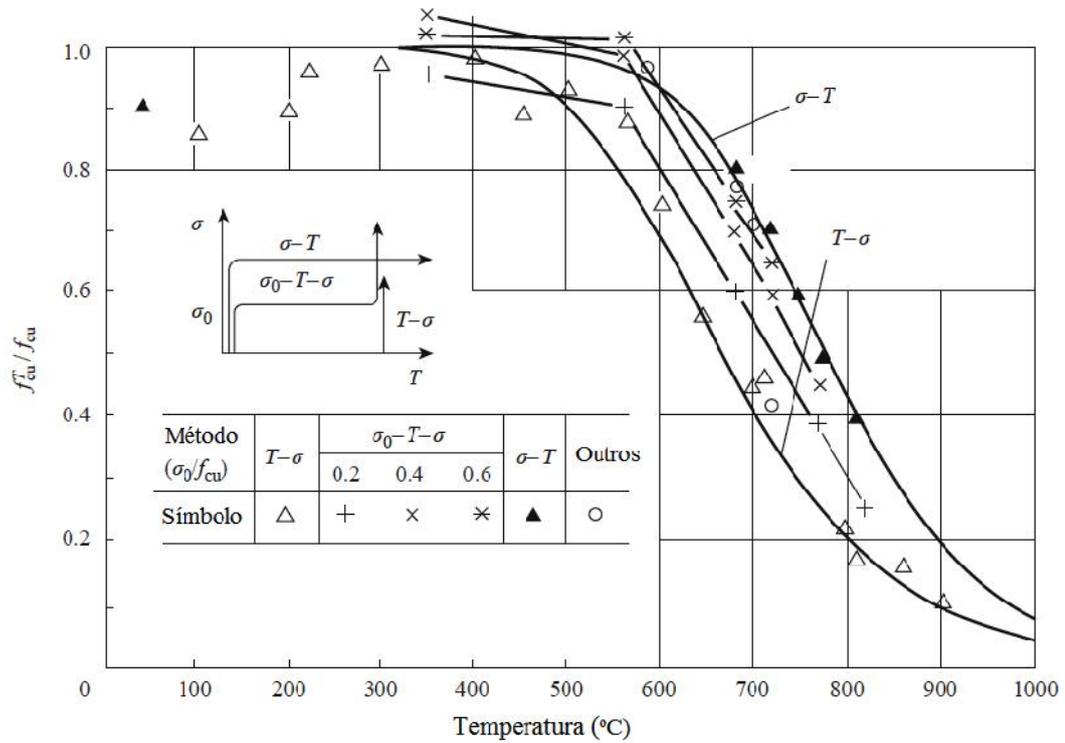


Figura 2.13 - Resistência à compressão do concreto em temperaturas elevadas, sob vários métodos de ensaio da tensão e da temperatura (Nan, 1994)

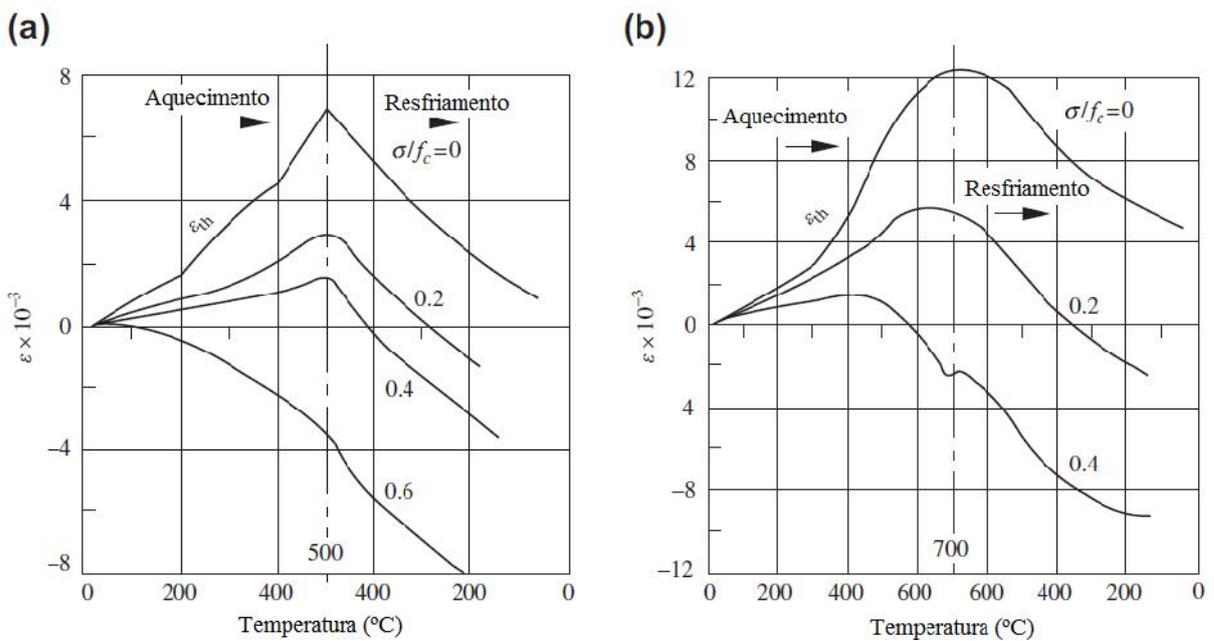


Figura 2.14 - Deformação do concreto sob diferentes níveis de tensão: a) temperatura máxima de 500°C; b) temperatura máxima de 700°C (Nan et al., 1997)

A curva temperatura-deformação do concreto é mostrada na Figura 2.14, considerando as temperaturas máximas de 500 e 700°C. Neste caso, o nível de tensão variou de 0 a 0,6 da tensão de ruptura.

A deformação de expansão (tomada como um valor positivo) do concreto aumenta rapidamente com a temperatura. O concreto contrai quase linearmente durante o processo de resfriamento. A deformação residual (alongamento) do corpo-de-prova após ele resfriar para a temperatura ambiente é perceptível, dependendo da máxima temperatura alcançada antes do resfriamento.

A deformação de compressão (tomada como um valor negativo) é produzida instantaneamente quando o corpo-de-prova é carregado na temperatura ambiente, e seu valor é bastante pequeno. No processo de aquecimento realizado logo depois, a deformação térmica do corpo-de-prova varia consideravelmente com o nível de tensão:

- a) Quando o nível de tensão é menor ou igual a 0,4 e a temperatura é menor que 500°C, a deformação térmica do concreto é expansiva e aumenta com a elevação da temperatura. No entanto, quanto maior o nível de tensão do concreto, menor a deformação de expansão;
- b) Quando o nível de tensão é maior ou igual a 0,6 e a temperatura é maior que 100°C, ou o nível de tensão é igual a 0,4 e a temperatura é maior que 500°C, o concreto é contraído com a elevação da temperatura e sua deformação é tomada como um valor negativo que se desenvolve rapidamente.

Portanto, a deformação térmica total do concreto aquecido desde o início para uma temperatura predeterminada pode ser alongamento ou contração, dependendo principalmente do nível de tensão que atuou antes do aquecimento. A Figura 2.15 mostra o comportamento da deformação térmica e da deformação térmica transiente no concreto. No processo de aquecimento-resfriamento, a deformação de expansão térmica do concreto sem tensão ($\epsilon = 0$) é ϵ_{th} . No concreto em aquecimento sob carga constante, a deformação aparece instantaneamente quando a tensão atua antes do aquecimento, e a deformação após o aquecimento é ϵ_T .

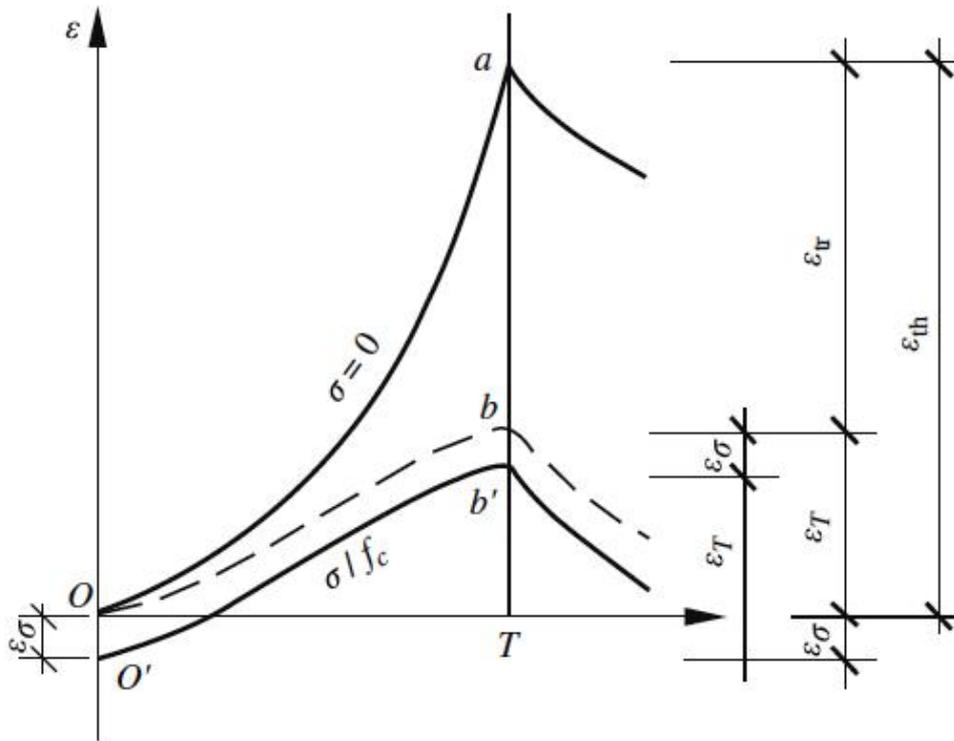


Figura 2.15 - Deformação e deformação térmica transiente do concreto (Guo e Shi, 2011)

As deformações térmicas do concreto sob diferentes tensões () são muito diferentes e a diferença entre eles é chamada de deformação térmica transiente (contração). Em Khoury et al. (1985), a diferença é chamada de deformação térmica por carga induzida (LITS) e é considerada como composta de duas partes: deformação térmica transiente e fluência básica, mas a primeira é a parte principal. A determinação da deformação térmica transiente pode ser realizada por meio da Equação 2.1, a seguir.

Realizada por meio da Equação 2.1

$$\epsilon_{tr}(T, \sigma/f_c) = \epsilon_{th}(T) - \epsilon_T(T, \sigma)$$

(2.1)

A deformação térmica transiente que ocorre durante o ciclo de aquecimento-resfriamento é mostrada na Figura 2.16. A deformação térmica transiente aumenta rapidamente quando a temperatura aumenta durante o processo de aquecimento e seu valor é aproximadamente proporcional ao nível de tensão. Entretanto, ela varia menos durante o processo de resfriamento e mantém quase o valor máximo alcançado na temperatura máxima (NAN et al., 1997). Portanto, a deformação térmica transiente do concreto ocorre apenas durante o aquecimento e não é restaurada durante o resfriamento.

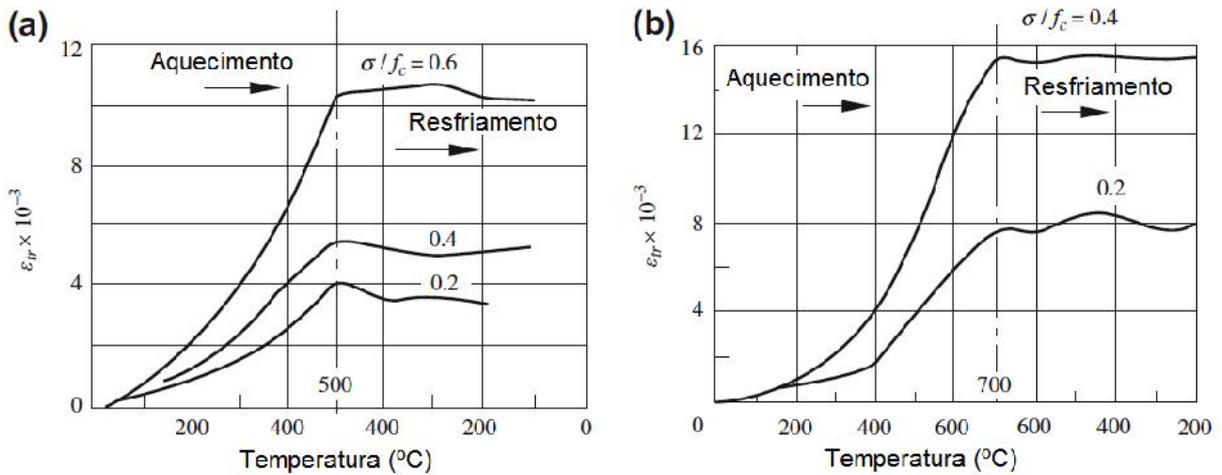


Figura 2.16 - Deformação térmica transiente do concreto durante o ciclo de aquecimento-resfriamento nas temperaturas de a) 500°C e b) 700°C (Nan et al., 1997)

2.4.5 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade inicial do concreto em temperaturas elevadas (E_0^T), assim como em temperatura ambiente é definido como a razão entre a tensão $\sigma = 0,3 \cdot f_c^T$ e a correspondente deformação, ou a inclinação da secante, neste ponto, medida na curva tensão-deformação. O módulo secante (E_s^T) na tensão considerada no ensaio é a razão entre a resistência à compressão e a correspondente deformação, na temperatura considerada.

O módulo de elasticidade inicial e o módulo secante do concreto variam com a temperatura de ensaio e são mostradas na Figura 2.17. A redução da amplitude do módulo do concreto excede o da resistência à compressão na mesma temperatura, isto é, E_0^T/E_0 é menor que f_c^T/f_c . A razão para isto é que a diminuição da resistência e o aumento na deformação do concreto ocorrem simultaneamente e a razão entre eles reduz-se rapidamente.

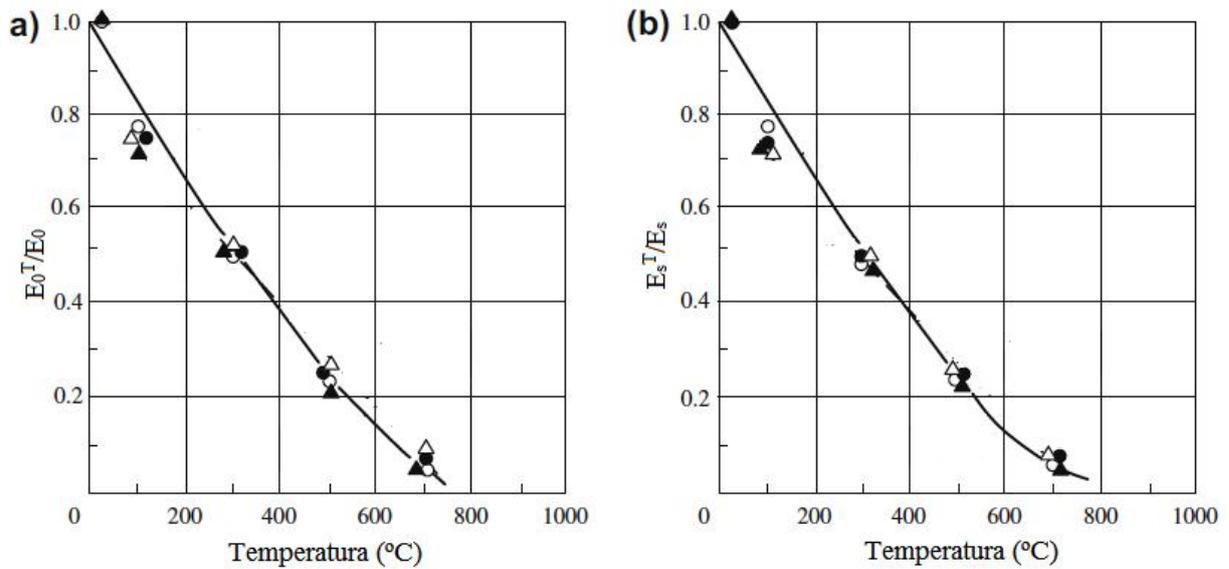


Figura 2.17 - Módulo de elasticidade inicial e módulo secante do concreto em temperaturas elevadas: a) E_0^T/E_0 ; b) E_s^T/E_s (Li e Guo, 1993)

Utilizando corpos-de-prova cilíndricos de concreto com dimensões de 100mm x 200mm, Lima (2005) demonstra que a redução do módulo de elasticidade independente da compacidade do concreto. O autor acrescenta que a elevada alteração no módulo de elasticidade do concreto em elevadas temperaturas pode originar deformações não previstas para os elementos estruturais, podendo torná-los inadequados ao uso. A Figura 2.18 apresenta a alteração no módulo de elasticidade do concreto em variadas temperaturas, considerando concretos de baixa e alta compacidade.

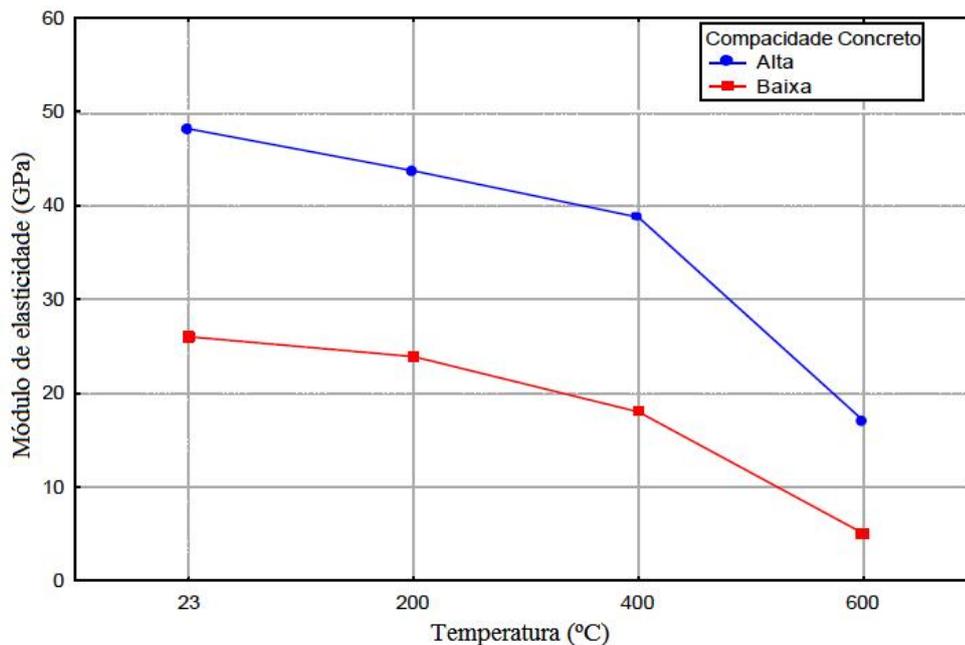


Figura 2.18 - Módulo de elasticidade de concretos de baixa e alta compacidade sob condições de temperaturas elevadas (Lima, 2005)

Cánovas (1988) apresentou o comportamento do módulo de elasticidade do concreto considerando a utilização de três tipos de agregado graúdo: agregado calcário, cascalho silicoso e agregado leve, conforme mostrado na Figura 2.19. Os resultados apontaram que o concreto com brita calcária apresentou melhor desempenho que os demais reduzindo em torno de 32% o valor do módulo de elasticidade na temperatura de 700°C. O concreto com agregado leve reduziu o valor do módulo de elasticidade em aproximadamente 55% e o concreto com cascalho silicoso obteve o pior desempenho, com redução do módulo de aproximadamente 70% do valor inicial.

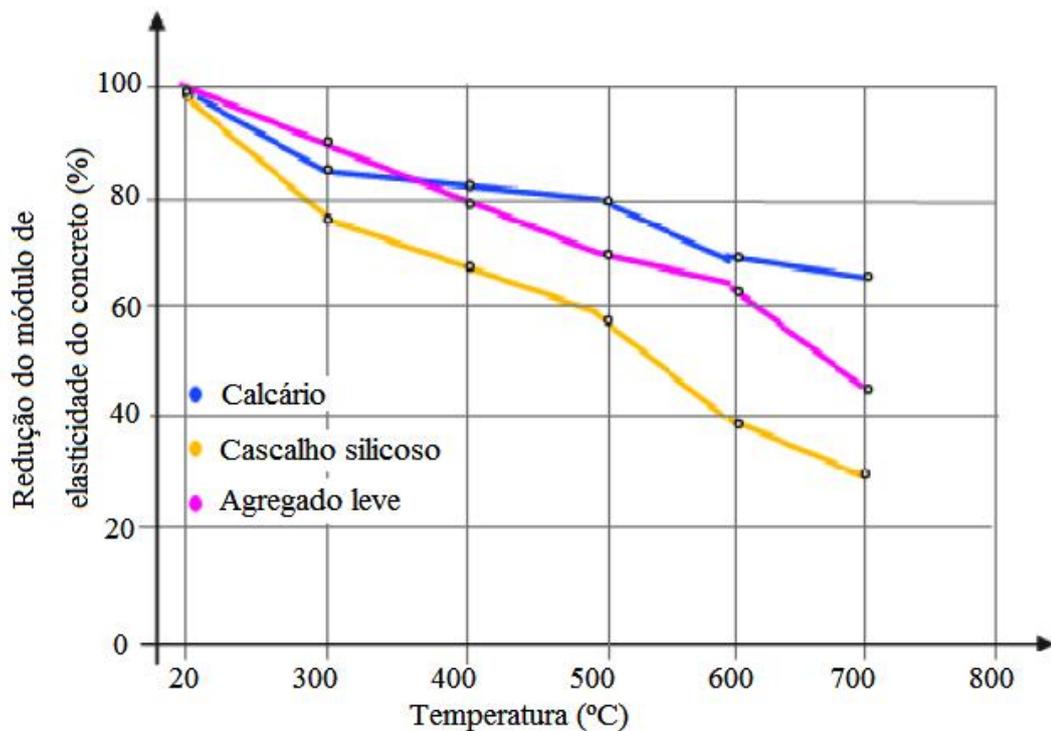


Figura 2.19 - Redução do módulo de elasticidade do concreto exposto a elevadas temperaturas considerando variados tipos de agregado graúdo (Cánovas, 1988)

2.5 PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO

A distribuição de temperatura e sua variação no interior da estrutura em elevadas temperaturas depende apenas do comportamento térmico dos materiais estruturais, além das condições de temperatura em torno da estrutura. A distribuição de temperatura não está relacionada ao estado de tensão e ao comportamento mecânico dos materiais.

Os componentes do concreto são misturados seguindo proporções predeterminadas e então submetidos a moldagem, adensamento e cura. O concreto é formado pelo processo de

cristalização e endurecimento devido à ação adesiva do cimento. As diversas matérias primas no concreto têm composição química mineral e textura diferentes, e seus parâmetros térmicos originais são diferentes. Os valores dos parâmetros térmicos formados são diferentes e os dados experimentais variam devido às diferenças na proporção de mistura, teor de água, idade e técnica de produção (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Quando o campo de temperatura da estrutura é analisado teoricamente e a equação básica de condução de calor é estabelecida, o comportamento térmico do material é descrito usando três termos. Correspondentemente, há três parâmetros básicos: coeficiente de condutividade térmica, capacidade térmica (calor específico) e densidade de massa. Outros parâmetros térmicos podem ser derivados destes parâmetros. Outro parâmetro térmico fundamental do material é o coeficiente de expansão linear, que influencia somente na tensão e deformação térmica do material e da estrutura, mas não está relacionado com a análise do campo de temperatura.

2.5.1 Condutividade térmica ou coeficiente de condução térmica

O coeficiente de condução de calor de um material é definido como a quantidade de calor (J) passando por unidade de área (m^2) com temperatura uniforme dentro da unidade de tempo (h) e por unidade de gradiente de temperatura (K/m). Suas unidades são $W/(m.K)$ ou $W/(m.^{\circ}C)$.

O agregado graúdo tem a maior fração de volume do concreto e tem influência predominante em seu comportamento térmico. O agregado graúdo do concreto de peso normal é de pedregulho aluvial ou pedra britada, que é quebrado a partir das rochas ígneas ou sedimentares. O coeficiente de condução de calor do agregado depende principalmente da composição do material, caráter do cristal e da estrutura dos grãos devido à baixa porosidade em seu interior, normalmente menor que 5%.

Os coeficientes de condutividade térmica de várias rochas e suas variações com a temperatura são mostrados na Figura 2.20. Os valores dos coeficientes de condutividade térmica destas rochas em temperatura ambiente são consideravelmente diferentes, podendo exceder até 300%, mas eles tendem a ser similares em temperaturas elevadas. Além disso, eles variam de forma diferente quando a temperatura aumenta. O coeficiente de condutividade térmica do arenito silicoso, dolomita e calcário diminui rapidamente, o de granito e gnaisse

diminui lentamente, o de diabásio e feldspato calcário aumenta lentamente quando a temperatura aumenta.

O coeficiente de condutividade térmica da argamassa de cimento endurecida varia pouco com o aumento da resistência. O fator água-cimento da argamassa durante a mistura tem alguma influência sobre o coeficiente de condutividade térmica. O concreto com elevado fator água-cimento contém mais água e, mais micro porosidades são formadas após a água ser perdida durante o endurecimento. Isto causa uma diminuição no coeficiente de condutividade térmica.

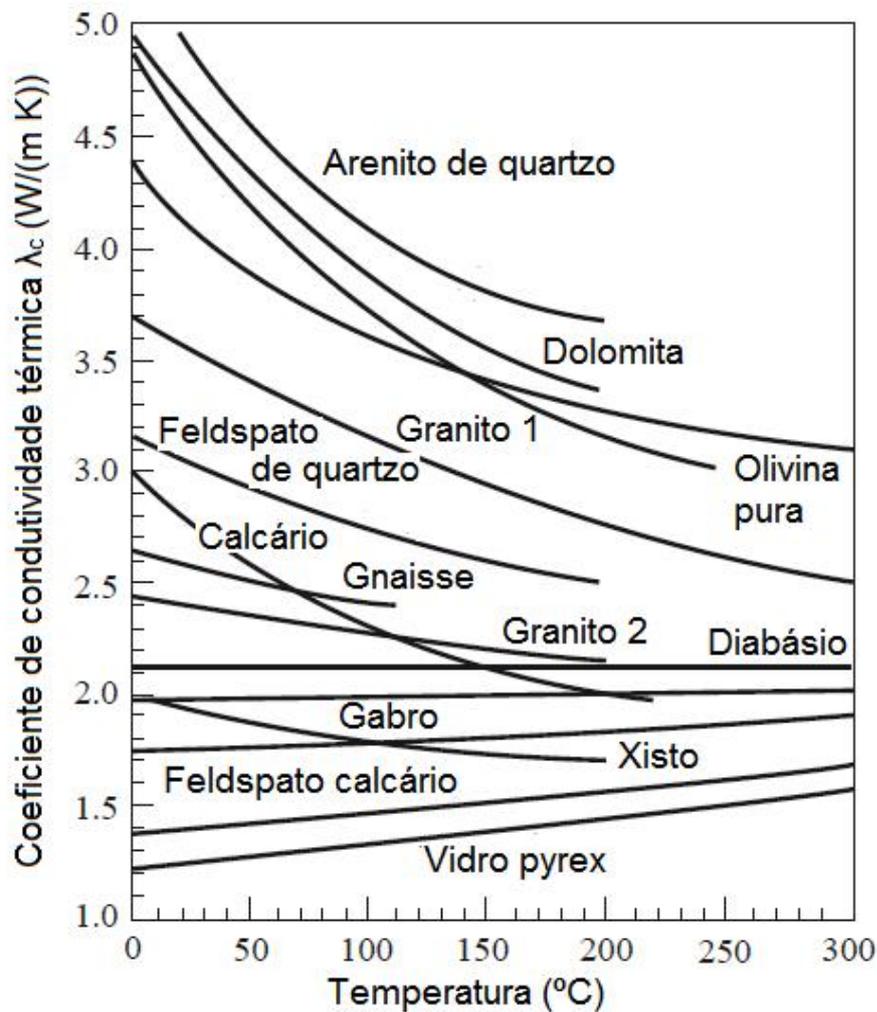


Figura 2.20 - Coeficiente de condução de calor de diversas rochas (Birch e Clark, 1984)

2.5.2 Capacidade térmica específica

A Capacidade térmica específica, ou calor específico, é definido como a quantidade de calor (J) absorvida por unidade de massa (kg) do material quando sua temperatura aumenta 1 K (ou 1°C), e suas unidades são J/kg.K ou J/kg.°C.

Os valores da capacidade térmica específica de concretos com diferentes agregados são mostrados na Figura 2.21. Eles aumentam gradualmente com a temperatura e tendem a estabilizar quando a temperatura é maior que 600°C.

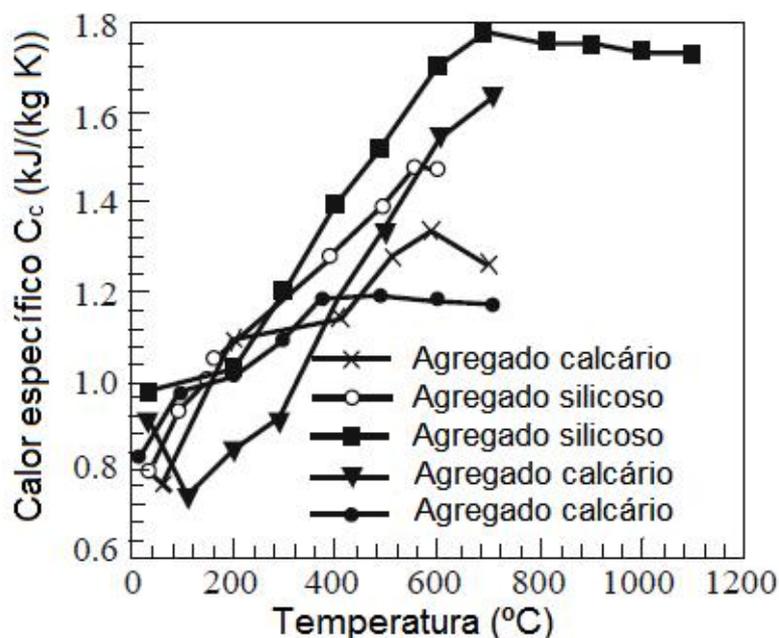


Figura 2.21 - Capacidade térmica específica do concreto com vários tipos de agregados (Schneider, 1982)

O tipo de agregado tem influência, embora não muita, na capacidade térmica específica do concreto. A capacidade térmica específica do concreto com agregado silicoso (quartzo) é ligeiramente maior que com agregado calcário, e para vários agregados leves é ligeiramente menor que em concretos convencionais. Outros fatores, tais como proporção de mistura, teor de água e idade, tem menos influência na capacidade térmica específica.

A variação do calor específico do concreto em função da temperatura é dada pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), sendo as relações válidas para concretos feitos com agregados silicosos ou calcários. Para concretos secos (umidade igual a 0%), o calor específico em função da temperatura é dado pela Equação 2.2, onde C_p é o calor específico do concreto em J/(kg.K) e t é a temperatura do concreto em °C.

$$\begin{aligned}
 C_p () &= 900 & 20^\circ\text{C} & \quad 100^\circ\text{C} \\
 C_p () &= 900 + (\quad - 100) & 100^\circ\text{C} < & \quad 200^\circ\text{C} \\
 C_p () &= 1000 + (\quad - 200)/2 & 200^\circ\text{C} < & \quad 400^\circ\text{C} \\
 C_p () &= 1100 & 400^\circ\text{C} < & \quad 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{2.2}$$

2.5.3 Massa específica

A massa específica é definida como a massa de material por unidade de volume, e sua unidade é kg/m^3 . A densidade de massa do concreto altera-se continuamente durante o aquecimento, conforme Figura 2.22. Ela reduz evidentemente durante o período inicial, porque a água evapora e transborda. Os componentes sólidos, ou seja, agregado e cimento, expandem-se após o aquecimento, o volume aumenta e a massa específica diminui. Este fenômeno existe em todo o processo de aquecimento, e sua influência aumenta gradualmente em altas temperaturas.

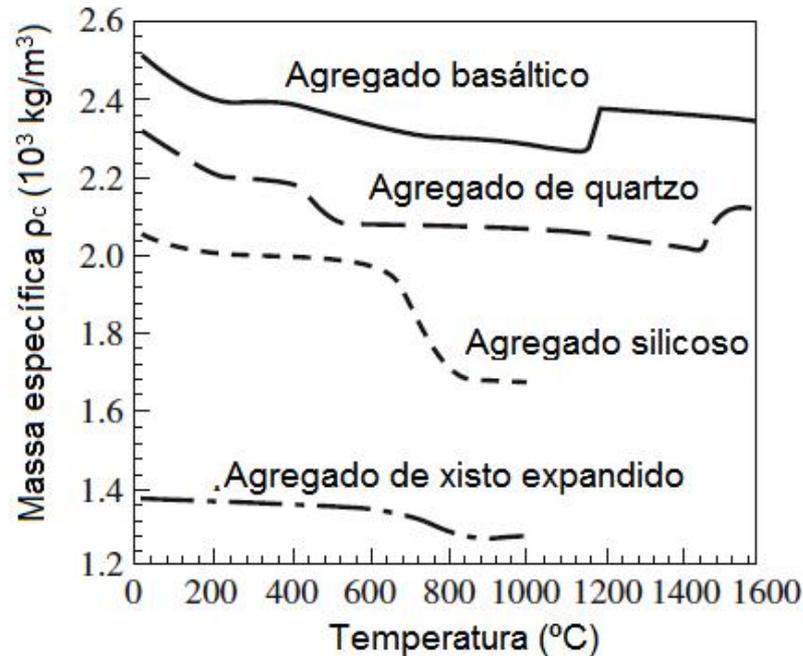


Figura 2.22 - Massa específica do concreto com vários agregados (Schneider, 1982)

Além disso, alguns tipos de agregado de rocha com diferentes componentes minerais têm propriedades especiais em temperaturas elevadas, o que influencia a densidade de massa. Por exemplo, agregados silicosos dissolvem e formam cristais em temperaturas acima de

600°C, e é acompanhado por considerável expansão de volume e súbita redução na densidade de massa. Basalto e quartzo são derretidos e sinterizados quando a temperatura alcança 1200°C, e então a densidade de massa do concreto aumenta subitamente.

A densidade de massa do concreto não varia acentuadamente com a temperatura, e a influência sobre a temperatura no interior da estrutura é menor do que outros parâmetros térmicos principais. Para simplificar o cálculo durante a análise do campo de temperatura da estrutura, a densidade de massa do concreto é normalmente tomada como constante (2200 a 2400 kg/m³) independentemente da temperatura.

O comportamento térmico fundamental do concreto não depende somente do comportamento térmico dos agregados graúdo e miúdo e da argamassa de cimento endurecida, mas também da composição, teor de água, idade, moldagem e técnica de adensamento, e compacidade do concreto. Então, os parâmetros térmicos apresentam grande variação e dispersão.

2.5.4 Influência térmica da armadura

Uma limitada quantidade de armadura se espalha pelo interior das estruturas de concreto armado e protendido, e geralmente representa apenas uma pequena porcentagem, menos de 4%, do volume total. A existência de armadura tem pequena influência na distribuição de temperatura no interior da estrutura sob condição de incêndio. Quando o campo de temperaturas de uma estrutura é analisado, levando a necessidade de precisão dos cálculos em consideração, a estrutura é assumida como sendo composta de concreto homogêneo e a armadura pode ser ignorada.

O principal constituinte do aço usado na construção de estruturas de edifícios são o ferro e o carbono. O aço é dividido em baixo, médio e alto aço-carbono, de acordo com o teor de carbono. Para melhorar o comportamento mecânico e a trabalhabilidade do aço, alguns elementos, tais como, manganês, silício, nióbio, vanádio e titânio, são misturados durante o processo de fusão, para fazer aço de baixa liga. Os diferentes elementos componentes e seu teor no aço, a trabalhabilidade e os processos de tratamento térmico do aço influenciam os índices de seu comportamento térmico.

O coeficiente de condução de calor de vários aços varia com a temperatura. Ferro puro tem o maior coeficiente de condução e ele diminui gradualmente quando o teor de carbono e as ligas aumentam no aço. Os coeficientes de condução de calor do aço carbono e dos aços de

baixa liga diminuem monotonicamente quando a temperatura aumenta, mas as taxas variáveis são reduzidas gradualmente. Entretanto, alguns aços contêm mais ligas e o coeficiente de condução de calor aumenta lentamente com a temperatura.

Uma vez que o ferro, carbono e outros elementos da liga têm diferentes valores de capacidade térmica específica, o aço composto de diferentes tipos e teores de elementos de liga têm correspondentes valores de capacidade térmica. O valor aumenta levemente e gradualmente com a temperatura, mas a variação é pequena.

A massa específica do aço também varia levemente devido aos diferentes tipos e teores de elementos de liga no aço. A massa específica do ferro puro é alta e alcança 7871 kg/m³; para os aços carbono e baixa liga, a densidade de massa é 7850 kg/m³. O volume do aço expande e a densidade massa diminui levemente quando a temperatura aumenta, mas ele é geralmente tomado como uma constante durante a análise do campo de temperaturas. A Tabela 2.4, a seguir, apresenta a variação geral dos parâmetros térmicos do aço e do concreto.

Tabela 2.4 - Variação geral dos parâmetros térmicos do aço e do concreto (FIP/CEB, 1978 apud Guo e Shi, 2011)

Material	Condutividade térmica ()	Capacidade térmica (C)	Massa específica ()
	W/(m.K)	kJ/(kg.K)	Kg/m ³
Aço	55 – 28	0,42 – 0,84	7850
Concreto	1,6 – 0,6	0,84 – 1,26	2300

Percebe-se que o aço é um bom condutor de calor e o concreto é um material com inércia térmica. A razão dos coeficientes de condução de calor é enorme. A capacidade térmica do aço é obviamente menor do que do concreto, porque é definida pela massa (kg) do material. Entretanto, se o volume por unidade de material é considerado, o produto de C por do aço é cerca do dobro do produto de C por do concreto.

O comportamento térmico e os valores dos parâmetros para o concreto e o aço têm um impacto evidente no valor e na distribuição de temperaturas na estrutura em temperaturas elevadas.

2.6 ALTERAÇÕES FÍSICO-QUÍMICAS DO CONCRETO

O concreto, apesar de ser claramente um material heterogêneo, composto de agregados, pasta de cimento e água, é tratado como se fosse homogêneo à temperatura

ambiente. Além disso, as barras de aço são normalmente nervuradas, o que melhora a aderência com o concreto e permite considerar, nos cálculos, a perfeita aderência entre os materiais.

Sob temperaturas elevadas, principalmente acima dos 100° C, ocorrem diversas transformações físico-químicas no concreto e no aço. Além disso, essas transformações são influenciadas pelas características da mistura (tipo de cimento, tipo de agregado, fator água/cimento, fator cimento/agregados, teor de umidade), resultando em ampla variabilidade das propriedades dos materiais à temperatura ambiente e, sobretudo, sob temperaturas elevadas (COSTA, 2008).

De modo geral, o concreto apresenta comportamento bastante complexo e instável nos primeiros instantes do aquecimento, devido a mudanças na microestrutura do material. As propriedades termo-hidro-mecânicas também mudam em função da temperatura, taxa de aquecimento, teor de umidade inicial, geometria e dimensões do elemento estrutural, carregamento, materiais constituintes, interações físico-químicas, entre outras.

Dentre as alterações físico-químicas que ocorrem no concreto sob temperaturas elevadas, algumas são reversíveis após o resfriamento, outras são irreversíveis e podem reduzir a capacidade resistente da estrutura após o incêndio. De acordo com FIB (2007), as alterações físico-químicas experimentadas pelo concreto sob temperaturas elevadas são as seguir apresentadas. Estas alterações são apresentadas de forma esquemática na Figura 2.23.

- 0 a 80°C: aumento da hidratação do cimento, perda lenta de água nos capilares e redução das forças de coesão;
- 100°C: aumento significativo da permeabilidade;
- 80 a 200°C: aumento da taxa de perda da água capilar e água livre;
- 80 a 850°C: perda da água unida quimicamente;
- 150°C: pico do primeiro estágio de decomposição dos hidratos de silicato de cálcio (CSH);
- 300°C e acima: aumento significativo da porosidade e microfissuração;
- 350°C: ruptura de alguns agregados do tipo seixos de rio;
- 374°C: temperatura crítica para a qual não é possível haver água livre;
- 400 a 600°C: dissociação do Ca(OH)_2 em CaO e água;
- 573°C: os agregados silicosos (à base de quartzo) expandem;
- 700°C e acima: dissociação do CaCO_3 em CaO e CO_2 ;
- 720°C: segundo pico da decomposição do C-S-H;
- 800°C: os agregados calcários se decompõem;
- 1060°C: início da fusão de alguns constituintes do concreto.

A combinação das alterações físicas e químicas do concreto resulta na diminuição da resistência do concreto. A temperatura crítica a partir da qual o concreto perde resistência mais significativamente varia conforme o agregado: 650°C para concreto com agregados leves, 660°C para concreto com agregados calcários e 430° para concreto com agregados silicosos (FLETCHER et al., 2007). É importante ressaltar que as temperaturas mencionadas servem apenas de indicativos indiretos do desempenho da estrutura em situação de incêndio, principalmente devido aos significativos gradientes térmicos presentes na seção transversal dos elementos estruturais.

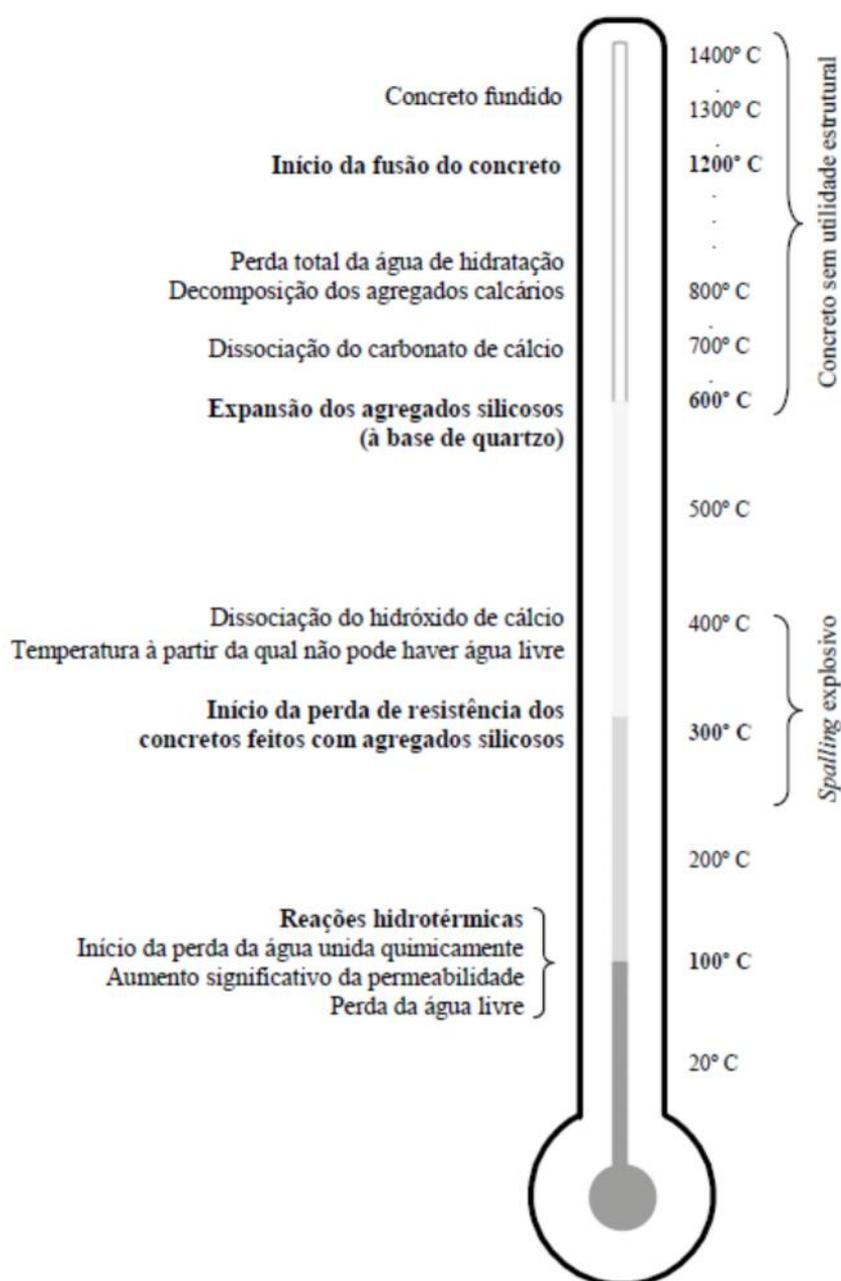


Figura 2.23 - Representação das reações físico-químicas do concreto durante a fase de aquecimento (FIB, 2007)

Embora diversos estudos tenham sido realizados com o objetivo de compreender em detalhes as transformações físico-químicas do concreto sob temperaturas elevadas, muitos desses estudos foram baseados em cenários de incêndios predeterminados, que podem não representar com precisão os incêndios reais, como por exemplo, o uso de curvas de incêndio-padrão, o resfriamento lento, que resultam em gradientes térmicos mais brandos na seção transversal e o uso de outras curvas de incêndio adequadas somente para aplicações específicas. Como consequência, pouco se estudou a respeito do comportamento do concreto em cenários de incêndios reais. Fletcher et al. (2007) sugerem que um campo de pesquisas a ser explorado é a avaliação dos gradientes térmicos para vários tempos de exposição ao fogo segundo curvas de incêndio natural para, por exemplo, determinar os piores cenários de incêndios reais aos quais uma estrutura pode estar sujeita.

Utilizando os componentes reais de uma estrutura de edifício, Gillie et al. (2012) demonstra que há uma variação significativa na temperatura da estrutura submetida a incêndio, comprovando ser incorreta a hipótese que, dentro de um compartimento em incêndio, a temperatura é praticamente uniforme, e que, a localização do aquecimento dentro do compartimento é bastante significativa. Os resultados apresentados na Figura 2.25, em um compartimento com vários sensores de temperatura localizados na laje superior, indicados na Figura 2.24, demonstram a ampla variação da temperatura entre os pontos. As maiores temperaturas ocorreram na área limite do incêndio, onde havia farto material combustível.

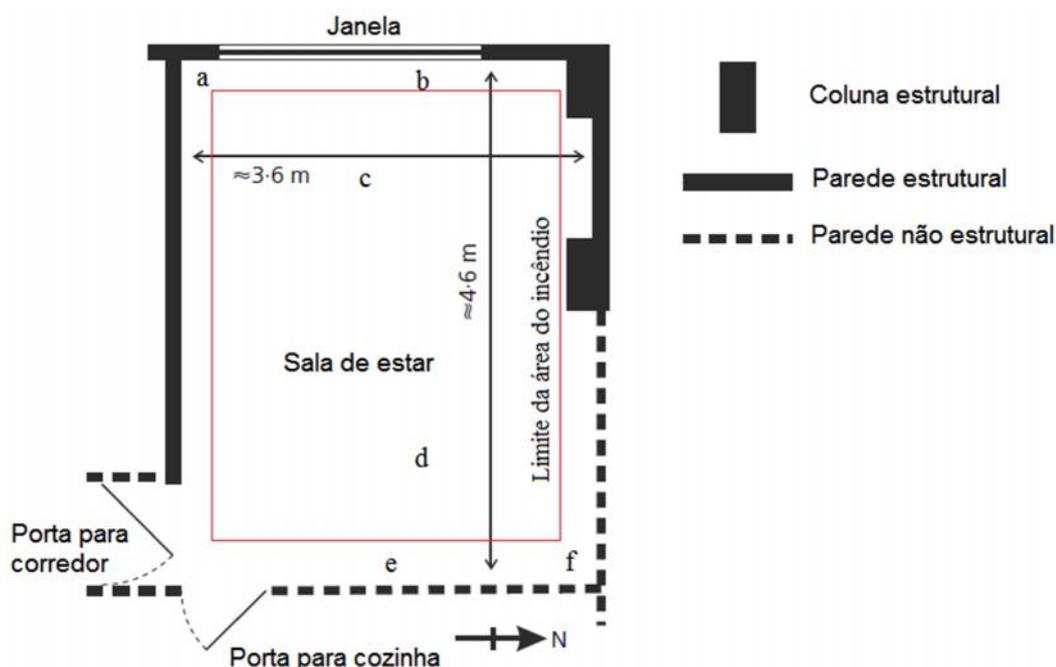


Figura 2.24 - Localização dos sensores na laje de um compartimento sob incêndio (Gillie et al., 2012)

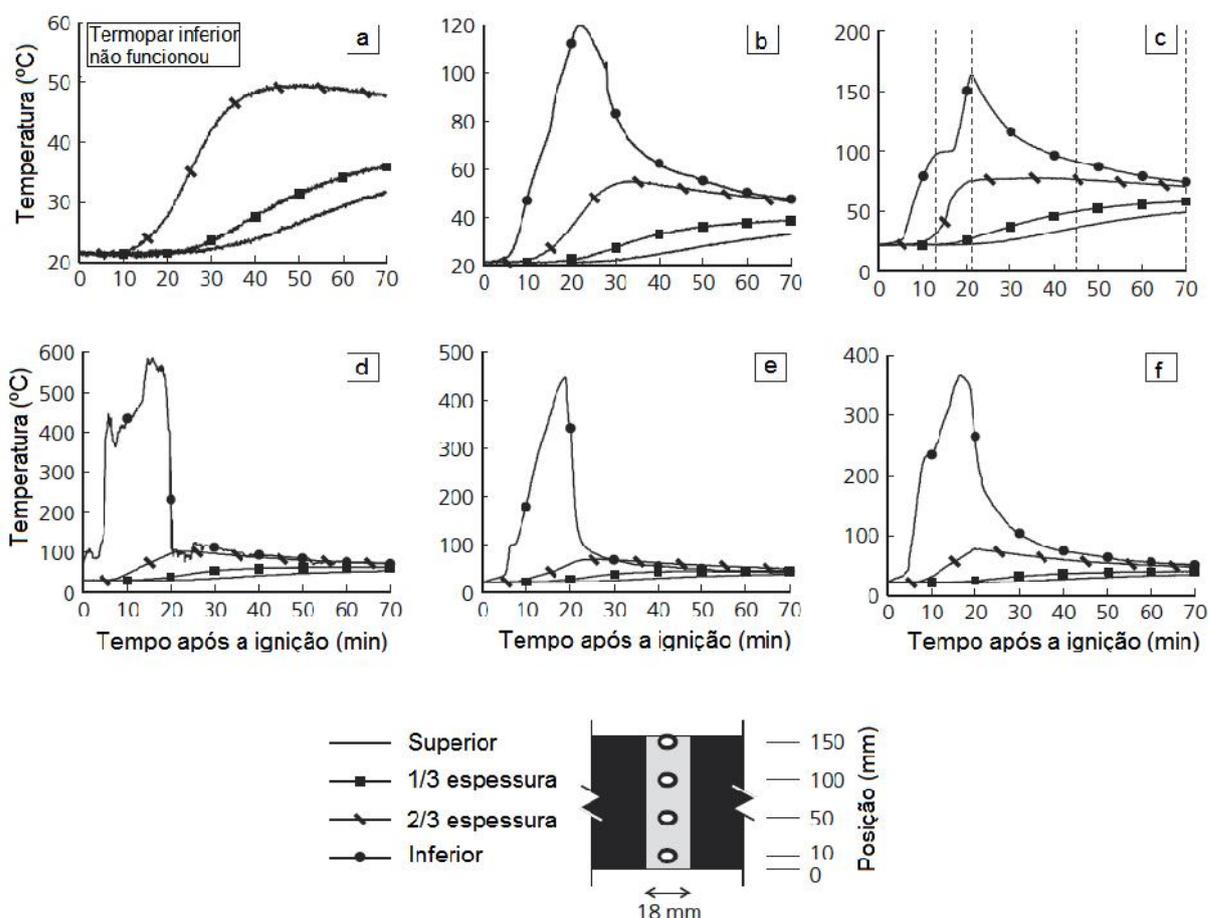


Figura 2.25 - Temperaturas em vários pontos e alturas da laje de um compartimento sob incêndio (Gillie et al., 2012)

2.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE SPALLING

O spalling (lascamento) é um fenômeno natural nas estruturas de concreto, caracterizado pela perda gradativa de camadas do elemento estrutural quando estes são expostos a altas temperaturas. Esta perda de massa pode ocorrer de forma violenta, razão pela, nesse caso, é chamado de spalling explosivo.

Para Costa et al. (2002), as formas de desagregação do concreto, quando submetido a temperaturas elevadas são:

- Esfarelamento da superfície calcinada, caracterizado pela separação parcial de pequenas camadas superficiais do material ao longo do incêndio;
- Delaminação gradual (sloughing);
- Spalling explosivo.

O esfarelamento enfraquece o concreto e reduz em muito a sua resistência a abrasão. O sloughing e o spalling explosivo são, segundo Purkiss (2007), as duas formas de manifestação do spalling.

O sloughing é o desprendimento de uma porção considerável de concreto e de grande extensão da superfície do elemento, de efeito progressivo, pois deixa novas camadas do concreto endurecido à exposição das chamas, conduzindo a novos descascamentos sucessivos, e a perda de aderência entre o cobrimento da armadura e a própria armadura.

Já o spalling explosivo é a perda de material parcial, instantânea e violenta com grande liberação de energia, formando grandes cavidades nos primeiros 30 minutos do incêndio.

De acordo com Both et al. (2003), o spalling pode ser dividido em três tipos. O primeiro tipo é o spalling destrutivo, onde o lascamento é progressivo no tempo e pode levar a danos severos. O segundo tipo é o spalling local e consiste de três subtipos: spalling superficial, (perda local do material da superfície devido à umidade); ruptura do agregado (devido a alterações físicas na estrutura cristalina) e spalling de canto (devido às tensões de tração). O terceiro tipo é o sloughing, onde na fase inicial podem ocorrer explosões, e durante o aquecimento prolongado, as camadas superficiais mais fracas são gradualmente separadas do material devido ao desenvolvimento de fissuras. Os danos causados a um elemento estrutural de concreto pela exposição a elevadas temperaturas em caso de incêndio pode ser observado na Figura 2.26, a seguir.



Figura 2.26 - Degradação do elemento estrutural de concreto devido à ocorrência de spalling pela exposição a elevadas temperaturas

Estes danos podem ser comprovados também em laboratório. Em estudo realizado por Boström et al. (2007), pequenas lajes de concreto armado com dimensões de 50 cm x 60 cm foram expostas a ação do fogo em uma das faces acarretando a ocorrência de spalling e grande perda de massa, conforme pode-se observar na Figura 2.27. A temperatura de exposição foi próxima aos 900°C por um intervalo de tempo de 60 minutos. Observa-se a forte ocorrência de spalling, deslocando as camadas superficiais e descobrindo a armadura.



Figura 2.27 - Laje de concreto de pequenas dimensões após exposição à ação térmica em umas das faces (Boström et al. (2007))

O spalling do concreto sob altas temperaturas é o maior fator de redução da resistência ao fogo. A desintegração de partes do concreto devido ao spalling pode causar uma séria redução da seção transversal do elemento estrutural e pode levá-lo facilmente a uma falha catastrófica. O spalling explosivo é o tipo mais perigoso de spalling do concreto já que ele pode ocorrer com alta energia explosiva, causando estilhaços de concreto que voam com alta velocidade, resultando em mais acidentes e danos para o ambiente vizinho, incluindo a quebra de janelas vizinhas, permitindo que mais oxigênio chegue à área do fogo, o que poderia aumentar a gravidade do incêndio. Além disso, o spalling explosivo pode ameaçar a integridade de toda a estrutura e pode levá-la ao colapso estrutural total. Isto promove sérios interesses sobre o estudo deste fenômeno e a identificação de métodos para prevenir o spalling do concreto.

Os principais fatores termo-mecânicos que afetam os elementos estruturais de concreto sujeitos a ocorrência de spalling podem ser expressos da seguinte forma:

- Eleva-se a pressão entre as estruturas porosas do concreto;

- A resistência mecânica do concreto se altera, devido o gradiente de aquecimento;
- Fissuras internas podem ocorrer antes mesmo da ocorrência do spalling;
- Reações químicas também ocorrem durante o aquecimento e estas podem acelerar o processo de perda da resistência do material.

Com o destacamento da espessura de recobrimento do concreto, as armaduras de reforço ficam diretamente expostas à ação direta das chamas, desde os primeiros momentos do incêndio, reduzindo de forma significativa a capacidade resistente da estrutura (ocorre, por vezes, a desintegração do próprio concreto). Em consequência, a ação da temperatura sobre o concreto faz-se sentir mais rapidamente, pois a espessura resistente vai diminuindo com a progressão do dano por spalling. Este fenômeno é particularmente comum nos concretos de elevada resistência, pois estes apresentam uma matriz bastante compacta e de porosidade reduzida, o que conduz ao desenvolvimento de pressões elevadas no interior da microestrutura do concreto quando este é submetido a temperaturas elevadas.

Nos concretos de alta resistência, que possuem uma estrutura mais densa, e, portanto, menos permeáveis, a probabilidade de spalling em caso de incêndio tornam-se maiores (BOSTRÖM et al., 2007). Os efeitos da exposição térmica nas propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência são mais acentuados que os efeitos no concreto convencional. Nos concretos de alta resistência, o spalling explosivo é frequente. São raros os experimentos em que as amostras aquecidas não apresentaram spalling instantâneo, a não ser sob taxa de aquecimento muito baixa, da ordem de 1 a 5 °C/minuto, inferior ao incêndio padrão. O colapso por spalling observado em condições de laboratório são caracterizados inicialmente por contínuos spallings (sloughing) de pequena escala na superfície das amostras, e depois por spalling explosivo.

Além de lascamento explosivo, os danos do incêndio para o concretos de alta resistência envolvem redução de resistência e desenvolvimento de fissuras. Em um incêndio grave, o elemento de concreto é submetido de um gradiente térmico transiente para a condição de temperaturas elevadas variáveis. Dessa forma, perdas de resistência em diferentes pontos no interior do elemento, variam devido ao gradiente de temperatura. De acordo com Chan et al. (1999), testes com esclerômetro em lajes submetidas a condição de incêndio em laboratório, revelaram que as propriedades mecânicas residuais possuem uma distribuição espacial que correlacionam com a distribuição de temperatura destas. As técnicas com

microscópio eletrônico de varredura (MEV), difração de raios X (DRX) e avaliação não destrutiva (AND) podem ser úteis para avaliar os danos do incêndio no elemento estrutural.

2.8 MECANISMO DO SPALLING

Por ser um material heterogêneo, o concreto possui em seu interior uma porcentagem de água. Quando submetido a altas temperaturas, como no caso de incêndio, a água passa para o estado gasoso dentro da estrutura de concreto, resultando em acréscimo de pressão no concreto, provocado pela tentativa de fuga dos gases aquecidos. Se o concreto oferece resistência para o escape do vapor de água, são desenvolvidas altas pressões na estrutura interna do concreto, que pode levá-lo facilmente à ruptura. Geralmente, esta ruptura é explosiva e provoca a exposição da armadura de aço do concreto. De acordo com Rodrigues et al. (2010), tal exposição, compromete a capacidade de carga do elemento estrutural, podendo conduzi-lo à ruína.

O spalling explosivo ocorre principalmente devido a excessiva pressão nos poros e a tensões térmicas no concreto. Durante a exposição do concreto ao fogo, água livre e água combinada dentro do concreto começam a evaporar. Se o concreto tem uma baixa permeabilidade, a pressão dos poros começa a crescer e isto induz a tensões na estrutura interna do concreto. As tensões de vapor podem crescer a níveis elevados com o aumento da temperatura, e se estas tensões superam a resistência à tração do concreto, ocorrem falhas locais, liberando alta energia e levando a falhas em cadeia da microestrutura do concreto nas partes vizinhas, e violentas explosões do concreto ocorrem (KALIFA et al., 2000; KODUR, 2001).

Em geral, o spalling do concreto depende da pressão de vapor no interior do concreto e da tensão térmica, ou da combinação entre eles. Quando o concreto é aquecido acima da temperatura de ebulição da água, a pressão de vapor será incrementada. A magnitude da pressão de vapor depende da permeabilidade do concreto, ou seja, da facilidade com que água ou o vapor de água pode ser transportado no seu concreto. A tensão térmica é causada pelo gradiente de temperatura na estrutura de concreto quando este é aquecido.

Para Mindeguia et al. (2010), o spalling do concreto é normalmente explicado por dois diferentes mecanismos, o termo-mecânico e o termo-hídrico, também denominado termo-hidráulico.

No processo termo-mecânico, o aquecimento do elemento estrutural de concreto acarreta gradientes de temperatura elevados, principalmente nos primeiros centímetros da

superfície aquecida. Estes gradientes podem ser muito importantes no caso de um aquecimento rápido e induz a tensões compressivas elevadas próximo à superfície aquecida. Estas tensões podem superar localmente a resistência do concreto e causar a expulsão de pedaços do mesmo.

Um exemplo disto pode ser observado no revestimento de túneis, em que a temperatura externa é constante, enquanto o interior é aquecido por um incêndio. Isto causa a expansão do revestimento interno. A temperatura constante do lado de fora impede esta expansão, e caso ocorra flexão, esta é parcialmente impedida (tal como nas secções circulares, com apenas uma capacidade limitada de ovalização). Tensões de compressão ocorrem no interior do revestimento, enquanto tensões de tração se desenvolvem no lado externo.

No processo termo-hídrico, o aquecimento do elemento estrutural de concreto envolve transporte de massa no meio poroso. Os fluidos presentes no concreto, como água livre, vapor d'água e ar seco, movimentam-se devido à pressão e ao gradiente de concentração molar (lei de Darcy e Fick). Particularmente, os fluidos movem-se através de regiões internas do concreto. Como estas regiões estão resfriadas, o vapor de água começa a condensar e uma barreira úmida (conhecida como moisture clog) é gradualmente criada próximo a superfície aquecida. Assume-se que este obstáculo é uma região de concreto com elevado teor de umidade. Como este obstáculo atua como uma barreira real para o fluxo de fluidos, as pressões de vapor são incrementadas. Estas pressões podem superar localmente a resistência à tração do concreto. Neste ponto, uma camada seca com alguns poucos centímetros de espessura é arrancada explosivamente, e o processo começa novamente (KHOURY e MAJORANA, 2001). Um resumo esquemático desse mecanismo é apresentado na Figura 2.28, a seguir.

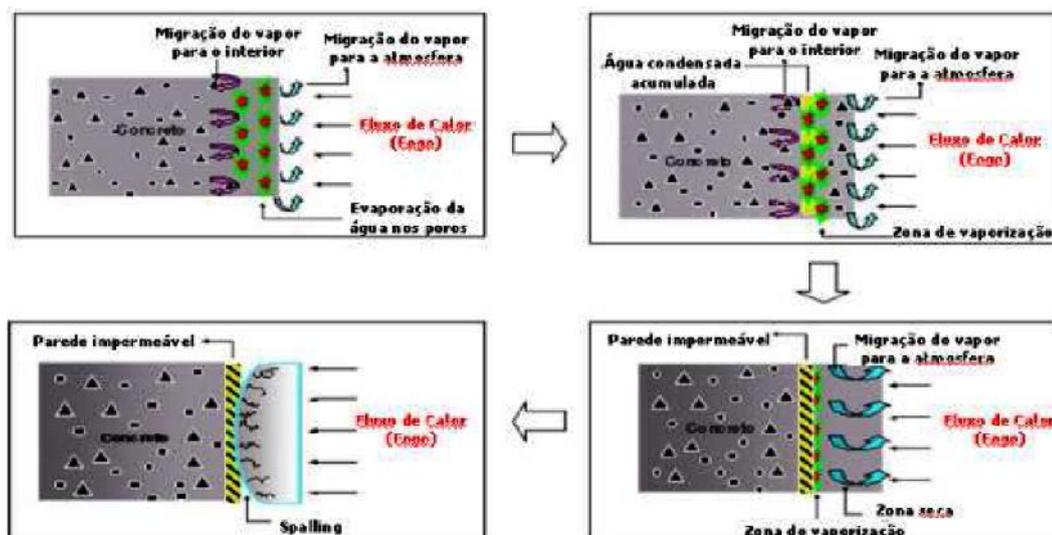


Figura 2.28 - Mecanismo de ocorrência do spalling pelo aumento da pressão de vapor (Khoury e Majorana, 2001)

A pressão de vapor durante o aquecimento é afetada pela geometria, teor de umidade, permeabilidade do concreto, como uma função da idade e da temperatura, pela condutividade térmica e pela taxa de aquecimento.

2.9 CAUSAS DO SPALLING

De modo geral, a ocorrência de spalling depende de parâmetros como o teor de umidade no concreto, as condições de aquecimento, o estado de tensão, a espessura do elemento estrutural, o tipo de armadura, o tipo de agregado, a existência ou não de fibras e o traço utilizado na composição.

O fenômeno do spalling pode ocorrer por vários motivos:

- Pressão de vapor elevada devido a evaporação da água quando ocorre o aumento de temperatura;
- Compressão da superfície aquecida devido ao gradiente térmico na seção transversal;
- Fissuramento interno devido a diferença entre a expansão térmica entre o agregado e a pasta de cimento;
- Fissuramento devido a diferença entre a expansão e a deformação térmica entre o concreto e a armadura;
- Perda de resistência devido a transições químicas durante o aquecimento.

Na maioria das vezes, o spalling explosivo está relacionado ao comportamento da pasta de cimento, geralmente devido à ação combinada da pressão nos poros e das tensões térmicas internas induzidas por gradientes térmicos. Dessa forma, o spalling do concreto pode ocorrer já na fase inicial de um incêndio. Nesta fase, as temperaturas no interior do concreto são relativamente baixas, mas o gradiente térmico em seu interior pode ser bastante elevado.

2.10 CONDIÇÕES DE INCÊNDIO

Incêndio é um fenômeno de queima causado após uma substância combustível ser inflamada e reagir intensamente com o oxigênio do ar. Durante o processo de queima do material combustível, grande quantidade de calor é produzida e propaga-se rapidamente de várias formas. A temperatura do ar circundante e dos materiais aumenta rapidamente, causa nova queima, e mais propagação de calor. Se a queima fica fora de controle, como a chama e a fumaça em um elevado fluxo de temperatura e propagação de calor, mais material próximo queima e um incêndio ocorre rapidamente.

Quando ocorre um incêndio em um edifício ou em um local dentro do prédio, o incêndio geralmente envolve três estágios: o início do incêndio, a propagação do incêndio, e o declínio e parada do incêndio. Também é possível, sob algumas condições, que declínios e queimas aconteçam repetidamente. Finalmente, quando todos os combustíveis queimam, o ar circundante esgota-se, ou os bombeiros combateram o incêndio com sucesso, o fogo diminui e acaba.

Concreto armado não é um material combustível e não queima e produz calor quando exposto ao fogo. Um incêndio em uma estrutura de concreto apenas eleva a temperatura e forma uma distribuição de temperatura não uniforme no interior do concreto, devido o concreto estar sob a ação do ar circundante em alta temperatura e absorver calor gradualmente. Dessa forma, quando se analisa os campos de temperatura da estrutura e seus membros, a primeira coisa a descobrir é como a temperatura varia na periferia da estrutura.

A curva típica de tempo-temperatura de um incêndio é mostrada na Figura 2.29. Na prática, as temperaturas em vários pontos no espaço de sustentação do incêndio são bastante diferentes. A temperatura é máxima próximo à chama e fora da chama reduz-se gradualmente. Devido ao fluxo de calor para cima, uma camada de ar com temperatura elevada forma-se próximo a parte inferior dos membros horizontais, como em vigas e lajes acima do ambiente, e ao longo das superfícies laterais dos membros verticais, como em paredes e colunas. O valor da temperatura e sua uniformidade de distribuição na camada de ar ao redor dos membros

estruturais dependem da posição e distribuição dos combustíveis, do tempo de queima e da direção do fluxo de ar no ambiente. A temperatura do incêndio é referida à temperatura da camada de ar, e é normalmente assumido que a temperatura distribui-se uniformemente dentro da camada e é função apenas do tempo de queima.

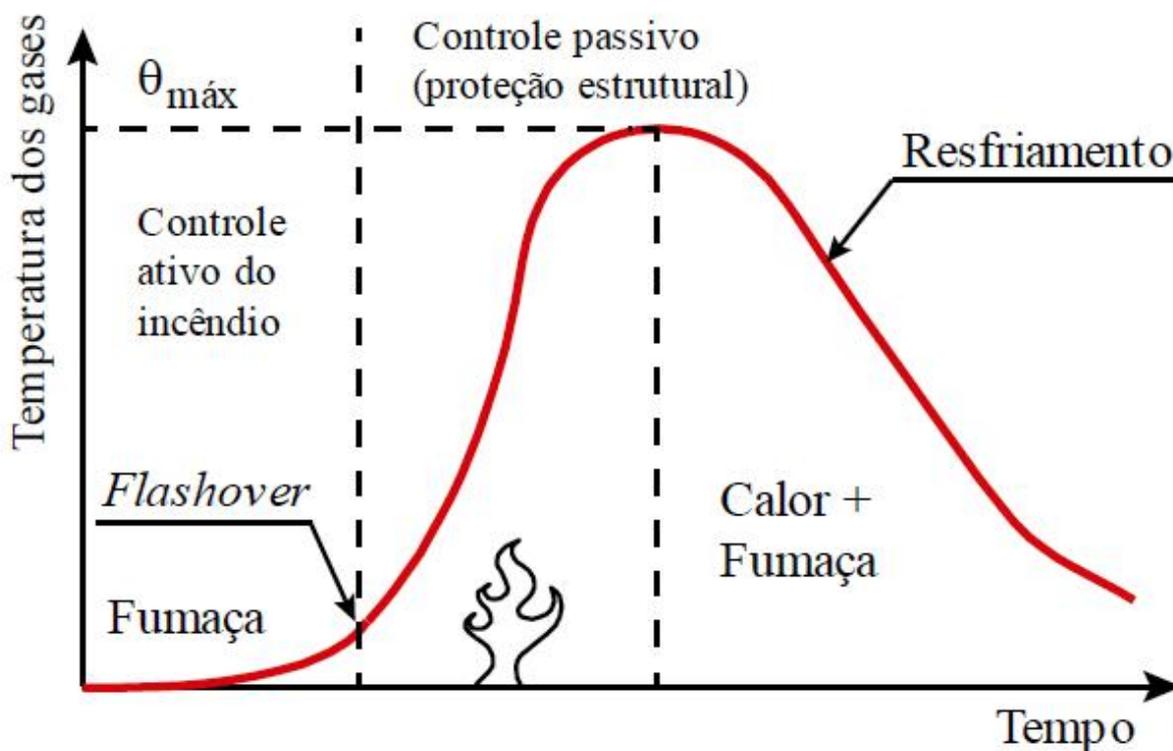


Figura 2.29 - Curva tempo-temperatura de um incêndio real (Klein Júnior, 2011)

Uma síntese da dinâmica ocorrida em um incêndio é apresentada por Seito et al. (2008), conforme descrito a seguir:

Quando ocorre um incêndio em um ambiente, no início, apenas alguns combustíveis são queimados e a emissão de calor é limitada. Embora a temperatura local próximo se eleve e o calor se propague rapidamente, a temperatura vizinha é ainda baixa e a temperatura ambiente se eleva lentamente. Este é o primeiro estágio do incêndio. Como a temperatura no ambiente é baixa e a temperatura no interior do concreto estrutural é ainda mais baixa, o comportamento mecânico do material pouca muda e tem pouca influência sobre o comportamento da estrutura, de forma que nenhum dano evidente é causado.

Quando a queima de combustíveis aumenta, a liberação de calor aumenta rapidamente e se acumula no ambiente, causando aumento gradual na temperatura do fogo. O incêndio está agora no segundo estágio. Quando o combustível queima completamente, a temperatura do fogo se aproxima e atinge a temperatura máxima. A temperatura do fogo então diminui

lentamente, devido à redução de combustível ou oxigênio fornecido. Quando a temperatura do fogo se eleva, as temperaturas dos elementos estruturais e das camadas de acabamento arquitetônico em torno deles, tais como tetos e rebocos, são mais baixas do que o fluxo da camada de ar próximo à fronteira. Mas a temperatura no interior destes materiais aumenta porque o calor é absorvido.

Quando a temperatura do fogo reduz para cerca de 80% da temperatura máxima, a temperatura do fluxo da camada de ar é menor do que na estrutura e na camada arquitetônica, então o calor é conduzido na direção oposta, ou seja, o calor propaga-se do material do edifício para a camada de ar. Isto indica o fim do segundo estágio do incêndio. A temperatura da estrutura aumenta rapidamente durante o segundo estágio, a temperatura na superfície alcança o valor máximo, e a temperatura em seu interior eleva-se continuamente. Devido à inércia térmica do concreto, a temperatura na seção do membro estrutural diminui a partir da superfície para o interior e distribui-se não uniformemente, e um gradiente de temperatura considerável é formado na camada externa da seção. Correspondentemente, a capacidade de suporte e o comportamento de deformação da estrutura e de seus membros deterioram-se rapidamente e resulta em diferentes níveis de danos. Este é o período mais perigoso durante o incêndio.

No início do terceiro estágio do incêndio, a temperatura da camada superficial da estrutura não aumenta mas seu valor absoluto é elevado, embora a temperatura do fluxo da camada de ar tenha diminuído gradualmente. Como a estrutura experimentou um período sob alta temperatura, seu comportamento pode ser o de se deteriorar ainda mais e os danos tendem a ser mais sérios. Durante o último período do terceiro estágio, a temperatura do fogo diminui rapidamente, o calor absorvido no interior da estrutura é liberado gradualmente para a camada externa e o ar circundante, e um campo de temperatura com gradiente oposto e um campo de tensões correspondentes são formados na seção. Quando o incêndio termina e a temperatura ambiente é restaurada no ambiente, os danos que ocorreram no concreto estrutural em temperaturas elevadas permanecem, e a resistência do concreto diminui levemente.

A deformação da armadura ocorrida em altas temperaturas não se recupera após a exposição a altas temperaturas causando sérios danos na estrutura, como por exemplo, uma considerável deformação residual, fissuras e spalling local, e a capacidade de carga residual é bem menor que o valor em temperatura ambiente.

2.11 FATORES QUE INFLUENCIAM A TEMPERATURA DO FOGO

A curva típica de tempo-temperatura de um incêndio é mostrada na Figura 2.29, mas os parâmetros tal como a duração de cada estágio e do processo total, a temperatura máxima alcançada, a duração da alta temperatura, e a forma da curva, podem diferir consideravelmente para um incêndio em particular. Os principais fatores que influenciam a duração e a temperatura máxima do incêndio são:

- Propriedades, quantidades e distribuição dos combustíveis em um ambiente;
- Área e forma do ambiente, e área e posição das janelas e portas;
- Comportamento térmico do material do edifício.

Os tipos e propriedades de vários combustíveis são diferentes, então o comportamento da queima, ou seja, a temperatura do ponto de ignição, velocidade de queima e a quantidade de calor de uma massa de combustível específica, são também diferentes. A quantidade de combustíveis, também chamado de carga de incêndio, determina a quantidade total de calor produzido durante a queima, a temperatura máxima e a duração do incêndio. As condições de distribuição dos combustíveis, que incluem distribuição concentrada, contínua ou separada, de forma compacta ou dispersa, e a altura e a área da pilha, influenciam a velocidade de queima, nível de concentração da chama e a propagação do fogo.

Um ambiente com uma grande área pode conter mais combustíveis e as temperaturas que ocorrem no centro e próximo de janelas ou portas no ambiente fazem uma grande diferença. A forma da sala influencia a direção e a velocidade do fluxo de fumaça aquecida. A área e a posição das janelas e portas no ambiente determinam a direção e a quantidade do fluxo de ar. O fluxo de ar no ambiente alimenta queimas contínuas e a produção de calor pelos combustíveis. A fumaça aquecida que flui para longe do ambiente possivelmente causa a propagação do incêndio para outros ambientes (SEITO et al., 2008).

Se os materiais do edifício dentro e em torno do ambiente são combustíveis, eles alimentam e desenvolvem o fogo. Se a capacidade térmica da massa dos combustíveis é pequena, eles absorvem menos calor, mas a temperatura aumenta rapidamente. Se o valor da condutividade térmica é grande, os materiais do edifício transferem calor rapidamente e a temperatura eleva-se rapidamente, o que pode causar a propagação do fogo, devido à temperatura na superfície externa do ambiente elevar-se muito.

A variação na temperatura do incêndio pode ser mostrada na Figura 2.30, obtida por uma série de resultados experimentais na queima de madeira em um compartimento em

tamanho real (GUO & SHI, 2011). A quantidade de madeira empilhada no compartimento foi de 15, 30 e 60 kg/m² e a área das aberturas de janelas e portas em uma parede com uma porcentagem da área bruta das paredes foi 12,5, 25 e 50%, respectivamente. A relação entre a temperatura média no ambiente e o tempo foi medida sob várias condições.

A temperatura rapidamente alcança o valor máximo após a madeira ser acesa sob todas as condições do ensaio. Há um longo estágio de declínio e o fogo se apaga. Quando a área das aberturas das paredes é a mesma, quanto mais madeira (ou carga de incêndio) no compartimento, maior a temperatura máxima alcançada e maior a duração do incêndio. Quando a quantidade de madeira no compartimento é a mesma, o compartimento com a menor área de aberturas na parede leva mais tempo para alcançar a temperatura máxima, de modo que a duração total do incêndio é maior. Se a área de aberturas na parede aumenta, o processo de queima é acelerado, a temperatura máxima do incêndio é atingida mais cedo e a duração é mais curta. Por outro lado, quando a área de aberturas na parede é maior, o ar frio fluindo dentro do compartimento e o ar quente que flui para fora aumenta, causando uma grande quantidade de perda de calor, a temperatura máxima no compartimento diminui, e a duração do incêndio é mais curta.

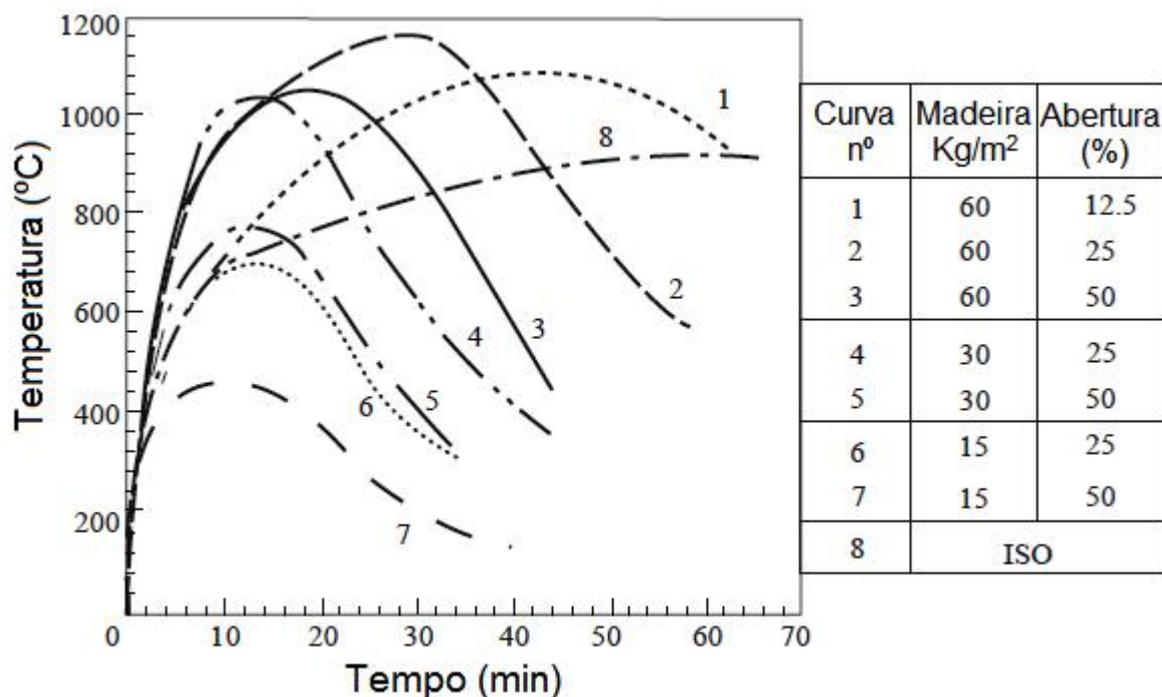


Figura 2.30 - Curva tempo-temperatura da queima de madeira em um compartimento de edificação, sob várias condições de incêndio (Guo e Shi, 2011)

2.12 CURVA TEMPO-TEMPERATURA DE INCÊNDIO PADRÃO

Por muitos anos, os cientistas conduziram uma grande quantidade de pesquisa sobre a regularidade de variação da temperatura em um incêndio em edifício, que incluiu levantamentos e coletas estatísticas de práticas de incêndio em campo, ensaios de queima em compartimentos análogos e várias análises da teoria de queima.

Em um espaço de construção simples, uma curva tempo-temperatura de incêndio completa pode ser analisada teoricamente e com precisão de acordo com o teorema da conservação de energia (calor) e o princípio da condução de calor, se os valores dos parâmetros dos diversos fatores que influenciam são determinados. O processo dinâmico de um dado incêndio pode ainda ser descrito por uma visualização no computador.

Entretanto, um incêndio real em um edifício é bastante mais complexo do que um simples compartimento. Muitos compartimentos com diferentes áreas, alturas e formas são conectados em um edifício e há muitas aberturas para janelas e portas, de modo que a queima e a propagação do incêndio são influenciados por compartimentos vizinhos. Há dificuldades para descrever precisamente usando um simples modelo matemático. Além disso, vários combustíveis são misturados em cada compartimento do edifício e eles são de diferentes tipos, quantidades e distribuição, sem regularidade unificada. Como as funções do compartimento podem variar e os usuários dos compartimentos têm interesses diferentes, há várias dificuldades na predição. Além disso, a causa do incêndio, o material e a localização onde o incêndio iniciou são obviamente indefinidos. Portanto, a curva tempo-temperatura de incêndio de um edifício na prática apresenta considerável aleatoriedade.

Tendo em vista a complexidade de um incêndio em edifício, as organizações acadêmicas e de pesquisa relevantes em diversos países, elaboraram curvas tempo-temperatura de incêndio padrão, mostradas na Figura 2.31, para fornecer os requisitos unificados de resistência ao fogo para a construção de estruturas e para usar como base para experimentos de resistência ao fogo nos membros do edifício.

As mais difundidas internacionalmente são a ASTM E-119 e a ISO 834, sendo esta última, a recomendada pelas normas NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento (ABNT, 2001) e NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo (ABNT, 2001) para descrever a elevação padronizada de temperatura em função do tempo no projeto de elementos construtivos.

Estas curvas ilustram o processo de aquecimento monotônico. A temperatura se eleva muito rapidamente dentro dos primeiros 30 minutos após o início do incêndio e então o crescimento da velocidade reduz gradualmente, mas sem alcançar o estágio de resfriamento. Estas curvas padrão de elevação da temperatura são similares, com algumas poucas exceções.

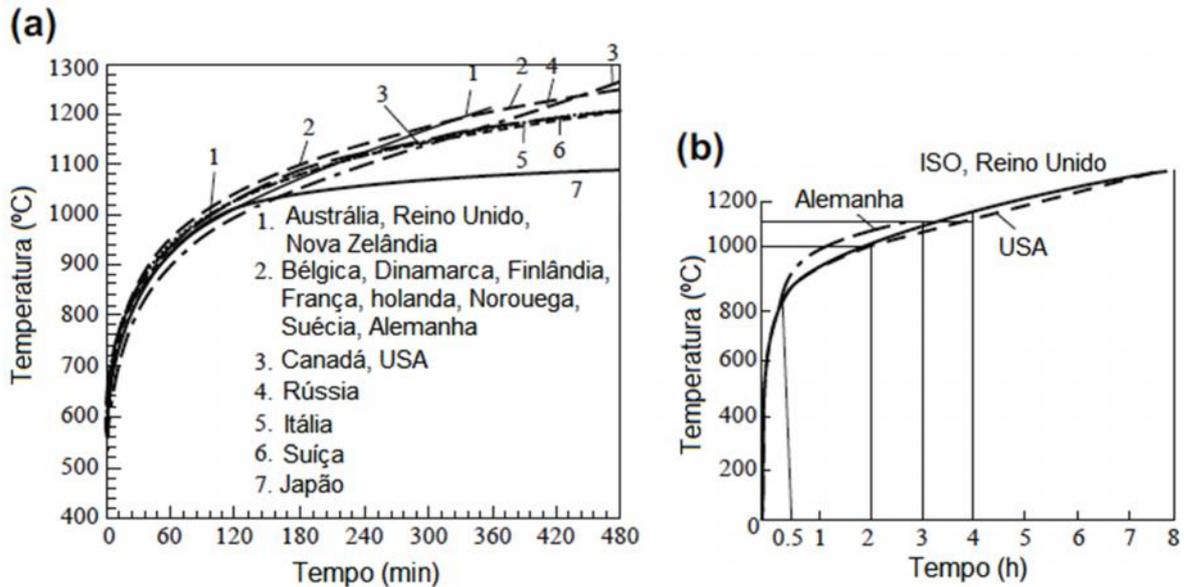


Figura 2.31 - Curvas padrão tempo-temperatura de incêndio. a) Em vários países; b) Curva padrão ISO (Guo e Shi, 2011)

A curva de resistência ao fogo sugerida pela International Standardization Organization (ISO 834) para experimentos em membros de edifícios é dada pela Equação 2.3, a seguir, onde T_0 é a temperatura inicial do ensaio em °C, T é a temperatura média do ar, e t é o tempo em minutos após o início do fogo.

$$T = T_0 + 345 \cdot \log(8t + 1) \quad (2.3)$$

A curva tempo-temperatura padrão ISO é também um processo unificado de um aumento monotônico independentemente de quanto tempo dura o incêndio, e a temperatura aumenta continuamente sem a diminuição e extinção do processo. Ela não substitui a temperatura variável de um incêndio real ocorrendo em um edifício, e é consideravelmente diferente dos resultados experimentais para a queima de madeira em um compartimento. Entretanto, a curva pode ser usada como um padrão para conduzir ensaios de resistência ao fogo, para analisar o comportamento em temperaturas elevadas, para verificar o limite de resistência ao fogo de membros estruturais, para garantir um comportamento de resistência ao

fogo idêntico para as estruturas, ou para oferecer segurança de resistência ao fogo comparável em diferentes estruturas.

No Brasil, para o dimensionamento de elementos estruturais, utiliza-se a NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento (ABNT, 2001). Esta norma é válida para quaisquer estruturas, independente do material ser concreto, aço, alvenaria estrutural, madeira, entre outros. No entanto, o dimensionamento de elementos estruturais deve seguir ainda a NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio (ABNT, 2004), que é uma norma mais específica para o emprego do concreto. Já a NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo (ABNT, 2001), prescreve sobre o método de ensaio para determinar a resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais quando submetidos por determinado tempo a um programa térmico padrão. Estes componentes estruturais incluem paredes estruturais, lajes, pilares e vigas.

A partir das curvas naturais de incêndio ou das curvas padrão de incêndio, pode-se calcular a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais e, portanto, sua correspondente resistência a altas temperaturas.

Na Figura 2.32 apresenta-se a temperatura dos gases em relação ao tempo de incêndio. Essa curva apresenta uma fase inicial, com baixas temperaturas, na qual o incêndio é considerado de pequenas proporções, sem riscos à vida humana e à estrutura. Após essa fase, tem-se um aumento brusco da inclinação da curva no instante em que ocorre o denominado incêndio generalizado (flashover), entrando em ignição a superfície de toda a carga combustível presente no ambiente. O incêndio assume grandes proporções, tomando todo o compartimento, e a temperatura dos gases eleva-se rapidamente até todo o material combustível extinguir-se, e então há a redução gradativa da temperatura dos gases. A Figura 2.33 representa a curva padrão ISO 834, descrita a partir do flashover de uma curva temperatura dos gases versus tempo, definida para uma carga de incêndio composta por materiais celulósicos.

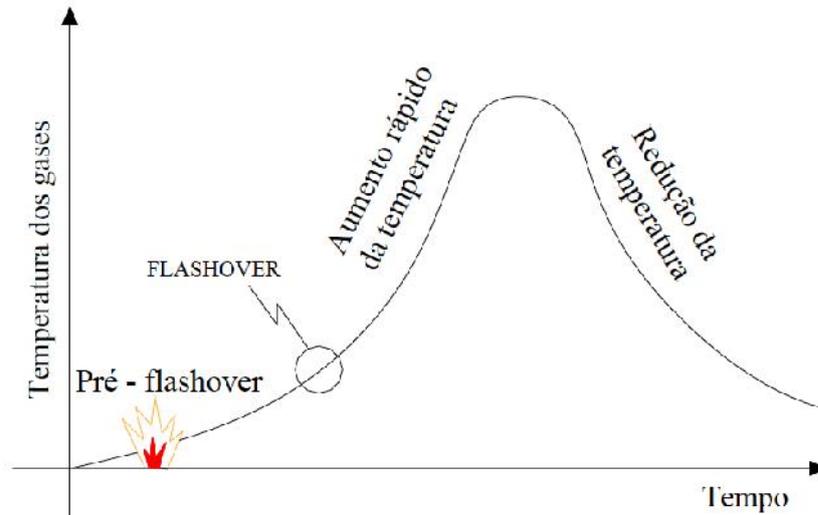


Figura 2.32 - Curva natural de incêndio mostrando temperatura dos gases versus tempo (Martins, 2000)

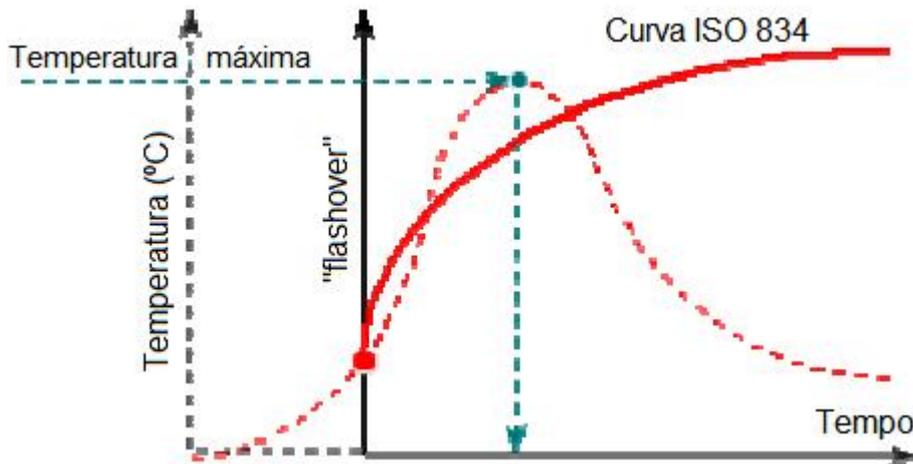


Figura 2.33 - Curva de incêndio padrão ISO 834 iniciada a partir do flashover (Silva, 2007)

A partir da curva temperatura dos gases versus tempo, é possível determinar a temperatura no elemento estrutural por meio de expressões, que admitem uma distribuição uniforme de temperaturas. A Figura 2.34 e a Figura 2.35 apresentam esta relação, para uma curva natural de incêndio e para uma curva de incêndio padrão, respectivamente.

Na prática, ao utilizar-se a curva de incêndio padrão, adota-se um tempo denominado Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) para determinar-se a temperatura a ser utilizada para o dimensionamento do elemento estrutural.

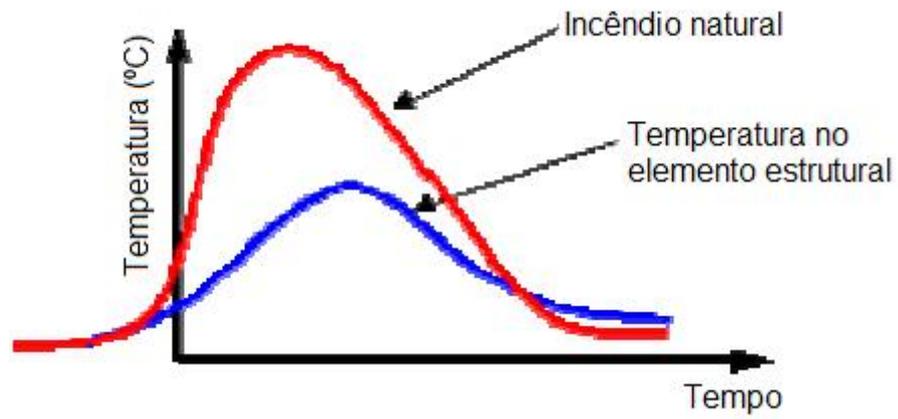


Figura 2.34 - Temperatura no elemento estrutural a partir da curva de incêndio natural (Silva, 2007)

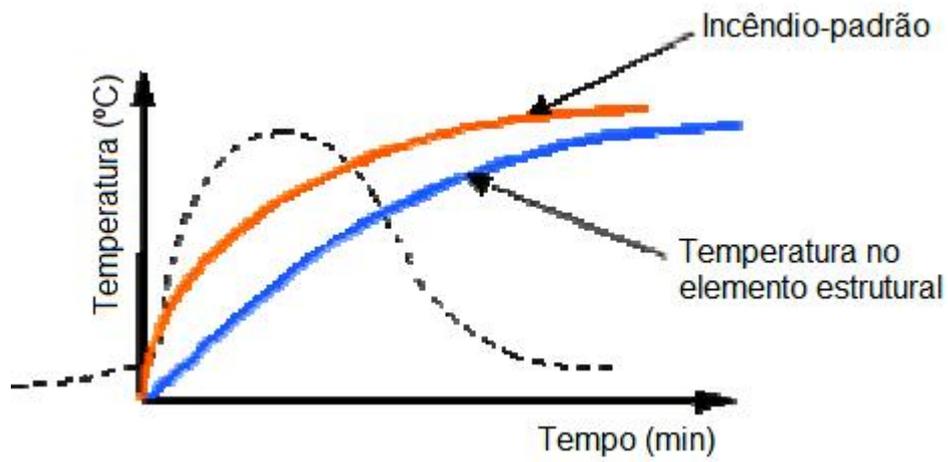


Figura 2.35 - Temperatura no elemento estrutural a partir da curva de incêndio padrão (Silva, 2007)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentadas as características dos materiais utilizados no programa experimental, os procedimentos de preparação das amostras e dos ensaios realizados, as máquinas e equipamentos utilizados e o delineamento experimental do trabalho. O estudo experimental foi realizado no Laboratório de Materiais de Construção (LMC) do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN).

3.1 DELINEAMENTO DA PESQUISA

O trabalho experimental constou de três etapas. Na primeira etapa foi realizado um estudo teórico-prático para definir a composição dos traços do concreto de acordo com os valores de resistência pretendidos. Para isso, foram realizados ensaios de caracterização das matérias-primas de produção do concreto, de modo a conseguir a adequada seleção dos materiais. Vale salientar que a escolha dos materiais considerou também a disponibilidade e a utilização destes materiais na cidade de Mossoró-RN, região da pesquisa. A segunda etapa consistiu da preparação das amostras e da determinação da resistência à compressão, módulo de elasticidade, perda de massa e absorção de água de corpos-de-prova cilíndricos de concreto após serem submetidos à exposição à elevadas temperaturas, considerando a matriz experimental a seguir definida. Na terceira etapa foram usadas placas de concreto armado submetidas à ação térmica em uma das suas faces, para a determinação da resistência residual e da perda de massa.

A parte experimental do trabalho enfocou o comportamento mecânico do concreto, no que diz respeito à resistência à compressão, após este ser submetido à ação de altas temperaturas. Após os ensaios, foi determinada a resistência residual do concreto, frente à influência de parâmetros como o tipo de agregado graúdo, o grau de saturação, a resistência à compressão média do concreto e o nível de carregamento ao qual este está submetido. Alguns parâmetros experimentais como tipo de cimento, taxa de aquecimento, temperatura máxima e tempo de exposição a altas temperaturas foram mantidos constantes. A Figura 3.1 apresenta os materiais utilizados e os ensaios realizados na primeira etapa do trabalho. A Figura 3.2 e a Figura 3.3, a seguir, mostram, respectivamente, as variáveis experimentais e os ensaios realizados com os corpos-de-prova de concreto na segunda e terceira etapa do trabalho.

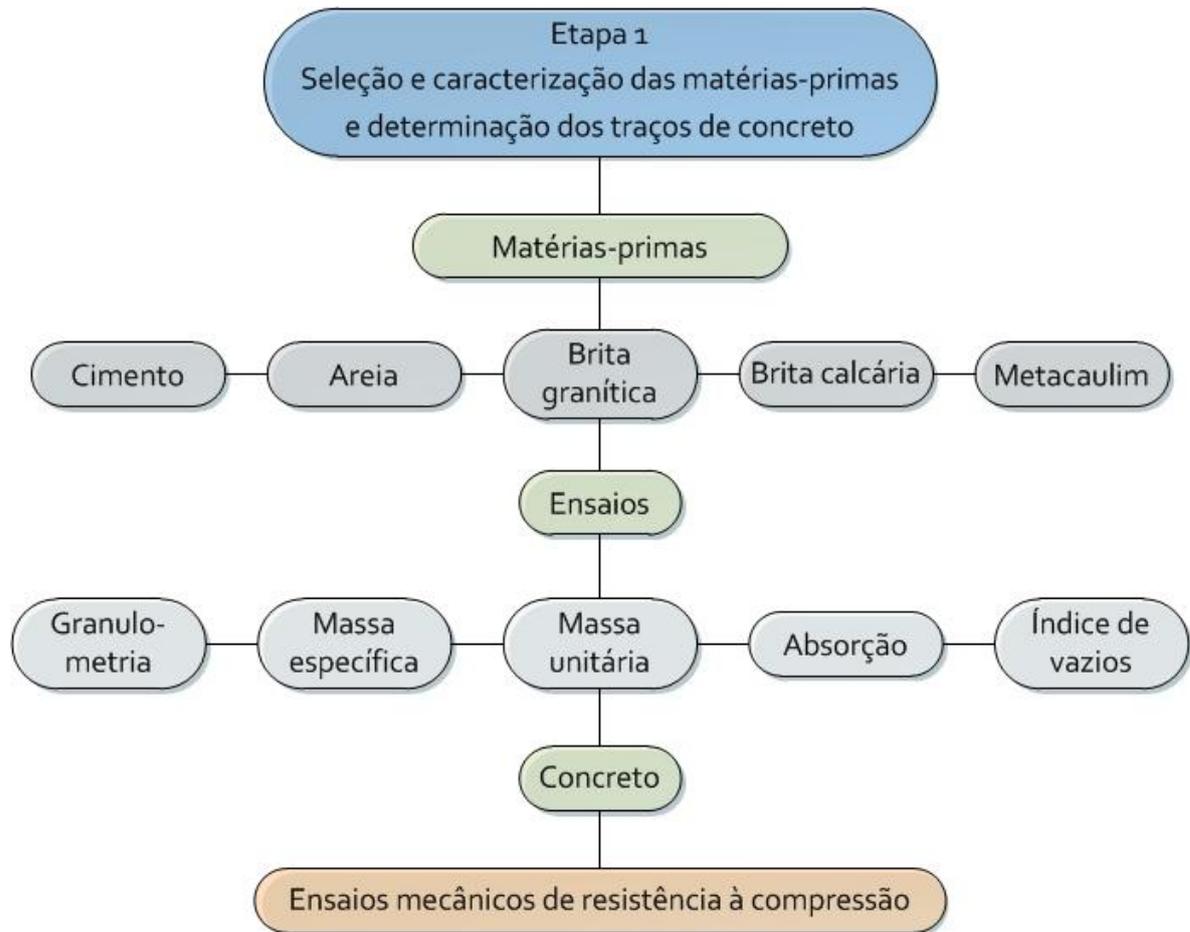


Figura 3.1 - Fluxograma apresentando os materiais e ensaios realizados na primeira etapa da pesquisa

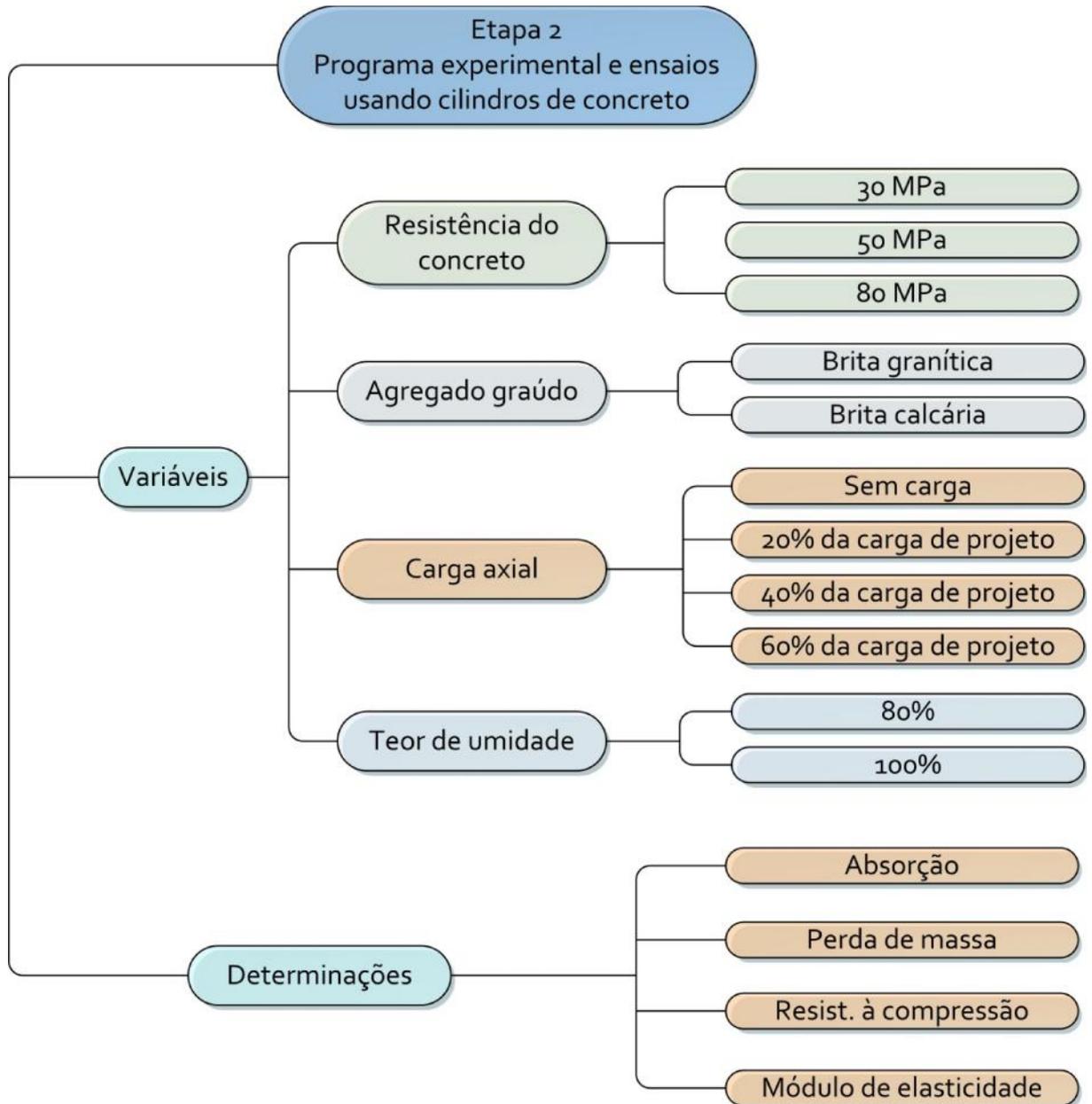


Figura 3.2 - Fluxograma apresentando as variáveis experimentais e os ensaios realizados com o concreto na segunda etapa da pesquisa

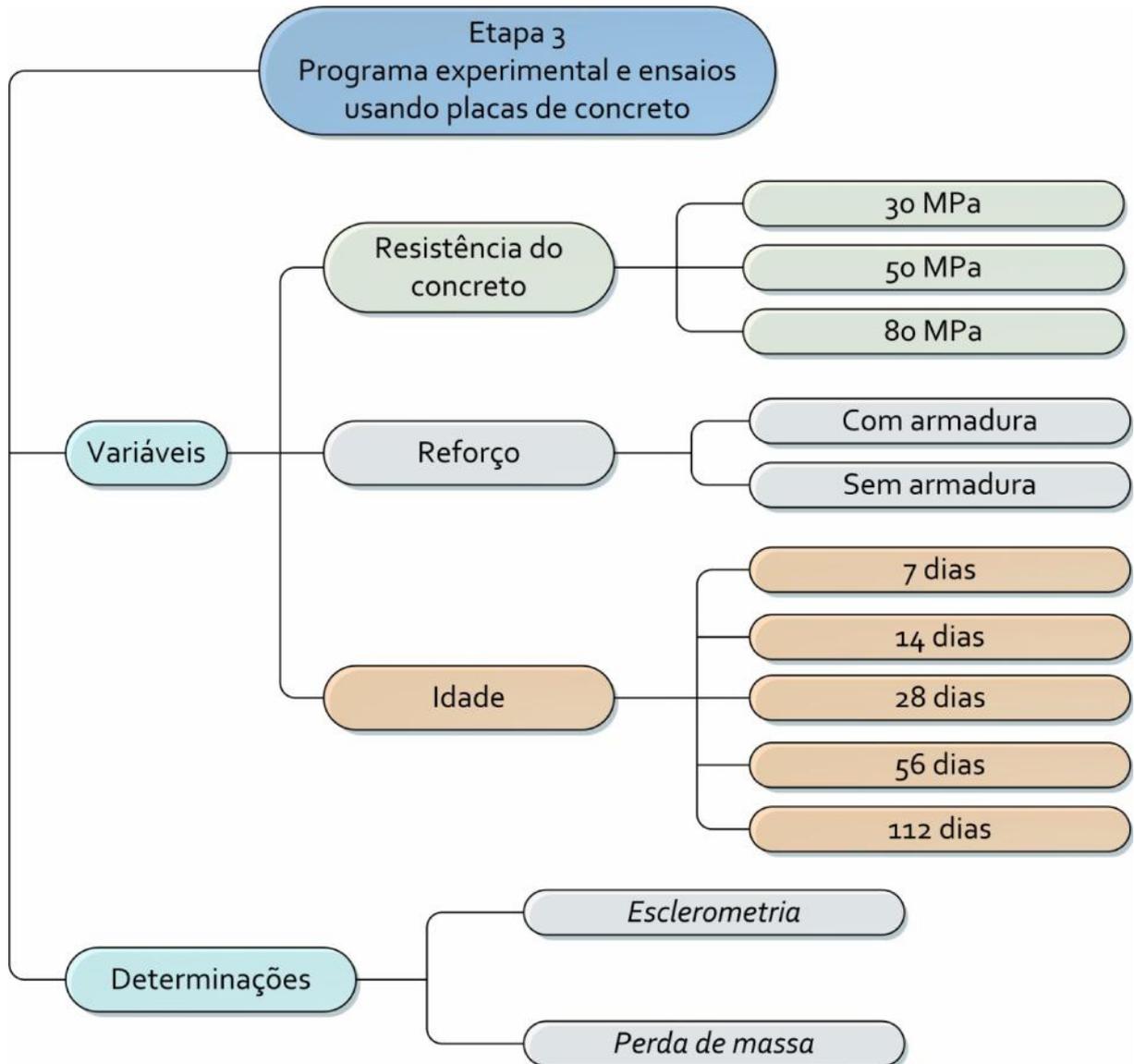


Figura 3.3 - Fluxograma apresentando as variáveis experimentais e os ensaios realizados com o concreto na terceira etapa da pesquisa

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.2.1 Agregado graúdo

Utilizou-se dois tipos de agregado graúdo: brita granítica e brita calcária. A norma NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação (ABNT, 2009), especifica os limites da composição granulométrica para o agregado graúdo constantes na Tabela 3.1.

A caracterização dos materiais, apresentada na Tabela 3.2 e na Tabela 3.3, foi realizada de acordo com as normas NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica (ABNT, 2003), NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e

do volume de vazios (ABNT, 2006) e NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água (ABNT, 2009).

Tabela 3.1 - Limites de composição granulométrica do agregado graúdo (NBR 7211, 2009)

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida acumulada				
	Zona granulométrica				
	d/D				
	4,75/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75 mm	-	-	-	-	0 – 5
63 mm	-	-	-	-	5 – 30
50 mm	-	-	-	0 – 5	75 – 100
37,5 mm	-	-	-	5 – 30	90 – 100
31,5 mm	-	-	0 – 5	75 – 100	95 – 100
25 mm	-	0 – 5	5 – 25	87 – 100	-
19 mm	-	2 – 15	65 – 95	95 – 100	-
12,5 mm	0 – 5	40 – 65	92 – 100	-	-
9,5 mm	12 – 15	80 – 100	95 – 100	-	-
6,3 mm	40 – 65	92 – 100	-	-	-
4,75 mm	80 – 100	95 – 100	-	-	-
2,36 mm	95 - 100	-	-	-	-

A Figura 3.4 e a Figura 3.5, a seguir, mostram as curvas granulométricas da brita granítica e da brita calcária utilizadas nos ensaios de laboratório. A Figura 3.6 e a Figura 3.7 apresentam amostras dos agregados graúdos utilizados nos ensaios.

Tabela 3.2 - Composição granulométrica da brita granítica e outras propriedades

	Aberturas das peneiras (mm)	% retida	% retida acumulada
	25,00	0,0	0,0
	19,00	1,4	1,4
	12,50	54,1	55,5
Granulometria	9,50	26,6	82,1
	6,30	15,4	97,5
	4,75	2,5	100,0
	< 4,75	0	100,0
Dimensão máxima característica (mm)			19,0
Módulo de finura			6,83
Massa específica do agregado seco (g/cm ³)			2,65
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca (g/cm ³)			2,67
Massa específica aparente do agregado seco (g/cm ³)			2,69
Absorção de água (%)			0,50
Massa unitária do agregado solto (g/cm ³)			1,43
Índice de volume de vazios no agregado solto (%)			46,2

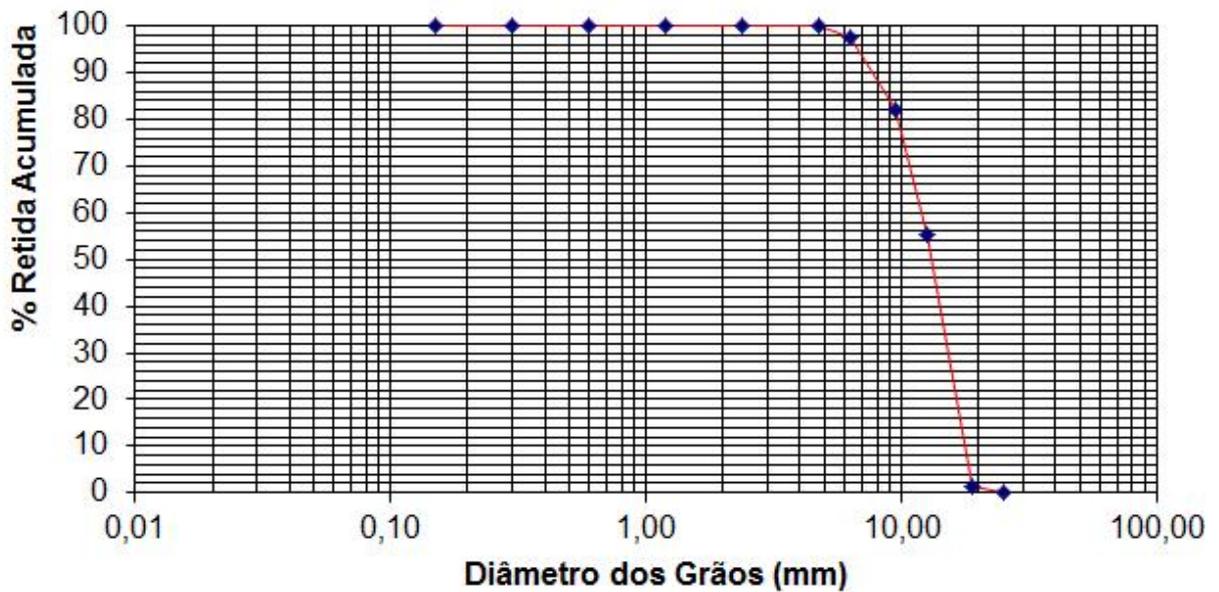


Figura 3.4 - Curva granulométrica da brita granítica

Tabela 3.3 - Composição granulométrica da brita calcária e outras propriedades

	Aberturas das peneiras (mm)	% retida	% retida acumulada
Granulometria	25,00	0,0	0,0
	19,00	1,4	1,4
	12,50	46,3	47,7
	9,50	29,3	77,0
	6,30	21,6	98,6
	4,75	1,3	99,9
	< 4,75	0,1	100,0
Dimensão máxima característica (mm)			19,0
Módulo de finura			6,78
Massa específica do agregado seco (g/cm^3)			2,53
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca (g/cm^3)			2,60
Massa específica aparente do agregado seco (g/cm^3)			2,72
Absorção de água (%)			2,90
Massa unitária do agregado solto (g/cm^3)			1,42
Índice de volume de vazios no agregado solto (%)			41,7

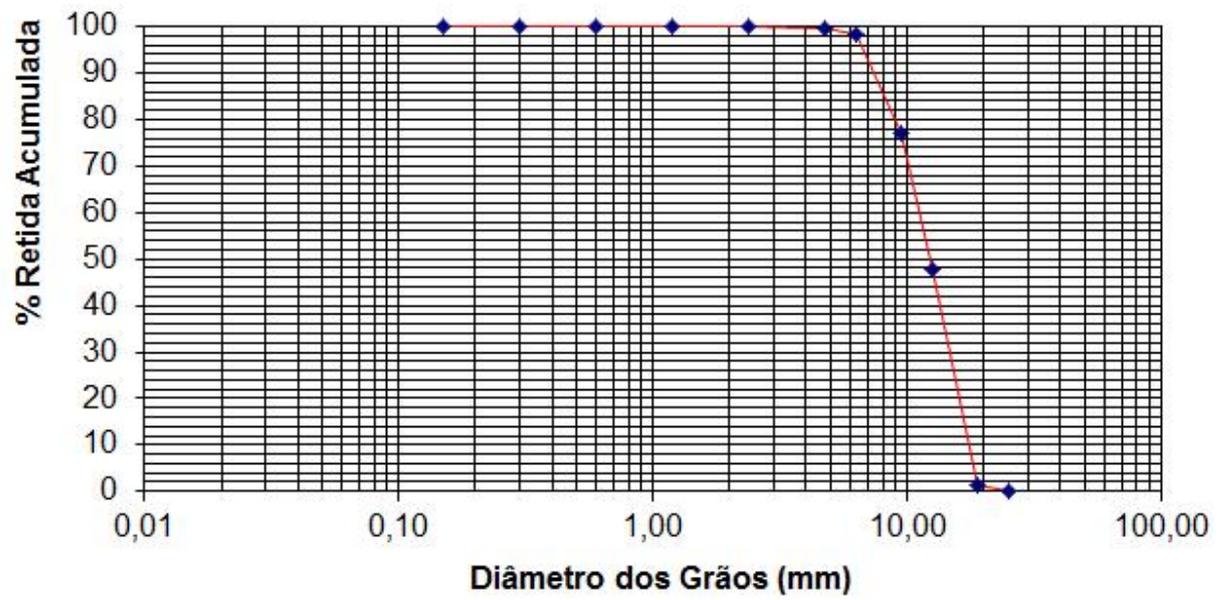


Figura 3.5 - Curva granulométrica da brita calcária



Figura 3.6 - Amostra de brita granítica usada no estudo (Laboratório de Materiais do IFRN)



Figura 3.7 - Amostra de brita calcária usada no estudo (Laboratório de Materiais do IFRN)

3.2.2 Agregado miúdo

Utilizou-se a areia natural quartzosa oriunda do município de Mossoró-RN, cuja composição granulométrica é apresentada na Tabela 3.4. A areia natural foi caracterizada, em conformidade com o prescrito pela NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica (ABNT, 2003), NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios (ABNT, 2006), NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente (ABNT, 2009), NBR NM 30: Agregado miúdo – Determinação da absorção de água (ABNT, 2001) e NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação (ABNT, 2009), devendo atender aos limites das zonas indicadas na Tabela 3.5. A Figura 3.8 apresenta a curva granulométrica da areia. Esta última enfatiza que podem ser utilizados como agregado miúdo para concreto, materiais com distribuição granulométrica diferente das zonas estabelecidas, desde que estudos prévios de dosagem comprovem sua aplicabilidade. A Figura 3.9 apresenta uma amostra do material usado no trabalho.

Tabela 3.4 - Composição granulométrica do agregado miúdo e outras propriedades

	Aberturas das peneiras (mm)	% retida	% retida acumulada
Granulometria	6,30	0,0	0,0
	4,75	1,2	1,2
	2,36	14,9	16,2
	1,18	32,0	48,2
	0,60	29,8	78,0
	0,30	11,8	89,8
	0,15	8,7	98,5
	resíduo	1,5	100,0
Dimensão máxima característica (mm)			4,75
Módulo de finura			3,31
Massa específica do agregado seco (g/cm ³)			2,55
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca (g/cm ³)			2,57
Massa específica aparente do agregado seco (g/cm ³)			2,60
Absorção de água (%)			0,80
Massa unitária do agregado solto (g/cm ³)			1,56
Índice de volume de vazios no agregado solto (%)			39,8

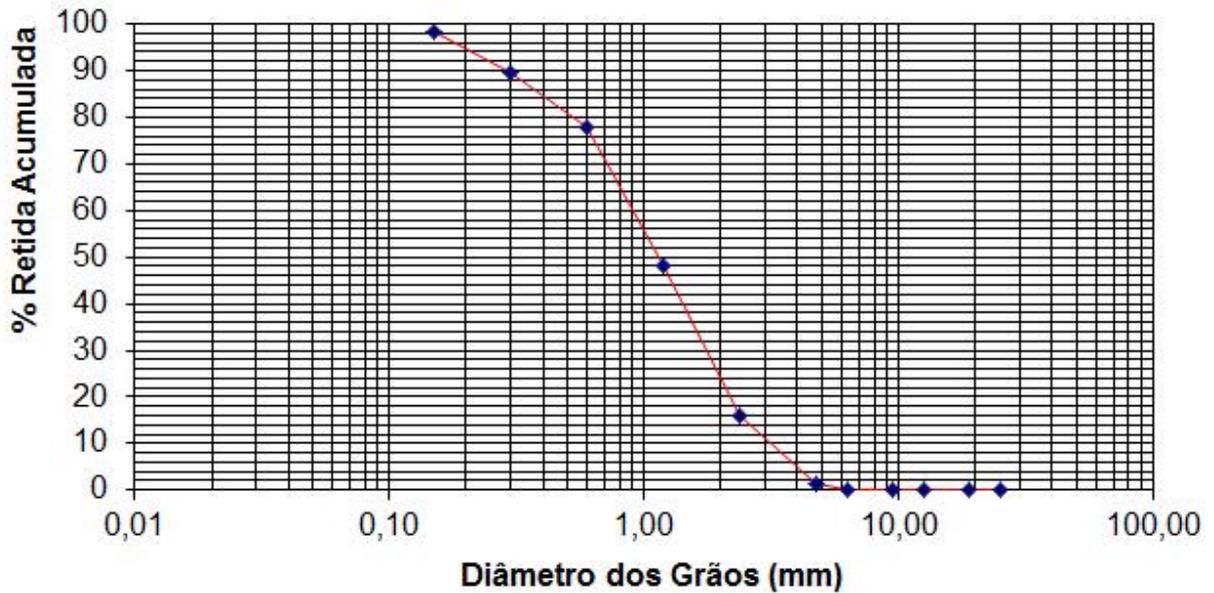


Figura 3.8 - Curva granulométrica da areia



Figura 3.9 - Amostra da areia natural usada no estudo (Laboratório de Materiais do IFRN)

Tabela 3.5 - Limites de distribuição granulométrica do agregado miúdo (NBR 7211, 2009)

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida acumulada			
	Limites inferiores		Limites superiores	
	Zona utilizável	Zona ótima	Zona ótima	Zona utilizável
9,5 mm	0	0	0	0
6,3 mm	0	0	0	7
4,75 mm	0	0	5	10
2,36 mm	0	10	20	25
1,18 mm	5	20	30	50
600 µm	15	35	55	70
300 µm	50	65	85	95
150 µm	85	90	95	100

Nota 1 – O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90.

Nota 2 – O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20.

Nota 3 - O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.

3.2.3 Cimento

O cimento utilizado na moldagem dos corpos-de-prova de concreto foi o CP V ARI RS. De acordo com a NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial (ABNT, 1991), o CP V é um aglomerante hidráulico que atende às exigências de alta resistência inicial, obtido pela moagem de clínquer Portland, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio hidráulicos, ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio.

O desenvolvimento da resistência à compressão é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, e pela moagem mais fina do cimento. Assim, ao reagir com a água o CP V adquire elevadas resistências, com maior velocidade. A Tabela 3.6 mostra as principais exigências físicas e mecânicas prescritas pela NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial (ABNT, 1991). Na Tabela 3.7 apresentam-se as características e propriedades do material utilizado, conforme informações técnicas disponibilizadas pelo fabricante.

Tabela 3.6 - Valores limites de aceitação para o CP V ARI (NBR 5733, 1991)

Características e propriedades	Valor limite
Propriedades químicas	
Perda ao fogo (%)	< 4,5
Óxido de magnésio - MgO (%)	< 6,5
Anidrido carbônico - CO ₂ (%)	< 3,0
Óxido de magnésio - MgO (%)	< 6,5
Resíduo insolúvel (%)	< 1,0
Trióxido de enxofre - SO ₃ (%)	< 3,5
Finura	
Resíduo na peneira 75 µm (%)	< 6,0
Superfície específica (cm ² /g)	< 3000
Tempo de pega	
Início (horas)	< 1,0
Final (horas)	< 10,0
Resistência à compressão (MPa)	
1 dias	14,0
3 dias	24,0
7 dias	34,0
Expansibilidade (mm)	
A quente	< 5,0
A frio	< 5,0

Tabela 3.7 - Características e propriedades do cimento empregado nos ensaios

P. fogo	Composição química (%)			Resist. à compressão (Mpa)		
	RI	SO ₃	CaO livre	1 dia	3 dias	7 dias
4,30	1,68	3,38	2,40	19,14	30,32	36,50
Massa esp. (g/cm ³)	Finura		# 400 (%)	Expans. Quente (mm)	Pega	
	Blaine (cm ² /g)	# 325 (%)			Início (min)	Fim (min)
3,11	4,314	4,87	0,49	0,48	152	195

3.2.4 Metacaulim

O Metacaulim, obtido através do processo de queima controlada de argila caulínica, de alta pureza, composto de sílica e alumina no estado amorfo, possui alta reatividade quando em contato com o hidróxido de cálcio (CH) presente na pasta de cimento Portland, formando um hidrosilicato de cálcio (C-S-H) e um hidroaluminosilicato de cálcio. Devido a este efeito pozolânico, acaba por reduzir a porosidade e o teor de hidróxido de cálcio na matriz do cimento, contribuindo para o aumento da resistência à compressão e durabilidade do concreto influenciando na qualidade da zona de transição agregado-matriz. O produto utilizado neste trabalho tem o nome comercial de Metafort® e suas características principais estão descritas na Tabela 3.8, conforme informações do fabricante. A Figura 3.10 mostra a distribuição granulométrica do material, obtida a partir do ensaio de granulometria a laser, realizado no Laboratório de Materiais, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN). A Figura 3.11 apresenta uma amostra do metacaulim usado neste trabalho.

Tabela 3.8 - Características e propriedades do metacaulim empregado nos ensaios

Características e propriedades	Valores analisados
Análise física	
Resíduo na peneira 75 µm (%)	1
Superfície específica (cm ² /g)	24000
Massa específica (g/cm ³)	2,56
Massa aparente (g/cm ³)	0,484
Cor	Rosa claro
Índice de atividade pozolânica – Método Chapelle modificado (mg Ca(OH) ₂ /g)	900
Análise química	
Dióxido de silício + óxido de alumínio (SiO ₂ +Al ₂ O ₃)	94 %
Óxido de ferro + óxido de titânio (Fe ₂ O ₃ +TiO ₂)	4,81 %
Perda ao fogo	< 2%

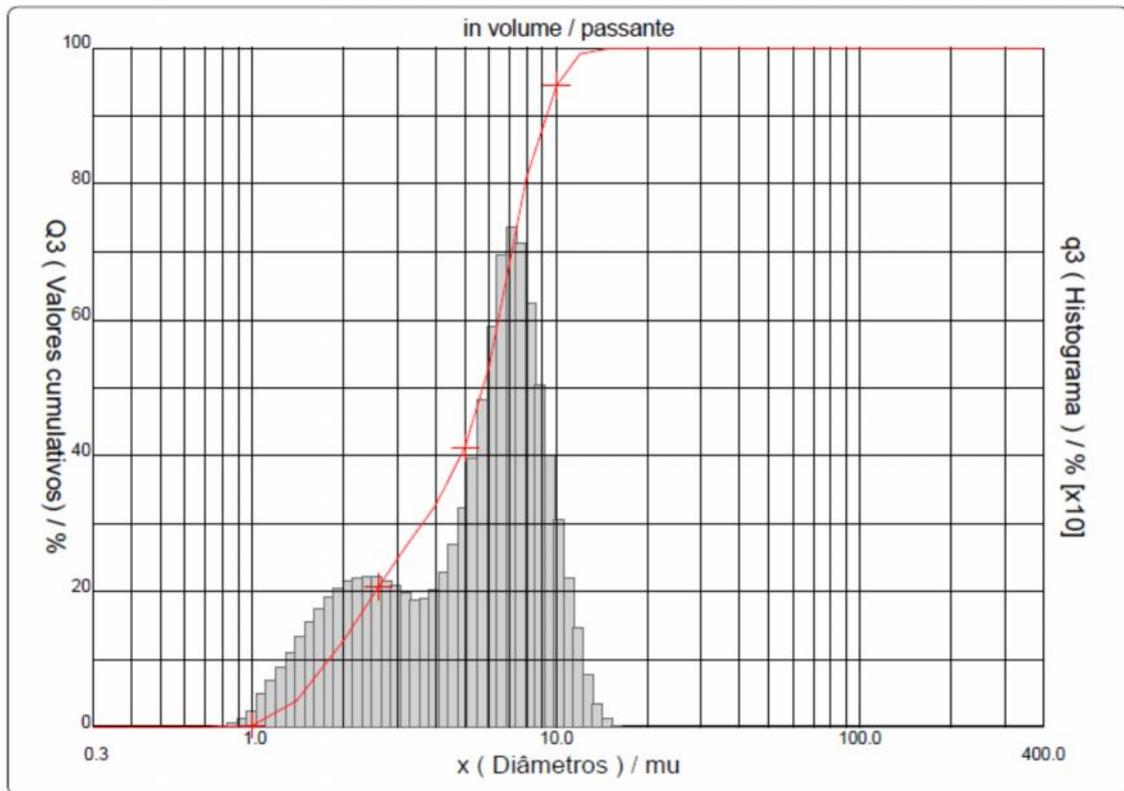


Figura 3.10 - Composição granulométrica do metacaulim (Laboratório de Materiais do IFRN)



Figura 3.11 - Amostra do metacaulim usado no trabalho (Laboratório de Materiais do IFRN)

3.2.5 Aditivo superplastificante

Os aditivos, elementos de fundamental importância para o desempenho do concreto, têm a capacidade de alterar as propriedades do mesmo no estado fresco e endurecido. Apesar de estarem divididos em várias categorias, os aditivos carregam em si dois objetivos fundamentais, o de ampliar as qualidades de um concreto, ou de minimizar seus pontos fracos,

podendo ser classificados em sais minerais, ácidos orgânicos, resinas, tensoativos, dispersantes, umectantes e emulsionantes. Destaca-se seu uso quando objetiva-se obter concreto mais fluido ou simplesmente visando a diminuição do fator água/cimento.

Os plastificantes e superplastificantes são altamente recomendados para uso em todos os tipos de concreto onde se deseja alta redução da água de amassamento sem alteração no tempo de pega. No estado fresco apresenta as seguintes propriedades e benefícios: aumenta a coesão e redução da segregação; aumenta a trabalhabilidade do concreto; não altera o tempo de pega do cimento Portland; facilita o adensamento, o lançamento e o bombeamento. No concreto em estado endurecido, aumenta a resistência à compressão, à flexão e o módulo de elasticidade, aumenta a durabilidade, reduz a permeabilidade e as fissuras, entre outros.

Na Tabela 3.9 estão descritos as características do superplastificante GLENIUM® 51 utilizado neste trabalho, conforme informações disponibilizadas pelo fabricante.

Tabela 3.9 - Características técnicas do superplastificante GLENIUM® 51

Características e propriedades	Descrição/valores
Função	Aditivo superplastificante de terceira geração para concreto
Base química	Éter policarboxílico
Aspecto	Líquido
Cor	Branco turvo
PH	5 - 7
Densidade	1,067 – 1,107 g/cm ³
Sólidos	28,5 – 31,5%
Viscosidade	< 150 cps

3.3 DOSAGEM E PRODUÇÃO DO CONCRETO

Para a aplicação dos materiais acima apresentados e caracterizados, foram desenvolvidos diferentes traços de concreto, como forma de obter várias classes de resistência. Seis traços experimentais foram feitos, com fator água/aglomerante (f_{ac}) variando de 0,40 a 0,25.

O software EMMA Mix Analyzer foi utilizado para garantir um bom ajuste no empacotamento dos materiais usados, por meio do cálculo da distribuição do tamanho das partículas na mistura. Originalmente, o EMMA foi desenvolvido para o dimensionamento de misturas auto-adensáveis, no entanto, hoje, a distribuição do tamanho das partículas de materiais de construção como concreto e cerâmica podem ser investigadas com esta ferramenta. Mesmo que a fluidez não seja importante, o eficaz empacotamento das partículas

é desejado, aumentando a resistência mecânica e reduzindo a adição de água durante a moldagem.

No concreto, matérias-primas como areia, brita ou outros agregados podem ser misturados com materiais superfinos como microsilica e metacaulim, que têm tamanho de partículas muito pequeno. Neste caso, a classificação precisa do tamanho das partículas permite fazer um concreto que é facilmente misturado e colocado, mantendo as propriedades mecânicas desejadas. O modelo utilizado pelo software permite manipular a distribuição de partículas da mistura alterando a distribuição de tamanho das matérias-primas e suas respectivas proporções na mistura.

De acordo com Myhre e Hundere (1996), embora a densidade de empacotamento de 100% não seja possível na prática, o controle de distribuição do tamanho das partículas do concreto é importante por dois motivos principais. Primeiro, a distribuição do tamanho das partículas determina se o concreto será vibrado ou autoadensável, podendo-se decidir qual tipo de concreto será usado. Segundo, a mistura de concreto com empacotamento perfeito requer menos água que aquele com empacotamento imperfeito.

Para preparar uma mistura com empacotamento perfeito, deve-se primeiro conhecer a distribuição do tamanho das partículas que se deseja, e em segundo lugar a distribuição do tamanho das partículas da mistura em questão. O primeiro critério é dado por um modelo de empacotamento. Dentre os diversos modelos de empacotamento existentes o software EMMA utiliza dois extensivamente utilizados e considerados modelos clássicos: o modelo de Andreasen e Anderson (1930), e o modelo de Andreasen modificado (DINGER e FUNK, 1992).

Na Figura 3.12 apresenta-se inicialmente a imagem das partículas de um concreto vibrável, no qual existe água apenas suficiente para preencher os vazios. No entanto, os agregados permanecem em contato e energia externa deve ser aplicada para fazer as partículas maiores se moverem na matriz. Ao meio, o fluxo livre das partículas do concreto é alcançado mediante a adição de mais água ou mais finos na matriz. As partículas de agregado ficam separadas e nenhuma energia externa é necessária para obter o escoamento. Na imagem final, o controle da distribuição do tamanho das partículas permite que partículas menores preencham os espaços vazios entre os agregados e as propriedades de escoamento desejadas podem ser alcançadas com redução de água na mistura.

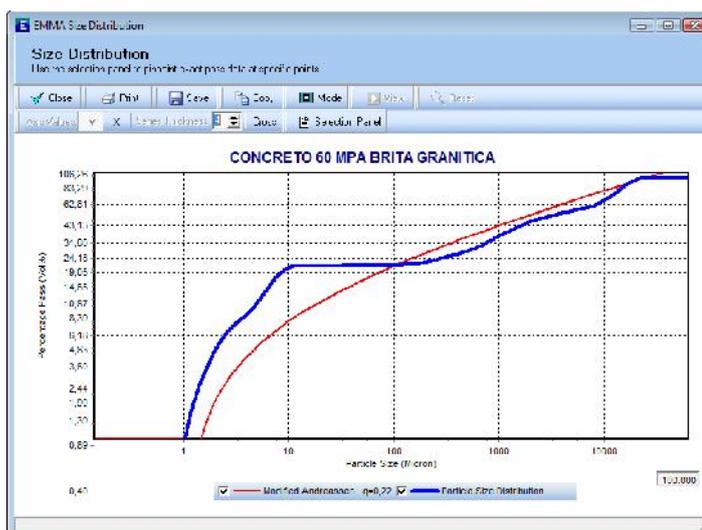


Figura 3.14 - Comparação entre a distribuição de tamanho das partículas da mistura e o modelo utilizado pelo software EMMA

Além disso, usou-se como referência para os traços iniciais, as recomendações contidas em Mehta e Aitcin (1990), que expressam princípios básicos para a obtenção de concreto de alto desempenho. Os autores descrevem, de forma resumida, a composição do concreto e dos seus efeitos sobre as propriedades desejadas para alcançar desempenho elevado. Os procedimentos básicos foram definidos em oito passos: Definição da resistência do concreto, estimação da quantidade de água na mistura, definição em fração de volume dos componentes da pasta de cimento, estimação dos volumes de agregado graúdo e agregado miúdo, determinação das quantidades de material, dosagem do superplastificante, correção da quantidade de água baseado nas condições de umidade dos agregados e na quantidade de água presente no superplastificante e, ajustes finais nos lotes de teste com o objetivo de alcançar os propósitos desejados.

Os resultados de resistência à compressão aos 28 dias e dos consumos de material para cada traço são apresentados na Tabela 3.10, a seguir. Decorridos 24 horas após a moldagem, os corpos-de-prova foram imersos em um tanque com água saturada com hidróxido de cálcio, em temperatura ambiente, conforme NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova (ABNT, 2008), permanecendo nesta condição até o momento dos ensaios ou de sua preparação para obtenção da umidade desejada.

Tabela 3.10 - Composição dos traços de concreto e suas respectivas resistências à compressão aos 28 dias

Material	Denominação do traço					
	T01	T02	T03	T04	T05	T06
Cimento (kg/m ³)	455	455	457	457	544	544
Agregado graúdo (kg/m ³)	1000	1000	1005	1005	1089	1089
Agregado miúdo (kg/m ³)	750	750	753	753	653	653
Metacaulim (kg/m ³)	-	-	45,7	45,7	54,4	54,4
Água (l/m ³)	182	182	176	176	150	150
Superplastificante (kg/m ³)	1,6	2,3	6,9	6,9	13,6	10,9
Fator água/aglomerante	0,40	0,40	0,35	0,35	0,25	0,25
Tipo de brita	Gran.	Calc.	Gran.	Calc.	Gran.	Calc.
Resistência aos 28 dias (MPa)	33	26	50	47	80	72

Dessa forma, os traços escolhidos foram organizados em seis categorias, cujas identificações estão descritas na Figura 3.15.

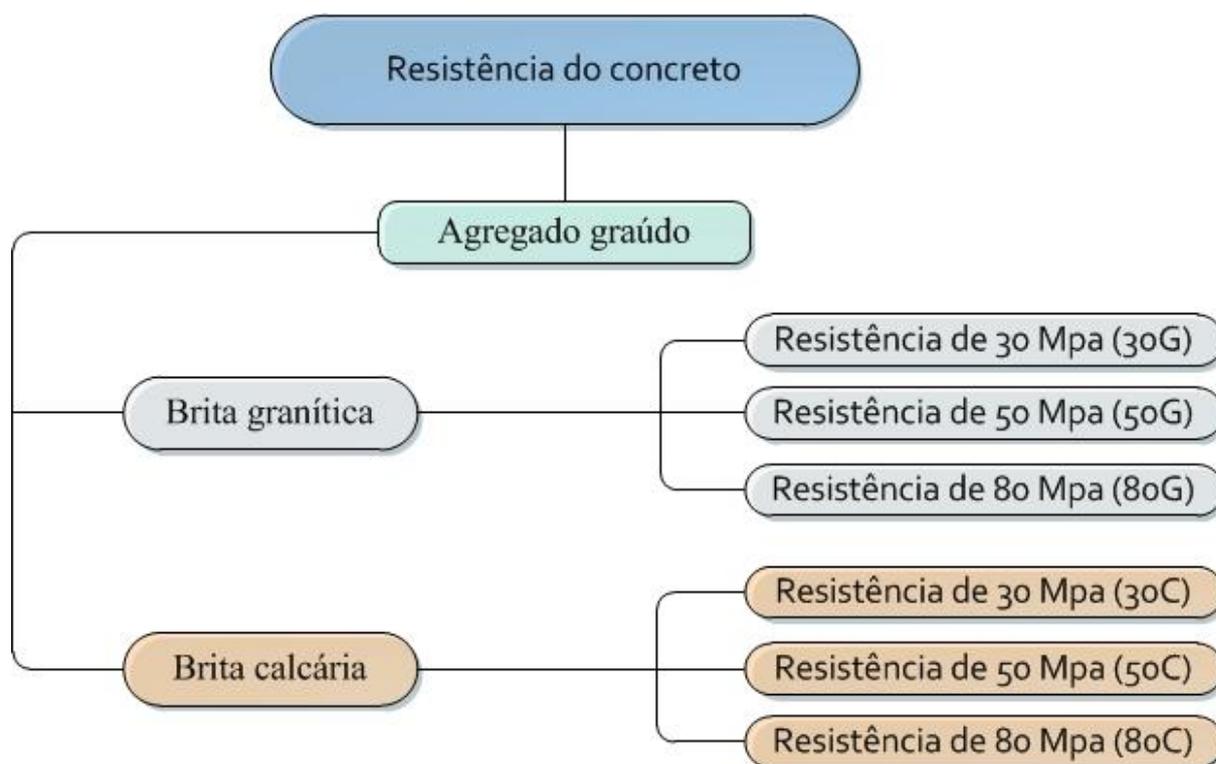


Figura 3.15 - Resistências e tipos de agregado graúdo do programa experimental

Os valores de resistência foram previamente escolhidos de forma a contemplar as categorias de concreto de baixa resistência (30 MPa) e alta resistência (50 e 80 MPa),

permitindo a análise do comportamento de ambos os tipos frente à exposição a altas temperaturas.

3.4 CURVA DE AQUECIMENTO

A taxa de aquecimento do forno foi medida por dois termopares tipo K colocados em seu interior. Os corpos-de-prova foram colocados no forno na temperatura ambiente e aquecidos até a temperatura de 600°C, permanecendo nessa temperatura pelo intervalo de 60 minutos, com o objetivo de equilibrar a temperatura do forno com a temperatura do interior do corpo-de-prova. Após isso, o forno foi desligado e os corpos-de-prova permaneceram em seu interior até atingirem temperatura próxima a ambiente. A Figura 3.16 apresenta a curva de aquecimento do interior do forno medida durante os ensaios. Percebe-se que a taxa de aquecimento é inferior à definida pela curva padrão ISO 834, a qual define que o tempo necessário para atingir a temperatura de 600°C é cerca de 6 minutos, enquanto no forno utilizado nos ensaios a temperatura foi alcançada por volta dos 28 minutos, o que mostra que a taxa de aquecimento foi de aproximadamente 21,4°C/minuto.

Esta taxa de aquecimento foi usada devido à limitação de equipamentos do laboratório, o qual dispunha de somente dois fornos para a realização dos ensaios. Por outro lado, considera-se que mesmo diante dessa limitação, a taxa de aquecimento pode ser considerada como alta.

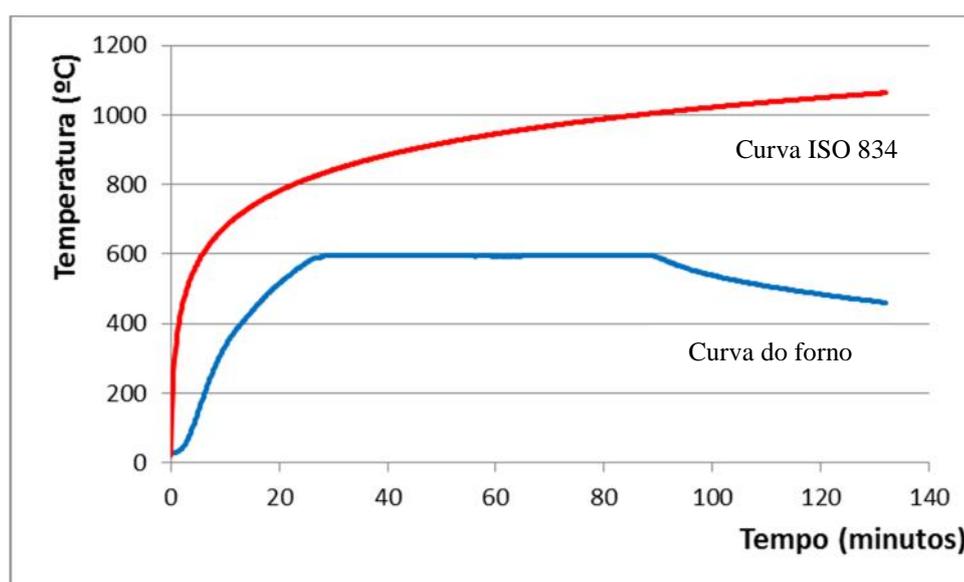


Figura 3.16 - Curva de aquecimento dos corpos-de-prova no interior do forno (Laboratório de Materiais do IFRN)

A aquisição dos dados de temperatura no interior do forno foi realizada utilizando-se um datalogger com dois canais de entrada, o qual se comunica com um computador por meio ótico infra-vermelho sem contato. A Figura 3.17 mostra o data logger e o dispositivo da interface de comunicação usados nas aquisições. O software LogChart II foi usado para configurar, coletar, plotar e exportar os registros coletados durante os ensaios. A Figura 3.18 mostra um gráfico da aquisição instantânea de temperaturas nos dois canais, durante o aquecimento do forno.



Figura 3.17 - Data logger e dispositivo de comunicação com o computador (Laboratório de Materiais do IFRN)

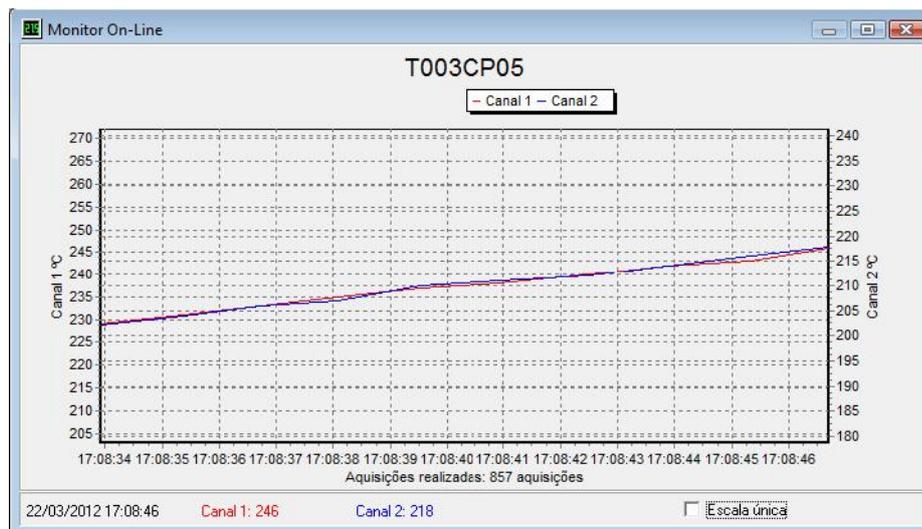


Figura 3.18 - Valores de temperaturas instantâneas coletadas no software LogChart II (Laboratório de Materiais do IFRN)

3.5 FORNO DE AQUECIMENTO DOS CORPOS-DE-PROVA

O Equipamento utilizado para a aplicação de altas temperaturas nos corpos-de-prova foi um forno elétrico da marca Jung, com dimensões úteis de 300 mm x 350 mm x 400 mm, com estrutura metálica construída em chapas e perfis de aço. Possui programador de tempo e temperatura microprocessado, que permite programar a temperatura que o forno deve atingir (set point), em quanto tempo ele deve chegar nesta temperatura (rampa) e o tempo que ele deve permanecer na mesma (patamar). A temperatura máxima de operação é de 1000°C. A Figura 3.19, a seguir, apresenta imagens do forno usado.



Figura 3.19 - Imagens do forno usado nos ensaios (Laboratório de Materiais do IFRN)

3.6 DISPOSITIVO DE APLICAÇÃO DE CARGA

Um dispositivo de aplicação de carga foi desenvolvido com o objetivo de submeter os corpos-de-prova a um carregamento de compressão axial. Dessa forma, o corpo-de-prova ao ser levado para o interior do forno permaneceu submetido a uma parcela de carga da resistência média. O dispositivo foi construído em aço inoxidável e os seus componentes foram dimensionados de forma a não sofrerem deformações significativas em função das cargas aplicadas. A Figura 3.20 ilustra um esquema do dispositivo e a Figura 3.21 apresenta um corpo-de-prova sendo carregado pelo dispositivo na máquina de ensaio.

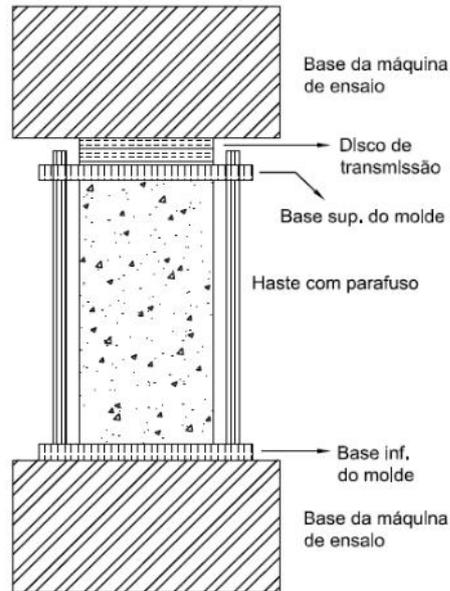


Figura 3.20 - Desenho esquemático do dispositivo de aplicação de carga



Figura 3.21 - Desenho esquemático do dispositivo de aplicação de carga (Laboratório de Materiais do IFRN)

Para os ensaios de determinação de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade dos corpos-de-prova de concreto utilizou-se uma máquina de ensaio servo hidráulica da marca Emic, com capacidade máxima de 2000 kN. Possui instrumentação eletrônica para aquisição de dados como carga, deformação e deslocamento, com interface para conexão ao computador e canal para extensometria. A Figura 3.22 mostra o equipamento em operação, com um corpo-de-prova sendo carregado.



Figura 3.22 - Máquina de ensaio para determinação da resistência à compressão (Laboratório de Materiais do IFRN)

3.7 DESCRIÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA

Os corpos-de-prova utilizados nos ensaios foram de dois tipos:

- a) Corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm;
- b) Corpos-de-prova em forma de placas (painéis) com comprimento e largura de 500 mm e espessura de 80 mm.

Os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados utilizando-se formas em aço, com dimensões e requisitos mediante especificações da NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova (ABNT, 2008). Para moldagem das placas de concreto foram confeccionadas formas em madeirite plastificado, conforme mostrado na Figura 3.23, a seguir.



Figura 3.23 - Forma utilizada para moldagem das placas de concreto

Os corpos-de-prova cilíndricos foram usados na determinação da resistência à compressão axial, módulo de elasticidade, absorção de água e perda de massa após o processo de exposição a altas temperaturas. Para tanto, foram utilizados três amostras referentes a cada caso definido na matriz experimental.

As placas de concreto foram usadas na determinação da resistência à compressão (esclerometria) e da perda de massa após o processo de exposição a altas temperaturas. Neste ensaio, foram utilizadas duas amostras referentes a cada caso definido na matriz experimental.

3.8 GRAU DE SATURAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA

Para avaliar a influência da umidade no comportamento do concreto submetido a elevadas temperaturas, a preparação dos corpos-de-prova cilíndricos envolveu o processo de retirada de água do interior do concreto por evaporação. Este processo teve o objetivo de ajustar o corpo-de-prova ao grau de saturação desejado, de acordo com o programa experimental montado. Os procedimentos a seguir descritos tomaram como referência a metodologia aplicada em Kirchoff (2010).

Inicialmente, os corpos-de-prova permaneceram imersos em água no tanque de cura por 28 dias. Em seguida, os corpos-de-prova foram retirados do tanque, sua superfície foi enxuta com um pano para retirada do excesso de umidade (corpo-de-prova saturado superfície seca) e então sua massa saturada (m_{sat}) foi determinada.

Na sequência, os corpos-de-prova foram colocados em uma estufa com temperatura de aproximadamente 105°C. Nesta, permaneceram até que se verificasse variação de massa inferior a 0,1% entre duas leituras consecutivas no intervalo de 24 horas. Procedeu-se então, a determinação da massa seca (m_s). A Figura 3.24 apresenta a evolução de perda de umidade pelo processo acima descrito, para corpos-de-prova com diferentes resistências à compressão aos 28 dias.

Dessa forma, conhecidos a massa saturada e a massa seca dos corpos-de-prova, determinou-se a massa que os mesmos deveriam apresentar no momento do ensaio, de acordo com a saturação pretendida. O grau de saturação (G_{sat}) dos corpos-de-prova pode ser calculado pela Equação (3.1). Nesta, m_x é a massa do corpo-de-prova para o grau de saturação desejado.

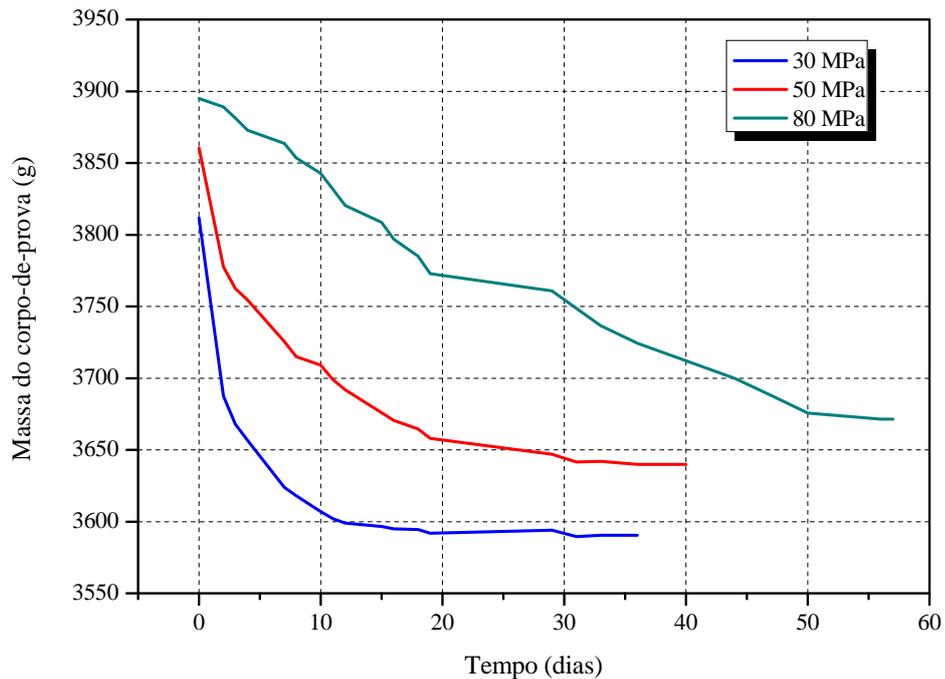


Figura 3.24 - Evolução da perda de umidade, por evaporação em estufa, de corpos-de-prova de concreto de diferentes resistências (Laboratório de Materiais do IFRN)

$$G^{sat} = \frac{n_x - \tau}{m^{sat} - m_s} \quad (3.1)$$

Os corpos-de-prova a serem ensaiados com grau de saturação de 80% foram pesados para determinação da massa saturada e então colocados na estufa, à temperatura de 105°C, onde permaneceram até obtenção da massa desejada (m_x).

Após isso, os corpos-de-prova que não foram imediatamente conduzidos ao forno, foram armazenados em sacolas plásticas e mantidos à temperatura de 23°C em câmara climatizada até a data do ensaio de exposição térmica.

3.9 ENSAIOS COM CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS

No caso dos corpos-de-prova ensaiados com saturação de 100%, os mesmos foram retirados do tanque de imersão, enxutos superficialmente com pano seco e pesados para determinação da massa inicial. Os corpos-de-prova ensaiados com saturação de 80% foram retirados das embalagens plásticas e pesados, verificando se não houve ganho ou perda de massa em relação àquela determinada por ocasião do acondicionamento na câmara úmida.

No caso dos corpos-de-prova ensaiados com nível de carga de 0% não houve a necessidade de nenhuma preparação inicial. Os corpos-de-prova ensaiados com nível de carga de 20% ou superior foram colocados no dispositivo de carga e conduzidos para a máquina de ensaio (prensa de compressão axial). A seguir foi aplicada a carga correspondente a cada caso definido no programa experimental. As imagens mostradas na Figura 3.25 ilustram parte destes procedimentos.



Figura 3.25 - Procedimentos experimentais: a) Dispositivo de carga e corpo-de-prova; b) Máquina de ensaio com dispositivo de carga e disco de transmissão; c) Dispositivo de carga com corpo-de-prova no interior do forno após exposição térmica

Este procedimento seguiu os seguintes passos:

- Colocar o corpo-de-prova no centro do dispositivo de carga;
- Apertar os parafusos manualmente, evitando a imposição de tensões de compressão ao corpo-de-prova;
- Colocar o conjunto dispositivo de carga mais corpo-de-prova entre os pratos da máquina de ensaio;
- Posicionar o disco de transmissão de carga no centro do dispositivo de carga;
- Usando a interface do programa da máquina de ensaio, posicionar o prato de compressão apenas facejando o dispositivo de carga;
- Aplicar a carga planejada para cada amostra prevista no programa experimental;
- Apertar os parafusos do dispositivo de carga usando chave de boca;
- Retirar a carga imposta pelos pratos da máquina de ensaio;
- Retirar o conjunto dispositivo de carga mais corpo-de-prova da máquina de ensaio.

Os corpos-de-prova isolados ou o conjunto dispositivo de carga mais corpo-de-prova, dependendo do caso, foram conduzidos ao forno e este foi ligado. Conforme mencionado anteriormente, após atingir a temperatura de 600°C, o forno foi mantido com temperatura constante pelo intervalo de 1 hora com a intenção de atingir o equilíbrio térmico entre a superfície e o interior do corpo-de-prova. Após isso, o forno foi desligado e os corpos-de-prova mantidos em seu interior até atingir a temperatura ambiente.

A Figura 3.26 mostra o aspecto final de alguns corpos-de-prova após o ensaio de exposição a altas temperaturas.

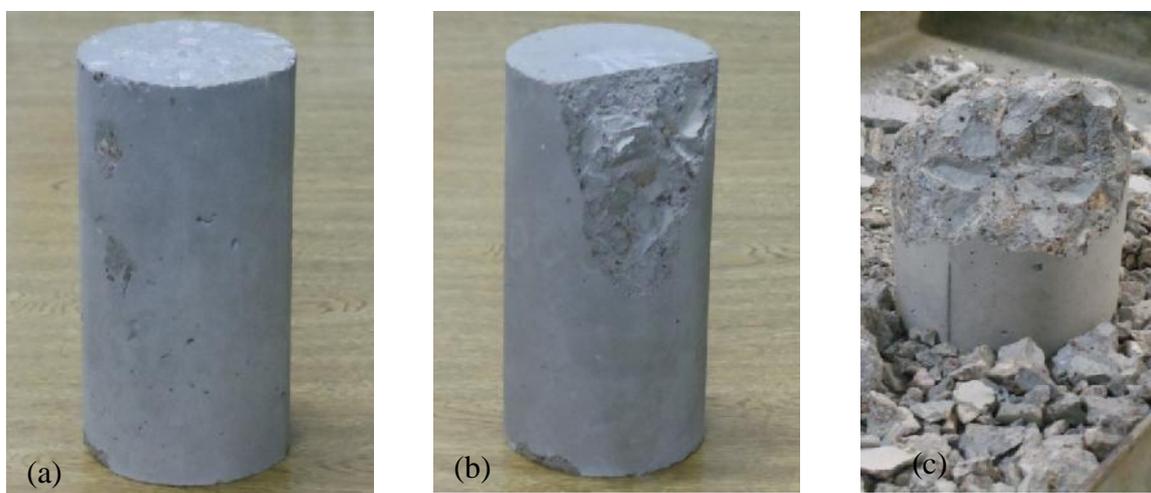


Figura 3.26 - Aspecto dos corpos-de-prova após exposição térmica: a) Corpo-de prova praticamente íntegro; b) corpo-de-prova com efeitos moderado do spalling; Corpo-de-prova totalmente destruído

Os corpos-de-prova ou o conjunto dispositivo de carga mais corpo-de-prova foram retirados do forno e conduzidos para a máquina de ensaio para determinação da resistência à compressão residual. No caso dos corpos-de-prova ensaiados com carga, foi necessário realizar uma operação de retirada da carga aplicada. Para tal, foi necessário realizar os seguintes passos:

- Colocar o conjunto dispositivo de carga mais corpo-de-prova entre os pratos da máquina de ensaio;
- Posicionar o disco de transmissão de carga no centro do dispositivo de carga;
- Usando a interface do programa da máquina de ensaio, posicionar o prato de compressão apenas facejando o dispositivo de carga;
- Aplicar a carga necessária para aliviar a carga imposta ao corpo-de-prova;
- Desapertar os parafusos do dispositivo de carga usando chave de boca;
- Retirar a carga imposta pelos pratos da máquina de ensaio;
- Retirar o conjunto dispositivo de carga mais corpo-de-prova da máquina de ensaio.

A seguir, os corpos-de-prova foram colocados na máquina de ensaio para determinação da resistência à compressão axial.

3.10 ENSAIOS COM PLACAS DE CONCRETO

Com o objetivo de verificar a resistência à compressão e a perda de massa em concretos com armadura, foram produzidos corpos-de-prova em forma de placas. O uso de placas de concreto também se justificou por permitir a exposição a altas temperaturas de apenas uma das faces do corpo-de-prova, possibilitando analisar as variáveis acima descritas.

As placas foram produzidas usando agregado graúdo granítico. O concreto foi produzido com valores de resistência à compressão de 30, 50 e 80 MPa. Estas e as demais variáveis experimentais são apresentadas na Figura 3.3. A armadura empregada foi o aço CA50, diâmetro de 6,3 mm, com distribuição e espaçamentos conforme apresentado na Figura 3.27. Para garantir o recobrimento da armadura, foram usados espaçadores plásticos no fundo da forma, conforme mostrado na Figura 3.28, a seguir. O fundo das formas foi revestido com uma folha plástica com o objetivo de facilitar a desforma das placas e possibilitar a sua reutilização um maior número de vezes.

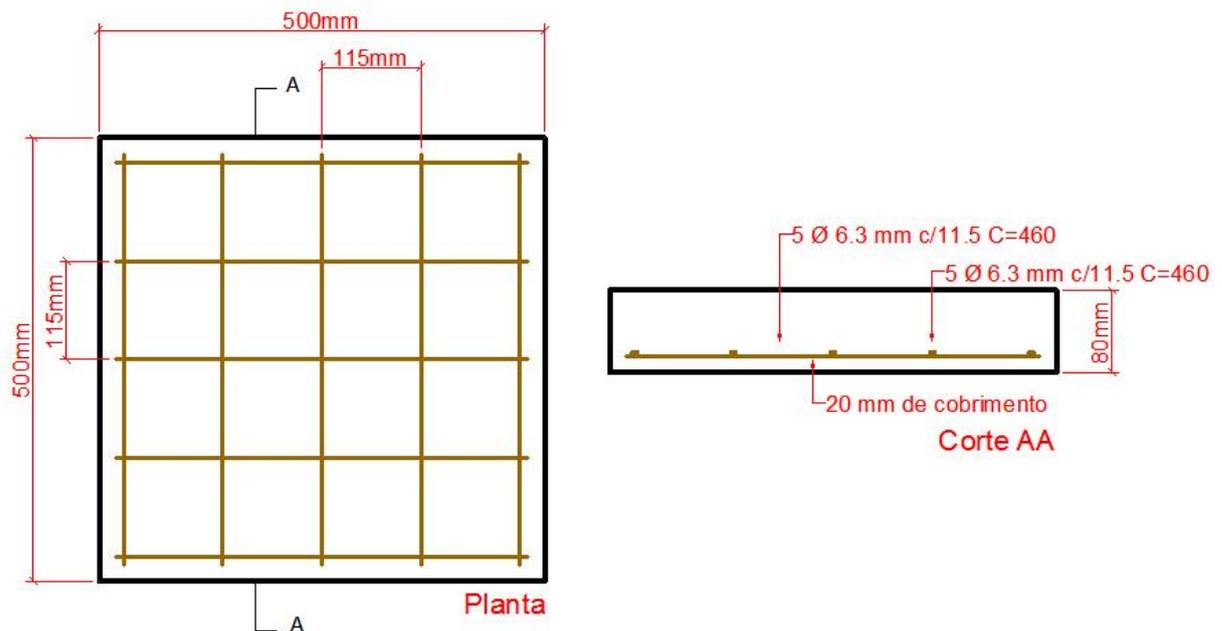


Figura 3.27 - Detalhamento da armadura usada nas placas de concreto

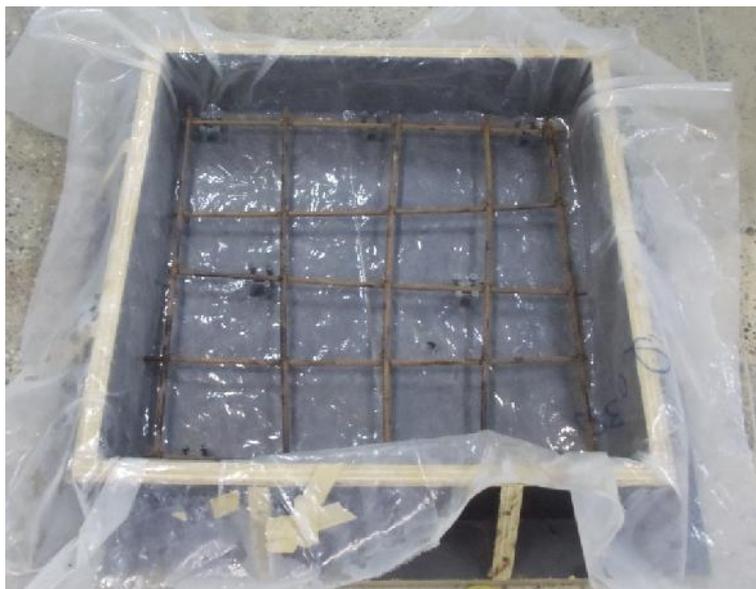


Figura 3.28 - Forma de madeira com armadura de aço, espaçadores e capa plástica

As placas de concreto foram preparadas usando o mesmo traço empregado na mistura do concreto dos corpos-de-prova cilíndricos. Após 24 horas da moldagem, as placas foram retiradas das formas e permaneceram expostas à temperatura ambiente, permitindo que a umidade interna fosse reduzida livremente até a data dos ensaios. A Figura 3.29 mostra a imagem de uma placa de concreto momentos após a sua moldagem.



Figura 3.29 - Placa de concreto após a moldagem

Durante o ensaio de resistência ao fogo, as placas foram colocadas expostas à temperatura de 600°C, sendo que a fonte de calor incidiu sobre apenas uma das faces. A face diretamente exposta à fonte de calor foi a do fundo da forma, ou seja, àquela mais próxima da armadura de aço. Para isso, o forno foi mantido aberto durante o tempo de aquecimento e a placa foi montada sobre um suporte de modo a permanecer todo o ensaio em frente à fonte de calor, conforme apresentado na Figura 3.30. O tempo de permanência foi de 60 minutos após o forno alcançar a temperatura máxima.



Figura 3.30 - Placa de concreto colocada com uma das faces exposta a altas temperatura

Em vários pontos das placas, após a exposição ao fogo, foram conduzidos testes com esclerômetro para determinar a distribuição de resistência residual à compressão. Para fins de padronizar o local de aplicação do martelo do esclerômetro sobre as placas de concreto, foi desenhado sobre esta uma malha com dimensões de 10 cm x 10 cm, conforme mostrado na Figura 3.31. O ensaio com o esclerômetro foi realizado sobre os 16 pontos em destaque, determinando-se a resistência residual média à compressão do concreto. A Figura 3.32 mostra o esclerômetro usado nos ensaios.

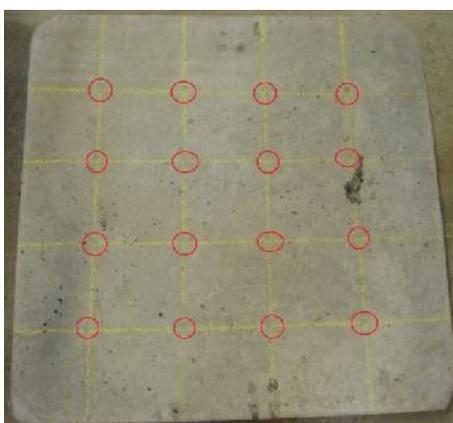


Figura 3.31 - Placa de concreto com malha de pontos para determinação da resistência à compressão por meio de esclerometria



Figura 3.32 - Esclerômetro de reflexão empregado nos ensaios

3.11 MÉTODOS DE ENSAIO

3.11.1 Absorção de água

Para a realização do ensaio de absorção de água foram utilizados dois corpos-de-prova cilíndricos de concreto com dimensões de 100 mm x 200 mm para cada caso definido na matriz experimental. Os ensaios foram realizados após um período de cura dos corpos-de-prova de 28 dias. Os corpos-de-prova foram então submetidos a ação da alta temperatura e a seguir resfriados até a temperatura ambiente, determinando-se sua massa seca (m_s).

Após isso, o ensaio foi conduzido em conformidade com a NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica (ABNT, 2005), seguindo as seguintes etapas:

- a) As amostras foram imersas em água à temperatura ambiente até que as determinações sucessivas de massas realizadas a intervalos de 24 horas mostrassem um aumento de massa inferior a 0,5%. As massas das amostras (m_i) foram medidas em uma balança hidrostática;
- b) As amostras foram removidas da água e com um pano úmido, as suas superfícies foram secas para remover a umidade superficial. As massas saturadas das amostras foram então determinadas (m_{sat}).

Após obter as massas mencionadas acima, foi possível calcular a absorção de água (A), por meio da Equação 3.2 mostrada a seguir.

$$A = \frac{m_{sat} - m_s}{m_s} \cdot 100 \quad (3.2)$$

onde m_s é a massa seca da amostra, m_i é a massa imersa e m_{sat} é a massa saturada.

3.11.2 Módulo de elasticidade

O módulo estático de elasticidade a compressão do concreto endurecido foi determinado utilizando-se corpos-de-prova cilíndricos, conforme a NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade a compressão (ABNT, 2008).

Determinou-se inicialmente a resistência à compressão do concreto utilizando-se três corpos-de-prova. A seguir, os corpos-de-prova foram instrumentados utilizando-se um extensômetro de garras, cujas leituras de deformação são registradas pelo software gerenciador da máquina de ensaio. O ensaio foi realizado de acordo com a sequência de carregamentos e descarregamentos mostrados na Figura 3.33. Ao final, os corpos-de-prova foram carregados até a ruptura para determinação da resistência efetiva.

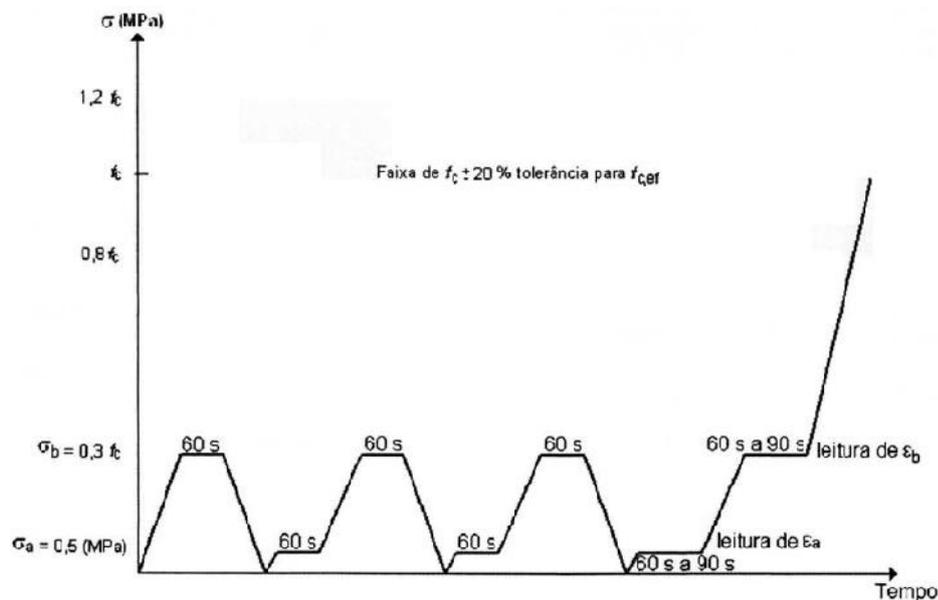


Figura 3.33 - Representação esquemática dos carregamentos e descarregamentos para determinação do módulo de elasticidade, utilizando-se a metodologia de tensão fixa (Laboratório de Materiais do IFRN)

O módulo de elasticidade (E_{ci}), em GPa, pode ser determinado pela Equação 3.3:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad (3.3)$$

onde σ_b é a tensão maior ($0,3f_c$), em MPa, σ_a é a tensão básica de 0,5 MPa e ϵ_b é a deformação específica média dos corpos-de-prova correspondente a tensão maior aplicada.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental apresentado.

Os resultados foram analisados pelo método estatístico Análise de Variância (ANOVA). A ANOVA permite avaliar afirmações sobre as médias das amostras. A análise visa, fundamentalmente, verificar se existe diferença significativa entre as médias e se os fatores de controle exercem influência nas variáveis dependentes. a análise de variância é utilizada quando se quer decidir se as diferenças amostrais observadas são reais, causadas por diferenças significativas nas amostras observadas, ou casuais, decorrentes da mera variabilidade amostral.

Para a análise dos dados empregou-se a ANOVA fatorial (Análise Univariada de Variância), na qual se pode analisar duas ou mais variáveis independentes, também denominadas de fatores de controle. A análise da ANOVA permite dizer se qualquer uma das variáveis independentes teve um efeito na variável dependente. O efeito de uma variável tomada isoladamente, ou seja, ignorando os efeitos das demais variáveis, é chamado de efeito principal. Pode-se, no entanto, por meio da ANOVA, verificar o efeito da interação entre variáveis dependentes na variável de resposta.

Na análise considerou-se um nível de significância de 5%, resultando que valores de significância das variáveis independentes inferiores a este valor demonstra que existe um efeito significativo da variável independente ou da interação entre variáveis independentes no valor de resposta da variável dependente. Neste trabalho, empregou-se o software PASW Statistics 18.

Inicialmente são apresentados os resultados referentes à determinação da resistência residual, módulo de elasticidade, absorção de água e perda de massa dos corpos-de-prova cilíndricos com diferentes níveis de resistência inicial, moldados com agregado graúdo granítico e calcário, ensaiados com e sem a presença de carregamento, em diferentes condições de saturação.

A seguir são apresentados os resultados referentes à determinação da resistência residual e perda de massa das placas de concreto com diferentes níveis de resistência inicial, ensaiadas com e sem a presença de armadura, em diferentes idades.

Os gráficos a seguir apresentados representam a tendência de comportamento das variáveis dependentes a partir das médias dos valores obtidos nos ensaios considerando cada

variável independente. Os valores de significância individuais de cada análise podem ser encontrados na seção de Anexos.

4.1 RESISTÊNCIA RESIDUAL DOS CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS

Após a realização do ensaio de aquecimento em forno, os corpos-de-prova foram resfriados até a temperatura ambiente e submetidos ao ensaio de determinação da resistência à compressão axial, conforme NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos (ABNT, 2007).

Devido à ocorrência de spalling e/ou à desagregação de partes do concreto durante e após o ensaio de aquecimento no forno, alguns corpos-de-prova apresentaram perda de massa sobre as suas faces planas, reduzindo a área de contato com os pratos da máquina de ensaio, o que certamente reduz o valor final da resistência à compressão axial.

Conforme descrito na metodologia deste trabalho, a temperatura de 600°C foi tomada como constante em todos os ensaios de aquecimento dos corpos-de-prova. Nos resultados a seguir apresentados, a simbologia f_c^T/f_c representa a relação entre a resistência média do concreto em temperatura elevada e a resistência à compressão do concreto em temperatura ambiente.

A Figura 4.1 apresenta a resistência à compressão relativa do concreto (relação f_c^T/f_c) considerando o efeito principal do nível de carga aplicado sobre o concreto após a realização do ensaio de aquecimento dos corpos-de-prova. Neste caso, considerou-se todas as classes de resistência utilizadas na matriz experimental, com o objetivo de verificar os efeitos do nível de carga sobre a resistência residual do concreto.

Verifica-se que a resistência à compressão do concreto se reduz com o aumento do nível de carga. De forma geral, a redução de resistência é levemente mais intensa nos níveis de 40 e 60% da carga de ruptura. Há entre os níveis de carga extremos (0% e 60%) uma redução de resistência à compressão de 59,3 MPa para 45,0 MPa, perfazendo perda de resistência da ordem de aproximadamente 24%.

A análise dos valores de significância indicaram diferenças significativas na resistência à compressão do concreto com o aumento do nível de carga. A Tabela 4.1 mostra os valores de redução da resistência à compressão considerando os níveis de carga do programa experimental.

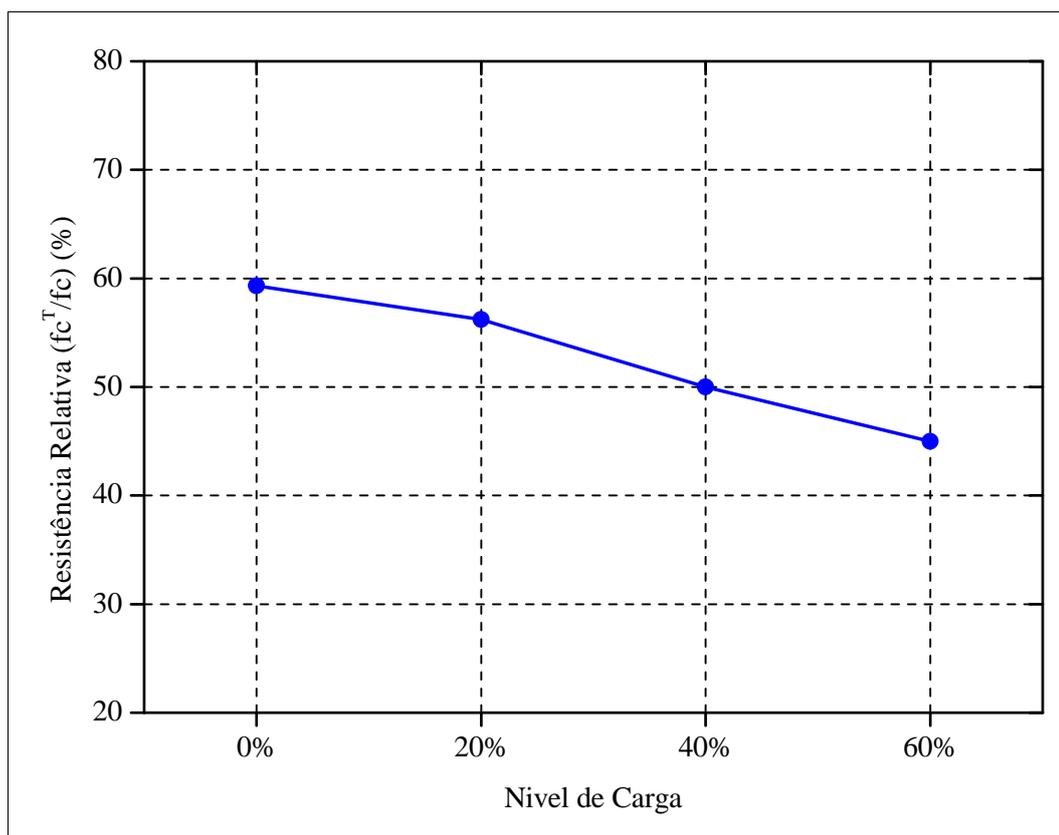


Figura 4.1 - Influência do nível de carga na resistência à compressão do concreto

Tabela 4.1 - Fator de redução da resistência à compressão em função do nível de carga

Nível de Carga	20%	40%	60%
Fator de Redução	0,95	0,84	0,76

Conforme se pode observar na Figura 4.2, a seguir, a tendência de redução da resistência à compressão com o aumento do nível de carga ocorre independentemente do tipo de agregado graúdo. Percebe-se que para ambos os tipos de agregado, a redução na resistência é praticamente linear, apresentando aproximadamente os mesmos fatores de redução da resistência à compressão.

O concreto com agregado granítico, no entanto, apresentou desempenho melhor, apresentando, em média, aproximadamente 11% a mais de resistência residual, o que justifica o fato do tipo de agregado graúdo ter sido considerado estatisticamente significativo. Por outro lado, não há diferenças significativas na interação nível de carga x tipo de agregado graúdo.

Este resultado está em conflito com os valores de resistência relativa definidos pela NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio (ABNT, 2012), a qual

prevê valores superiores de resistência relativa para os concretos produzidos com agregado calcário. Para a temperatura de 600°C, a norma indica 0,45 para agregado silicoso e 0,60 para agregado calcário. Nos resultados obtidos, considerando o nível de carga de 0%, estes valores foram de 0,63 para agregado silicoso e 0,55 para o agregado calcário.

Estas discrepâncias reforçam a ideia de se estudar as propriedades físico-químicas dos materiais regionais e locais, verificando suas particularidades no que se refere a cada característica estudada do concreto. Diversos ensaios realizados no Laboratório de Materiais de Construção do IFRN, anteriores e durante esta pesquisa apontaram que o agregado graúdo calcário empregado na produção de concretos apresenta desempenho inferior, quando se analisa a sua resistência á compressão. Nas condições de altas temperaturas, conforme os resultados apresentados, esta tendência permaneceu.

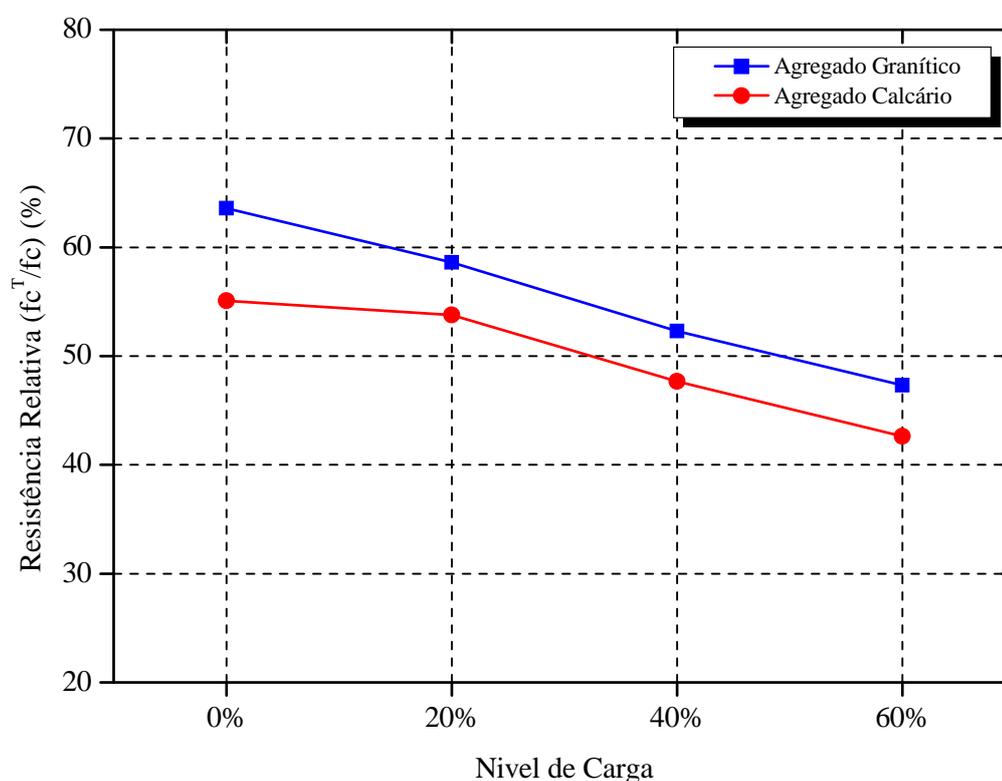


Figura 4.2 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo na resistência à compressão do concreto

Em ambos os casos, considerando o nível de carga de 40% da carga de ruptura, percebe-se que a perda de resistência após exposição a altas temperaturas alcançou cerca de 50%, tornando o concreto vulnerável. Em caso de uma estrutura real, fica evidenciado que a ocorrência de um sinistro desta natureza compromete demasiado a estabilidade estrutural.

A Figura 4.3 mostra a tendência de redução da resistência à compressão do concreto sob duas diferentes condições de saturação. O concreto com grau de saturação máximo mostrou-se mais suscetível à redução de resistência, influenciada certamente pela maior ocorrência de alterações físicas na estrutura do concreto favorecendo o aparecimento de fissuras. Na temperatura de 600°C, utilizada nos ensaios, também ocorre simultaneamente a elevação da pressão nos poros contribuindo para a ocorrência de spalling, redução da massa de concreto e conseqüente redução de resistência.

Conforme esperado, a quantidade de água presente no concreto (grau de saturação) no momento da exposição a altas temperaturas foi estatisticamente significativa, alterando o desempenho do concreto quanto a sua resistência à compressão em todos os níveis de carga avaliados. Por outro lado, a interação nível de carga x grau de saturação mostrou-se não ser significativa.

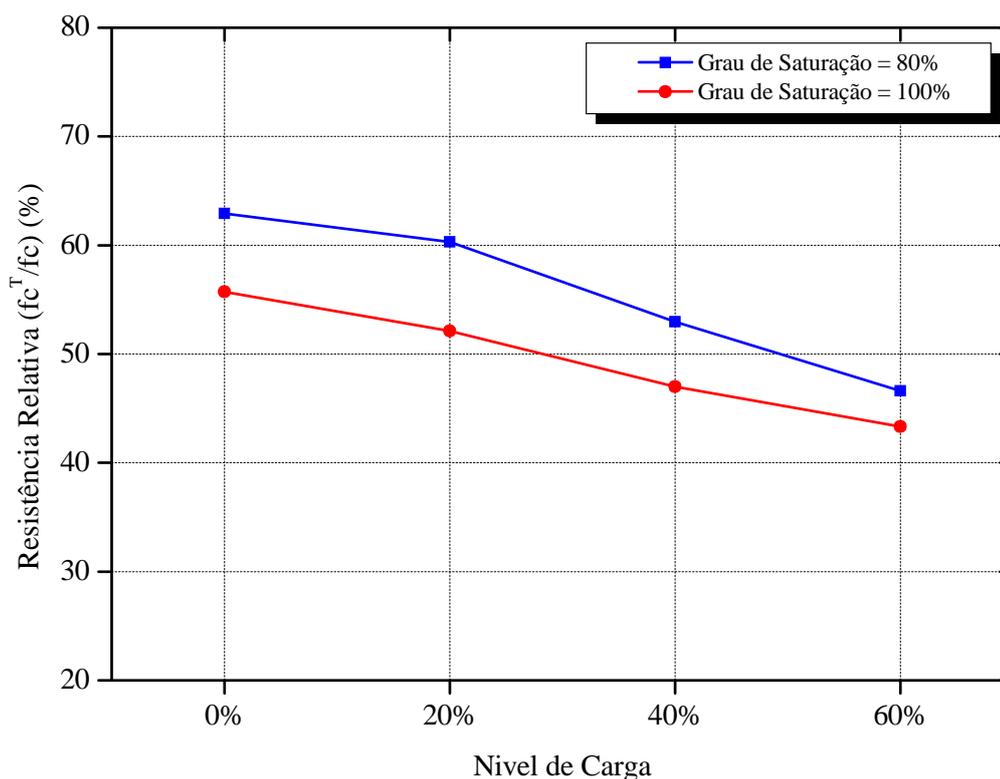


Figura 4.3 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação na resistência à compressão do concreto

A análise da Figura 4.4 demonstra que o concreto produzido com agregado graúdo granítico tem comportamento diferente do concreto com agregado graúdo calcário, quando se compara a resistência residual destes concretos. A redução de resistência é bem mais intensa

no concreto com agregado calcário, considerando ambos os valores de grau de saturação. Para o concreto produzido com agregado calcário, a redução de resistência até o nível de carga de 20% praticamente não se altera, passando a decrescer mais fortemente a partir do nível de carga de 40%.

Considerando o nível de carga de 60%, percebe-se que a redução de resistência à compressão experimentada pelos concretos produzidos com agregados graúdos graníticos e calcários apresentaram valores bastante próximos, principalmente para o grau de saturação de 80%. Estes resultados corroboraram para que a interação nível de carga x tipo de agregado graúdo x grau de saturação se mostrasse não significativa.

A elevada temperatura de 600°C a qual o concreto foi submetido e o nível de carga de 60% impõem ao concreto elevados níveis de tensão e deformação, que em conjunto com as deteriorações físico-químicas provocadas pela alta temperatura, provocam redução de resistência do concreto, independente do tipo de agregado graúdo utilizado. É evidente também a influência do grau de saturação na resistência residual do concreto, em ambos os tipos de concreto produzido.

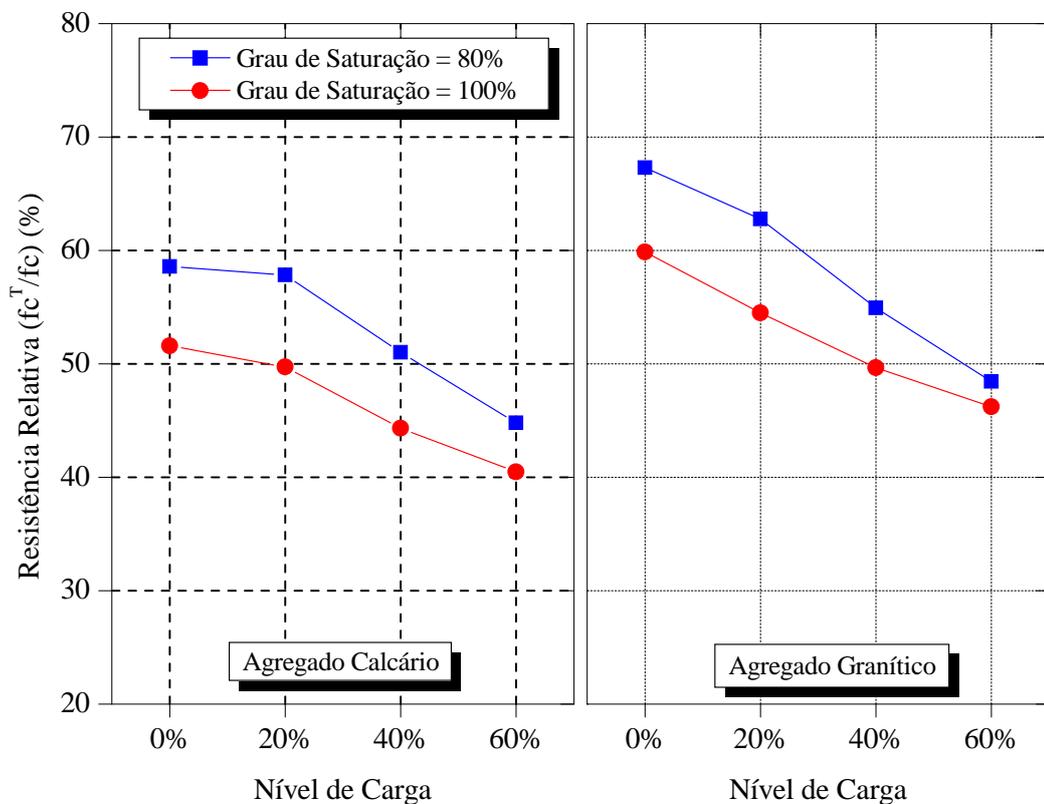


Figura 4.4 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo x grau de saturação na resistência à compressão do concreto

A partir da Figura 4.5, pode-se analisar isoladamente a variação da resistência à compressão residual do concreto considerando-se diferentes valores de resistência à compressão inicial. O concreto de 30 MPa, comumente classificado como “Concreto de Resistência Normal”, apresentou resistência relativa (f_c^T/f_c) mais efetiva que os concretos de 50 e 80 MPa, considerados “Concretos de Alta Resistência”. Tal desempenho se deve, certamente, ao fato que os concretos de resistência normal possuem baixa compacidade, possibilitando que a água evaporada durante o processo de aquecimento encontre caminhos para sua liberação para o exterior. A facilidade de condução da água e do vapor de água nos concretos de resistência normal dificulta a ocorrência de spalling.

Entre o nível de carga de 0% e 20% ocorreu um pequeno decréscimo na resistência à compressão do concreto de resistência normal, reduzindo-se consideravelmente nos níveis de carga superiores a estes. Nos concretos de alta resistência a redução de resistência à compressão foi praticamente linear, alcançando o valor de 33% de resistência relativa no concreto de 80 MPa ensaiado com nível de carga de 60%. Este valor pode ser considerado crítico caso se tratasse de um elemento estrutural em pleno funcionamento.

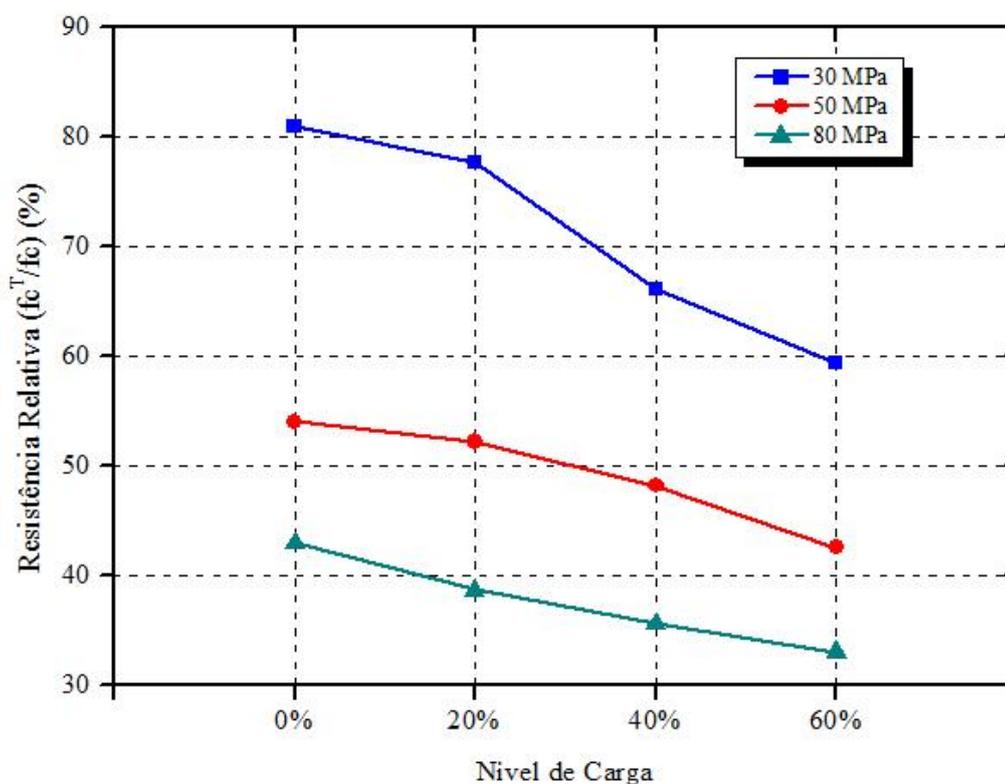


Figura 4.5 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial na resistência à compressão do concreto

É evidente a diferença de comportamento do concreto de resistência normal e dos concretos de alta resistência, quando se considera a resistência à compressão residual do concreto em diferentes níveis de aplicação de carga. Certamente, devido a isto, a interação nível de carga x resistência à compressão inicial foi estatisticamente significativa, comprovando a necessidade de análise distinta entre estes dois tipos de concreto.

A Tabela 4.2 - Fatores de redução da resistência à compressão em função do nível de carga para concretos de resistência normal e alta apresenta os fatores de redução da resistência à compressão para os concretos produzidos com os dois tipos de agregados graúdos.

Tabela 4.2 - Fatores de redução da resistência à compressão em função do nível de carga para concretos de resistência normal e alta

Resistência à Compressão Inicial	Nível de Carga		
	20%	40%	60%
30 MPa	0,96	0,82	0,73
50 MPa	0,97	0,89	0,79
80 MPa	0,90	0,83	0,77

De acordo com a Figura 4.6, a seguir, os concretos produzidos com agregados graúdos calcários e graníticos apresentaram valores similares de resistência à compressão residual, quando se analisa o concreto de resistência normal (30 MPa). No caso do concreto com agregado calcário, nível de carga de 0%, observou-se que o valor da resistência à compressão residual foi inferior ao com nível de carga de 20% e com comportamento distinto dos demais tipos de concreto. Considera-se que esta alteração pode ter ocorrido devido a um ruído experimental, ocasionado pela grande variabilidade de condições a que o concreto é submetido durante as várias fases do experimento, o que não invalida os resultados.

No caso dos concretos de alta resistência, aqueles produzidos com agregado granítico obtiveram melhores resultados quanto a resistência à compressão, indicando que o agregado graúdo granítico tende a sofrer menos alterações físico-químicas quando submetido a agressividade imposta pelas altas temperaturas.

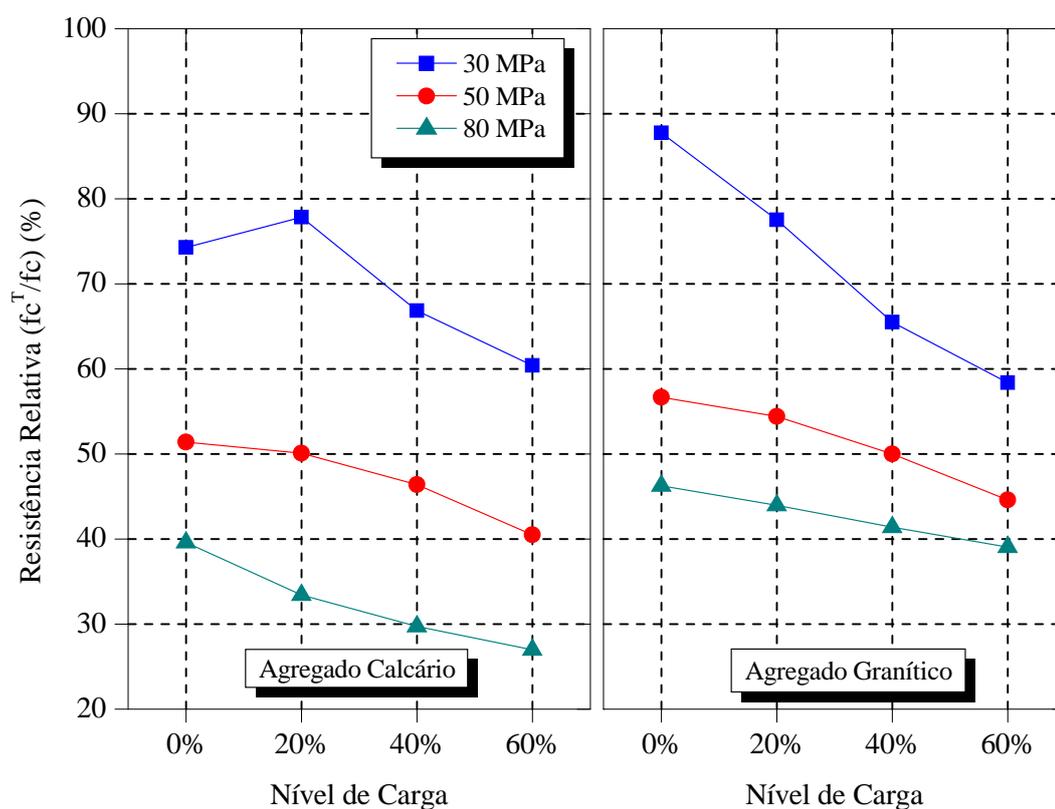


Figura 4.6 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo na resistência à compressão do concreto

Considerando o concreto de 80 MPa, observa-se que a resistência à compressão residual do concreto produzido com agregado graúdo granítico apresentou valores superiores ao concreto produzido com agregado calcário. No nível de carga de 60%, o concreto com agregado granítico apresenta resistência relativa de 39 MPa, enquanto o concreto com agregado calcário obteve somente 27 MPa. Devido estas discrepâncias, a interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo foi considerada significativa.

Conforme se pode observar na Figura 4.7, a redução de resistência á compressão foi mais expressiva nos concretos com grau de saturação de 100%. Também foi mais acentuada nos concretos de alta resistência. No entanto, o decréscimo da resistência à compressão com o aumento do nível de carga ocorreu de modo que a interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação não apresentou diferenças significativas.

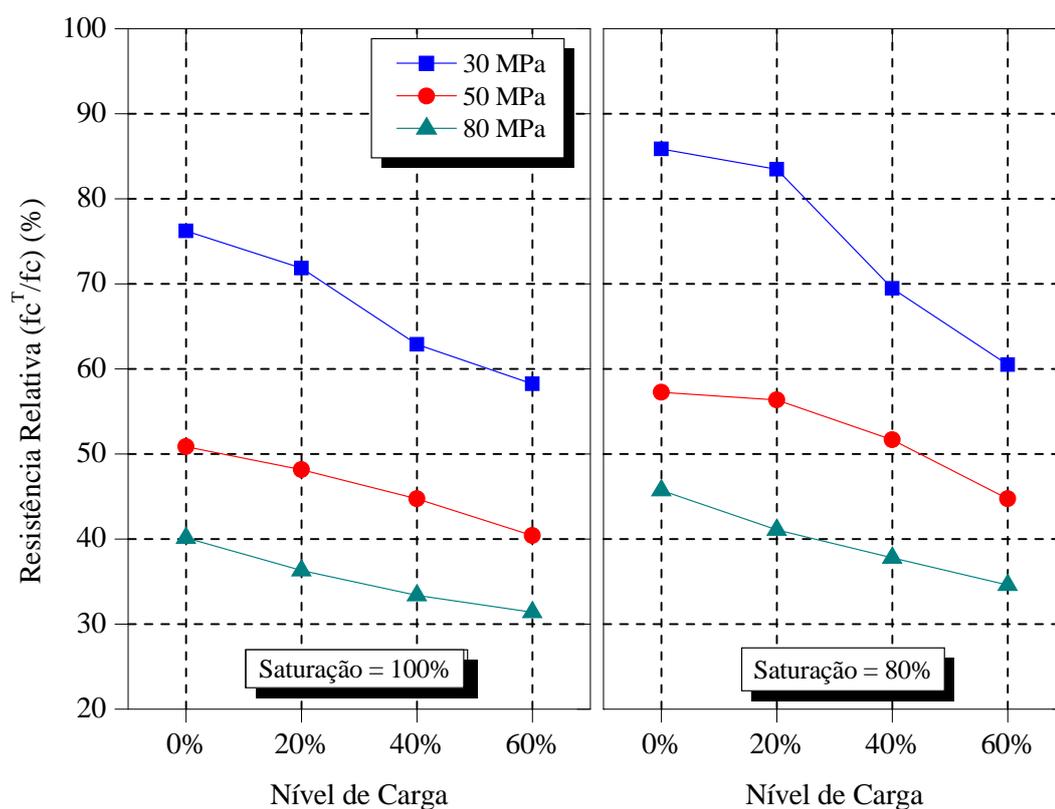


Figura 4.7 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação na resistência à compressão do concreto

De forma geral, observa-se que os concretos de alta resistência são mais suscetíveis à redução de resistência que concretos de resistência normal, quando estes são submetidos à ação de altas temperaturas. De certa forma, pode-se associar este comportamento à magnitude das pressões internas geradas pelo vapor de água dentro da matriz cimentícia mais fechada dos concretos de alta resistência, provocadas principalmente pela maior ocorrência de spalling e pelo surgimento de diversas microfissuras.

4.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade é um parâmetro mecânico que proporciona determinar a medida da rigidez do concreto. Está associado com a descrição de várias outras propriedades mecânicas, como por exemplo, a tensão de ruptura. É um dos parâmetros mais utilizados nos cálculos estruturais, relacionando a tensão aplicada à deformação instantânea obtida.

De forma semelhante ao que ocorreu com a resistência à compressão, o módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento do nível de carga, conforme se pode observar na Figura 4.8. Observa-se que esta redução ocorre de maneira quase linear.

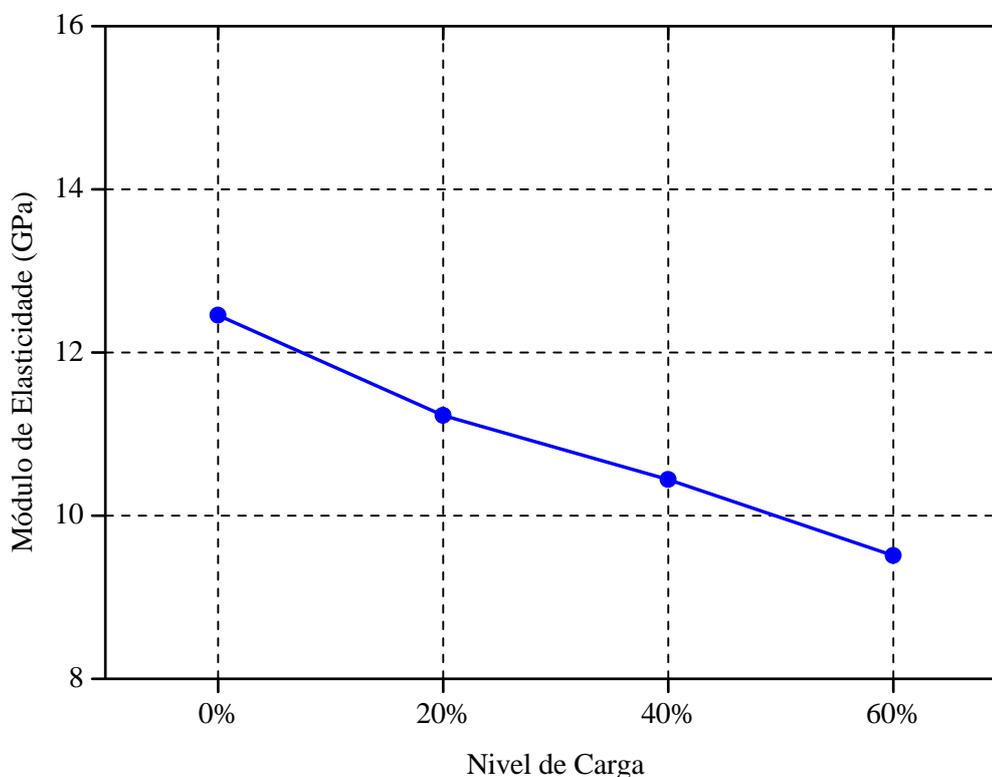


Figura 4.8 - Influência do nível de carga no módulo de elasticidade do concreto

A Tabela 4.3, a seguir, mostra os fatores de redução do módulo de elasticidade em função do aumento do nível de carga. Comparativamente, observa-se que os fatores de redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade foram semelhantes em todos os níveis de carga, indicando que, à temperatura de 600°C, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade decresceram na mesma proporção.

Tabela 4.3 - Fator de redução do módulo de elasticidade em função do nível de carga

Nível de Carga	20%	40%	60%
Fator de Redução	0,90	0,84	0,76

Considerando isoladamente os concretos produzidos com os dois tipos de agregado graúdo, observa-se que a exemplo do que ocorreu com a resistência à compressão, o módulo de elasticidade residual do concreto produzido com agregado granítico obteve desempenho melhor, principalmente nos níveis de carga superiores a 20%, conforme se pode observar na Figura 4.9.

Manteve-se a tendência de redução do módulo de elasticidade com o nível de carga para os dois tipos de agregado graúdo. Os resultados da análise estatística apontam que não há diferenças significativas na interação nível de carga x tipo de agregado graúdo. Os concretos produzidos com agregado graúdo granítico apresentaram, em média, aproximadamente 8% a mais no valor do módulo de elasticidade residual.

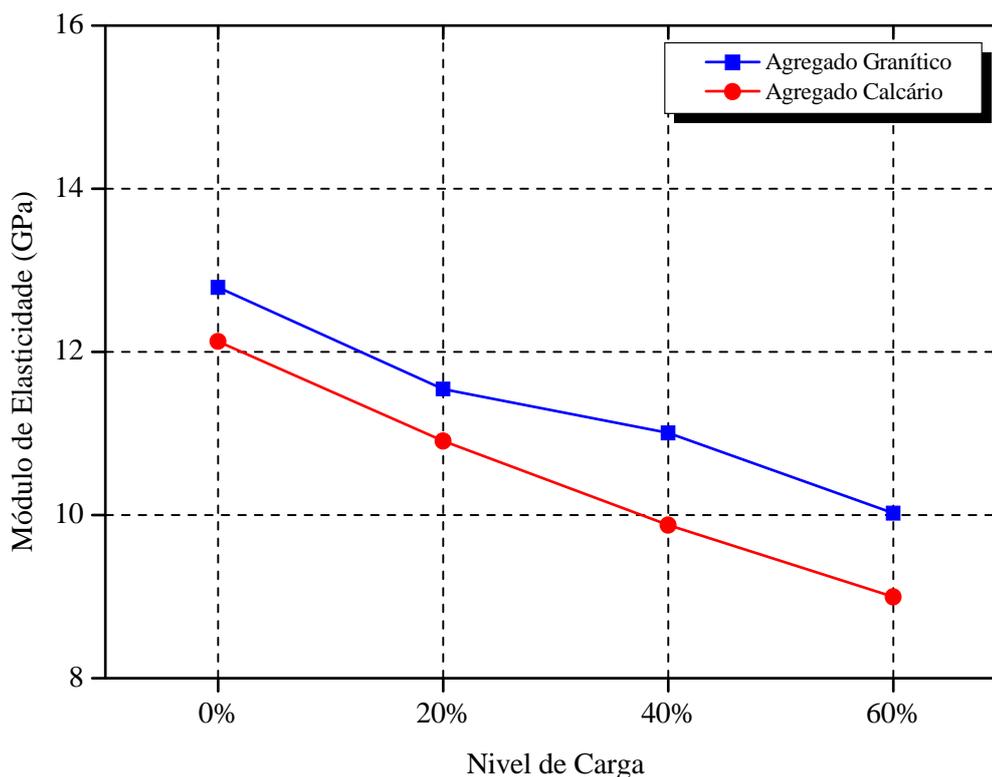


Figura 4.9 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto

A Figura 4.10 mostra que a tendência de redução do módulo de elasticidade com o aumento do nível de carga ocorre independentemente do grau de saturação que o concreto apresenta. A redução de resistência em ambos os casos de saturação ocorreu de maneira quase linear e com fatores de redução semelhantes, o que explica que a interação nível de carga x grau de saturação não tenha apresentado diferenças significativas.

Os concretos com grau de saturação de 100% (que possuem maior quantidade de água em seu interior no momento da exposição à altas temperaturas), apresentaram maior redução do módulo de elasticidade que os concretos com menor grau de saturação. Estes apresentaram, em média, cerca de 16% menos redução no módulo de elasticidade que

aqueles. Este fato está de acordo com a análise estatística, que aponta que o grau de saturação do concreto foi significativo no comportamento apresentado pelo módulo de elasticidade do concreto.

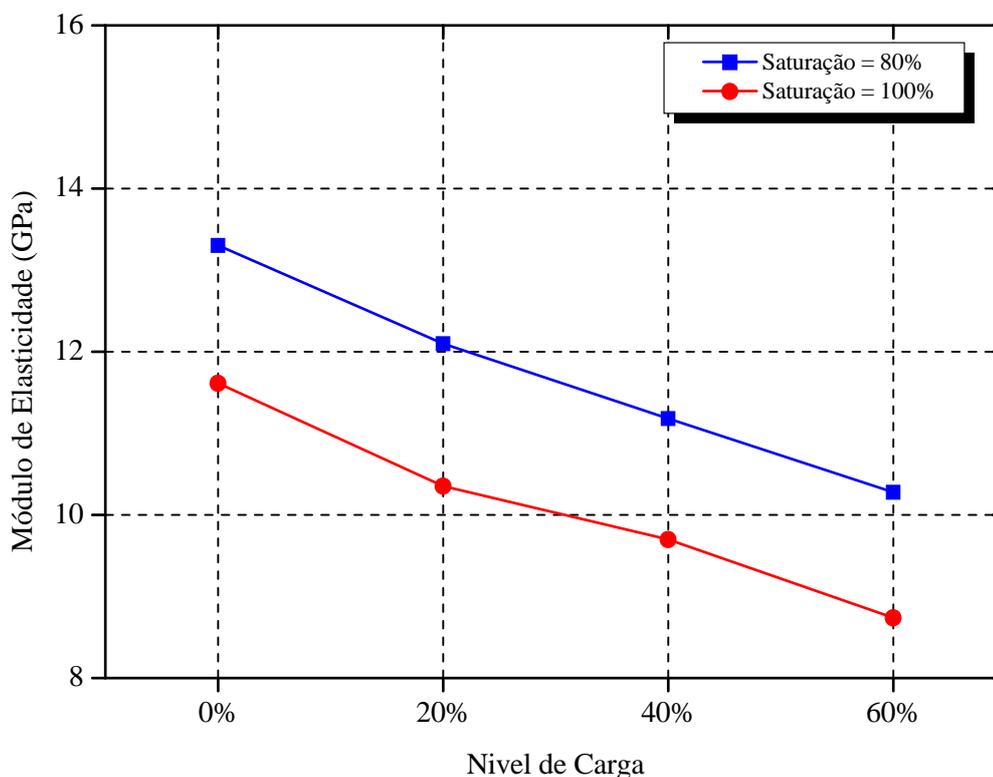


Figura 4.10 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação no módulo de elasticidade do concreto

A Figura 4.11 mostra os valores do módulo de elasticidade de cada tipo de concreto com relação a sua resistência à compressão inicial, considerando o concreto produzido com os dois tipos de agregado graúdo. O concreto de resistência normal (30 MPa) produzido com agregado graúdo granítico obteve melhor desempenho que o concreto com agregado calcário, quando se considera o valor do módulo de elasticidade relacionado ao aumento do nível de carga. Tal fato também foi observado nos concretos de alta resistência.

Os concretos de 50 e 80 MPa, produzidos com agregado graúdo calcário, apresentaram valores semelhantes de módulo de elasticidade nos níveis de carga superiores à 20%. Esse fato pode ser atribuído a ocorrência de um ruído experimental alterando pontualmente os resultados. Por outro lado, a interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo não apresentou diferenças significativas.

No caso do concreto de 80 MPa, produzido com agregado granítico, o valor do módulo de elasticidade do concreto sem sofrer exposição a altas temperaturas foi de aproximadamente 70 GPa. Dessa forma, observa-se que considerando o nível de carga de 0%, o fator de redução do módulo de elasticidade foi de 0,23. Para o nível de carga de 60%, este fator de redução foi de 0,19. Estes fatores de redução indicam uma queda acentuada no valor do módulo de elasticidade do concreto exposto à temperatura de 600°C.

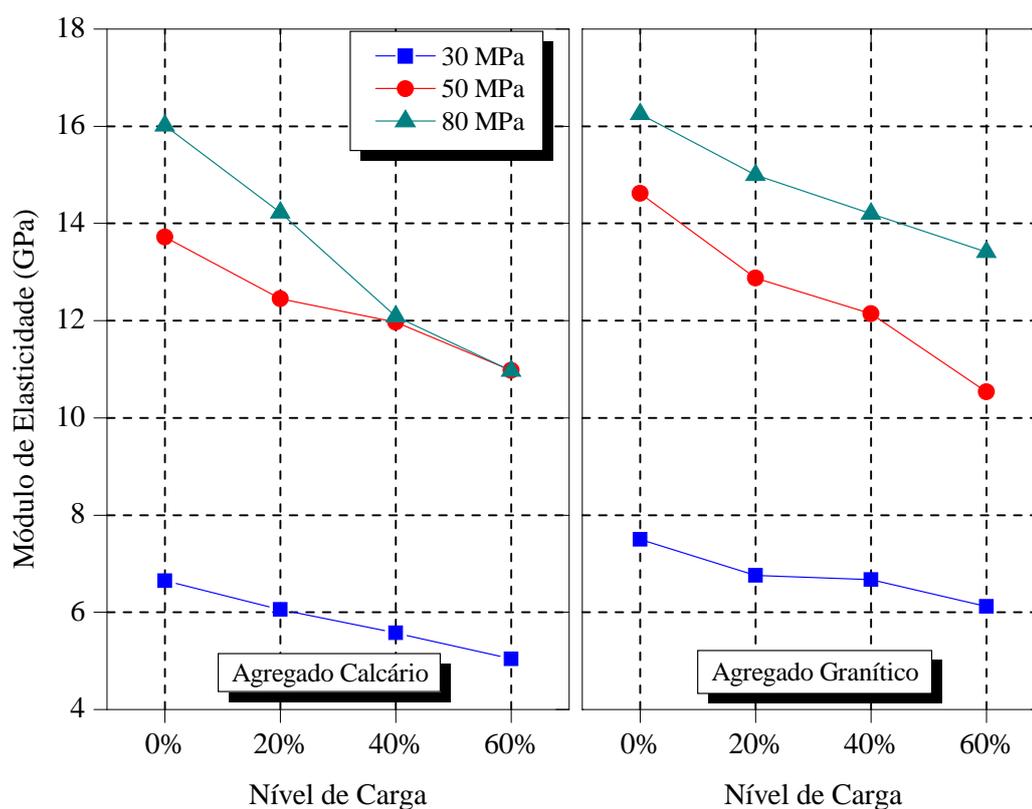


Figura 4.11 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto

Conforme se pode observar na Figura 4.12, tanto o concreto de resistência normal como os concretos de alta resistência, apresentaram módulo de elasticidade residual superior quando o grau de saturação foi de 80%. Nos concretos de alta resistência, tal comportamento está associado a maior ocorrência de spalling nos concretos com grau de saturação de 100%, provocando redução da resistência à compressão e consequente redução do módulo de elasticidade.

O grau de saturação foi estatisticamente significativo na avaliação do módulo de elasticidade residual. A interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação, porém, não apresentou diferença significativa.

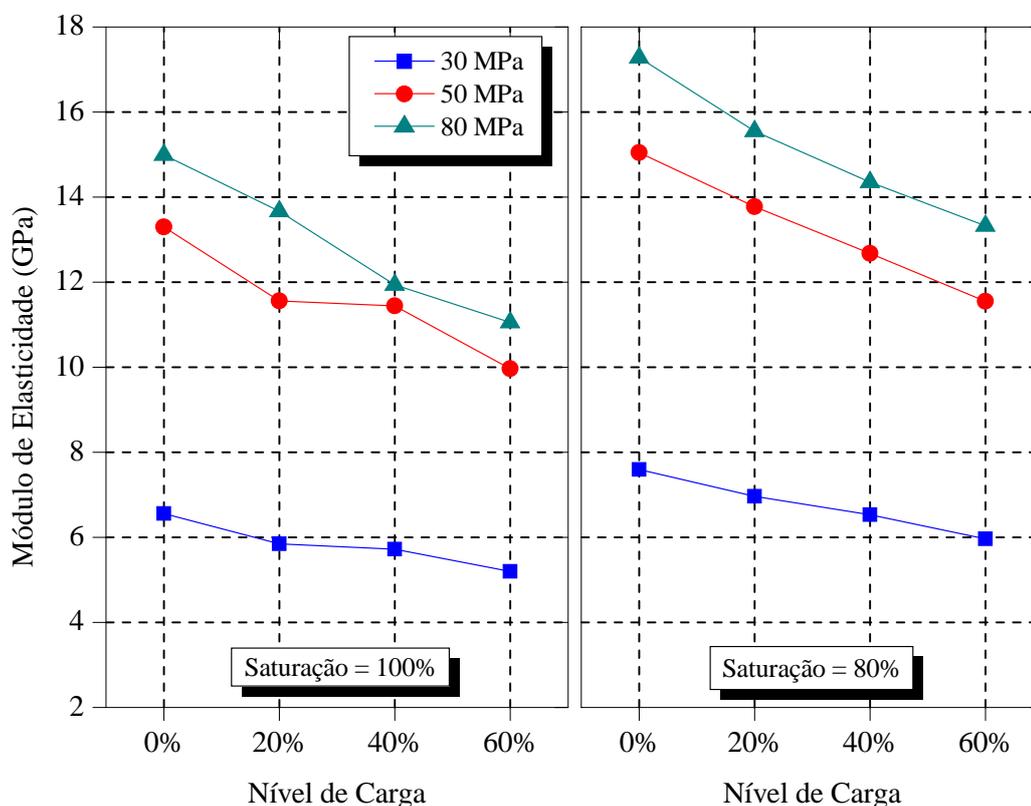


Figura 4.12 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação no módulo de elasticidade do concreto

4.3 ABSORÇÃO DE ÁGUA

Após o ensaio de exposição do concreto a ação das altas temperaturas, os corpos-de-prova de concreto foram imersos em água à temperatura ambiente para determinação da absorção de água. Os resultados destas determinações são apresentados a seguir.

A Figura 4.13 demonstra que a absorção de água aumenta com o aumento do nível de carga aplicado ao concreto. Este comportamento é semelhante quando se analisa separadamente os concretos produzidos com os dois tipos de agregado graúdo. A absorção de água é, no entanto, maior no concreto produzido com agregado calcário, apresentando, em média, 7% mais absorção de água que o concreto produzido com agregado granítico.

O acréscimo de absorção de água, em ambos os tipos de concreto, cresce sutilmente até o nível de carga de 40%, apresentando, no entanto, acréscimo mais acentuado no nível de carga de 60%. Isto contribuiu para que o nível de carga, na determinação da absorção de água, fosse considerado estatisticamente significativo. Porém, a interação nível de carga x tipo de agregado graúdo não apresentou diferença significativa. Este maior valor de absorção no nível de carga de 60% pode estar associado a uma maior ocorrência de fissuras e microfissuras desenvolvidas no concreto em virtude tensões e deformações geradas pelo acréscimo da carga no ensaio de exposição às condições térmicas definidas no programa experimental.

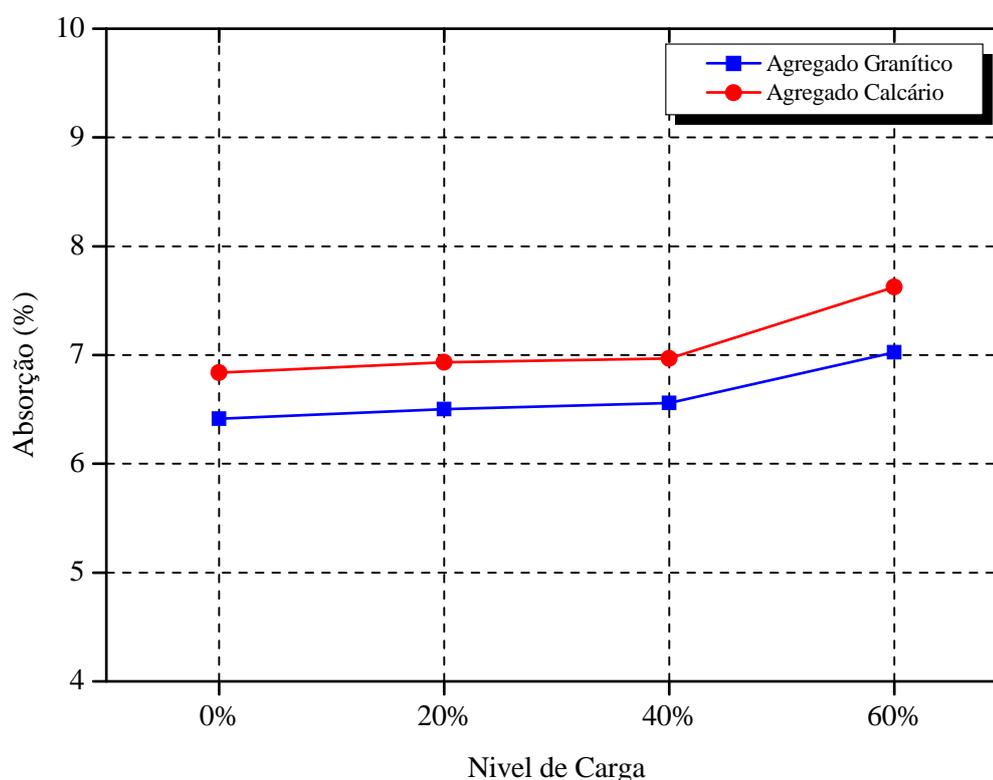


Figura 4.13 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo na absorção de água do concreto

A Figura 4.14 demonstra que a absorção de água aumenta com o aumento do nível de carga imposto ao concreto, independentemente do grau de saturação que este possui quando é exposto a ação das altas temperaturas. À medida que aumenta o nível de carga, os concretos com grau de saturação de 80 e 100% apresentaram comportamento semelhante, o que justifica que a interação nível de carga x grau de saturação não ter sido considerada significativa.

Por outro lado, a variável independente “grau de saturação” foi considerada estatisticamente significativa. A absorção de água com os concretos ensaiados com grau de

saturação de 100% apresentaram, em média, aproximadamente 8% mais absorção de água que os concretos com grau de saturação de 80%.

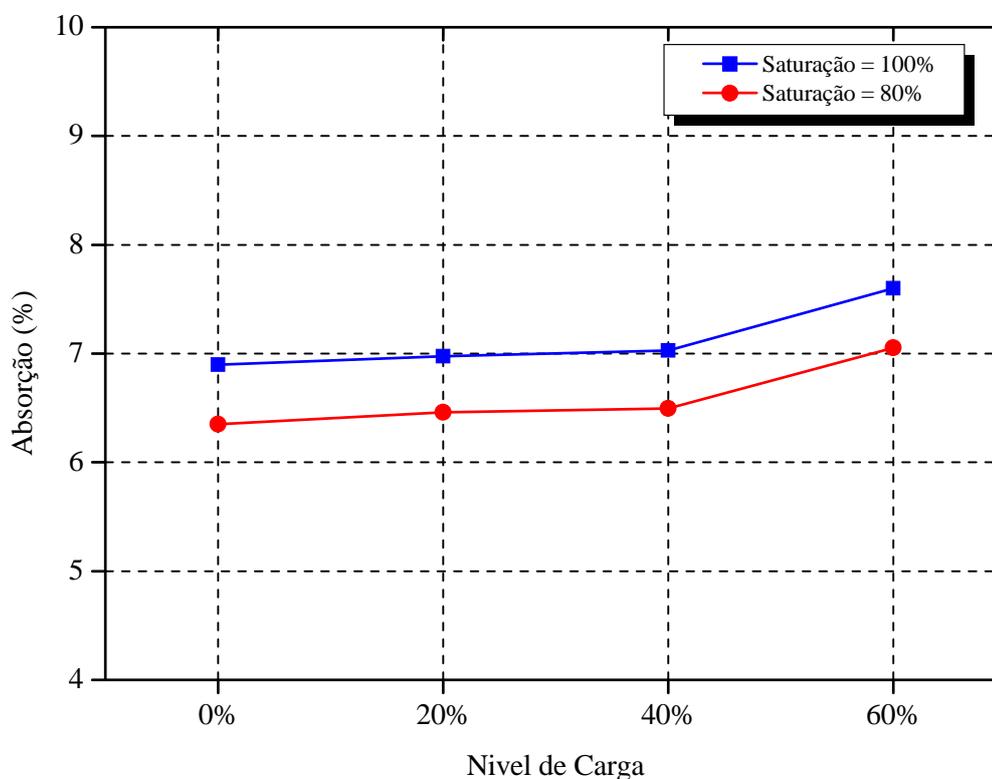


Figura 4.14 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação na absorção de água do concreto

A Figura 4.15 mostra que a absorção de água do concreto de resistência normal foi mais intensa que nos concretos de alta resistência. A absorção também foi maior nos concretos produzidos com agregado graúdo calcário. A interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo não foi considerada significativa.

Comportamento semelhante ocorre com a absorção de água do concreto em diferentes níveis de carga, com duas condições de saturação, como se pode observar na Figura 4.16, a seguir. Os concretos com grau de saturação de 100% tenderam a absorver mais água que os concretos com grau de saturação inferior. A interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação não apresentou diferença significativa.

Em todos os casos, o aumento da absorção de água foi mais sutil nos níveis de carga até 40% e mais abrupta no nível de carga de 60%.

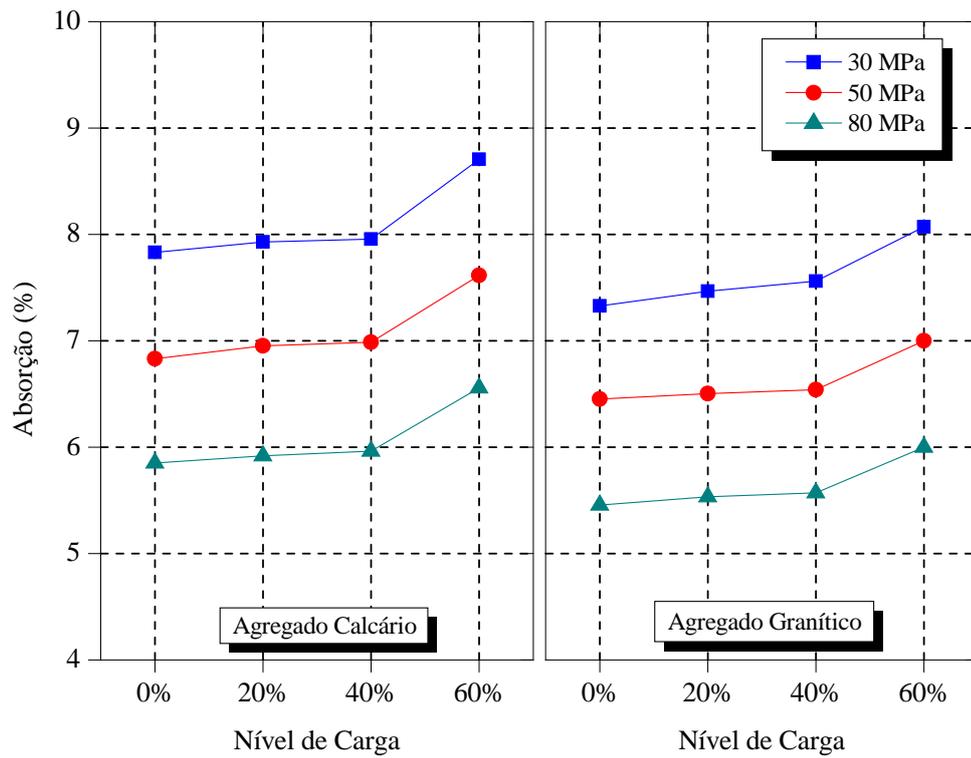


Figura 4.15 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo na absorção de água do concreto

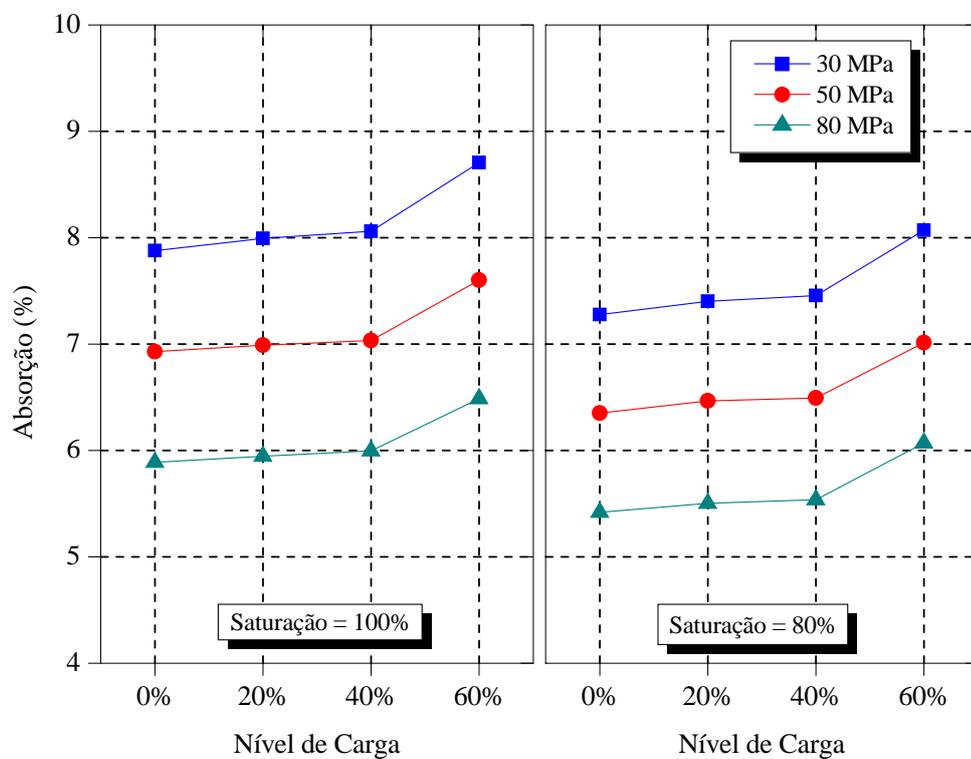


Figura 4.16 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação na absorção de água do concreto

4.4 PERDA DE MASSA

Durante a fase de aquecimento dos corpos-de-prova, a massa inicial do concreto tende a decrescer em função da perda de água por evaporação e das diversas transformações físico-químicas que o mesmo experimenta. Segundo FIB (2007), até os 80°C, ocorre a perda lenta de água presente nos capilares; Com 100°C, há aumento significativo da permeabilidade; Até 200°C, ocorre o aumento da perda de água capilar e da água livre; De 400 a 600°C, ocorre a dissociação do Ca(OH)_2 em CaO e água; De 80 a 850°C, ocorre a perda da água quimicamente combinada.

A perda de massa também ocorre pela desidratação dos cristais de C-S-H e de outros produtos hidratados. Também contribui para a perda de massa, os danos ocorridos à microestrutura do concreto provocados pela ação térmica, ocasionando a ocorrência de deslocamentos e *spalling*.

Após o aquecimento, os corpos-de-prova foram resfriados até a temperatura ambiente. Então, procedeu-se a determinação da massa residual, ou seja, os corpos-de-prova sem a massa de água evaporada e sem os fragmentos desprendidos durante e após a exposição térmica.

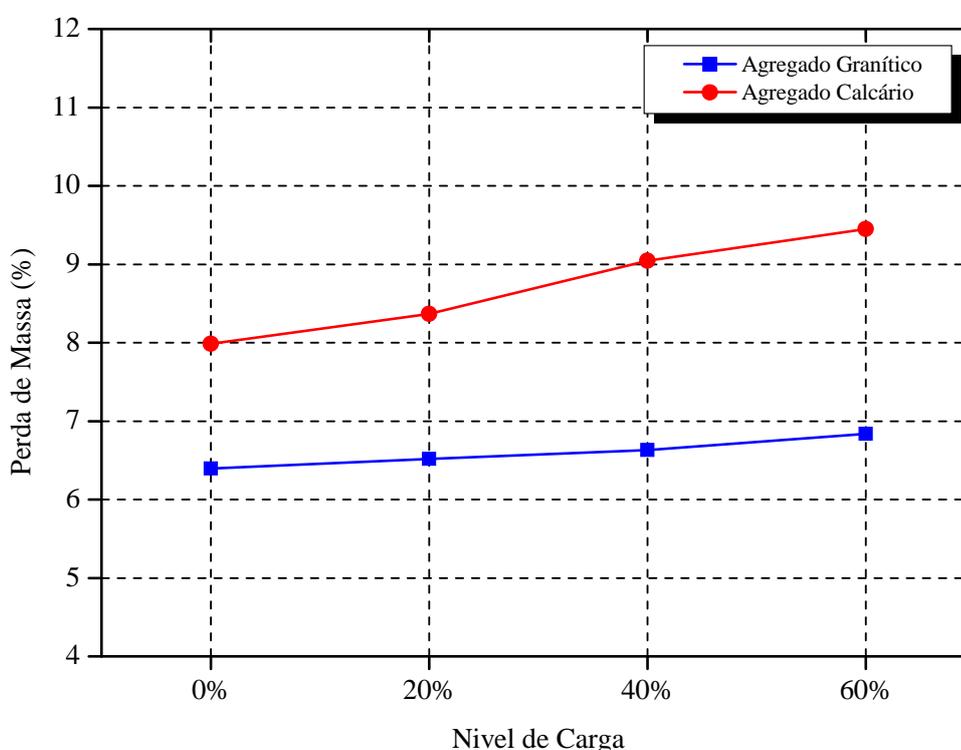


Figura 4.17 - Influência da interação nível de carga x tipo de agregado graúdo na perda de massa do concreto

Na Figura 4.17 pode-se observar que a perda de massa do concreto aumenta com o aumento do nível de carga. Este comportamento, no entanto, independe do tipo de agregado graúdo utilizado na produção do concreto.

Nos concretos produzidos com agregado graúdo granítico ocorreu pequena variação no valor da perda de massa para cada nível de carga. Nos concretos produzidos com agregado graúdo calcário o aumento do nível de carga influenciou bastante o aumento da perda de massa do concreto, o que justifica que a interação nível de carga x tipo de agregado graúdo tenha sido considerada significativa.

O concreto produzido com agregado calcário apresentou, em média, aproximadamente 32% mais perda de massa que o concreto com agregado granítico. No nível de carga de 60%, este valor alcançou aproximadamente 38%, indicando que o tipo de agregado graúdo foi significativo na ocorrência de perda de massa, nos diferentes níveis de carga do programa experimental.

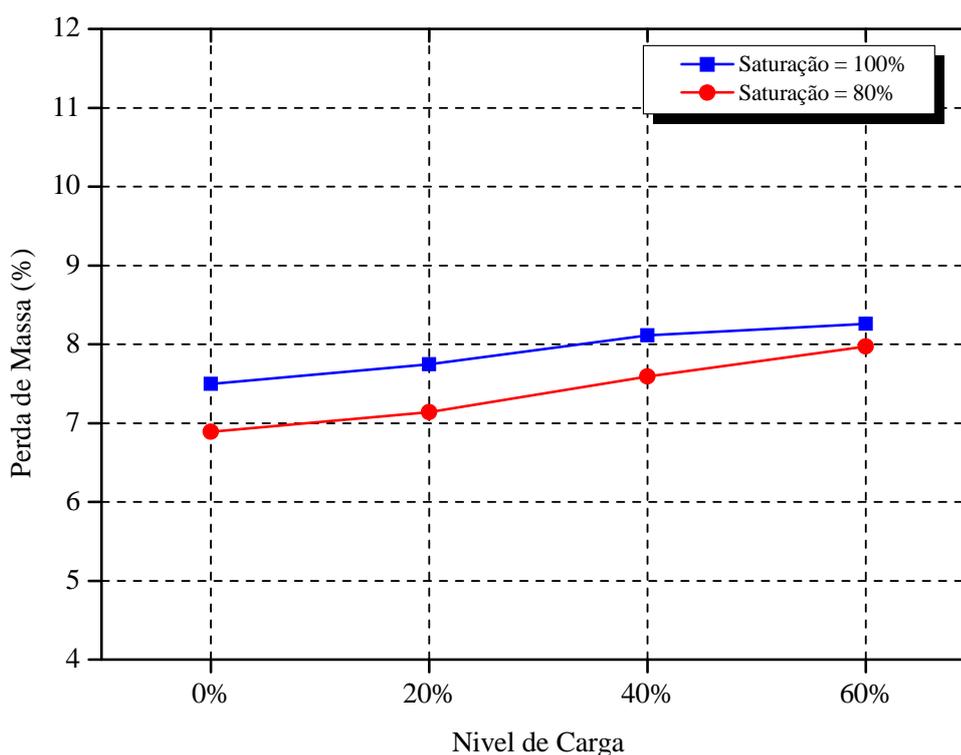


Figura 4.18 - Influência da interação nível de carga x grau de saturação na perda de massa do concreto

Como esperado, a perda de massa foi mais acentuada nos concretos com grau de saturação de 100%, conforme se pode observar na Figura 4.18. Isto acontece porque a maior quantidade de água disponível determina uma maior probabilidade de ocorrência de spalling. Além disso, o grau de saturação foi considerado estatisticamente significativo nos valores da

perda de massa, considerando os diferentes níveis de carga estudados, embora a interação nível de carga x grau de saturação não tenha apresentado diferença significativa.

A Figura 4.19 mostra a perda de massa de concretos de resistência normal e alta, considerando diferentes níveis de carga. Os concretos produzidos com agregado graúdo granítico tiveram menor perda de massa, apresentando comportamento bastante diferente dos concretos produzidos com agregado calcário. Estes apresentaram valores de perda de massa distanciados quando se compara o concreto de resistência normal (30 MPa) com os concretos de alta resistência. Estas diferenças de comportamento justificam que a interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo tenha sido considerada significativa.

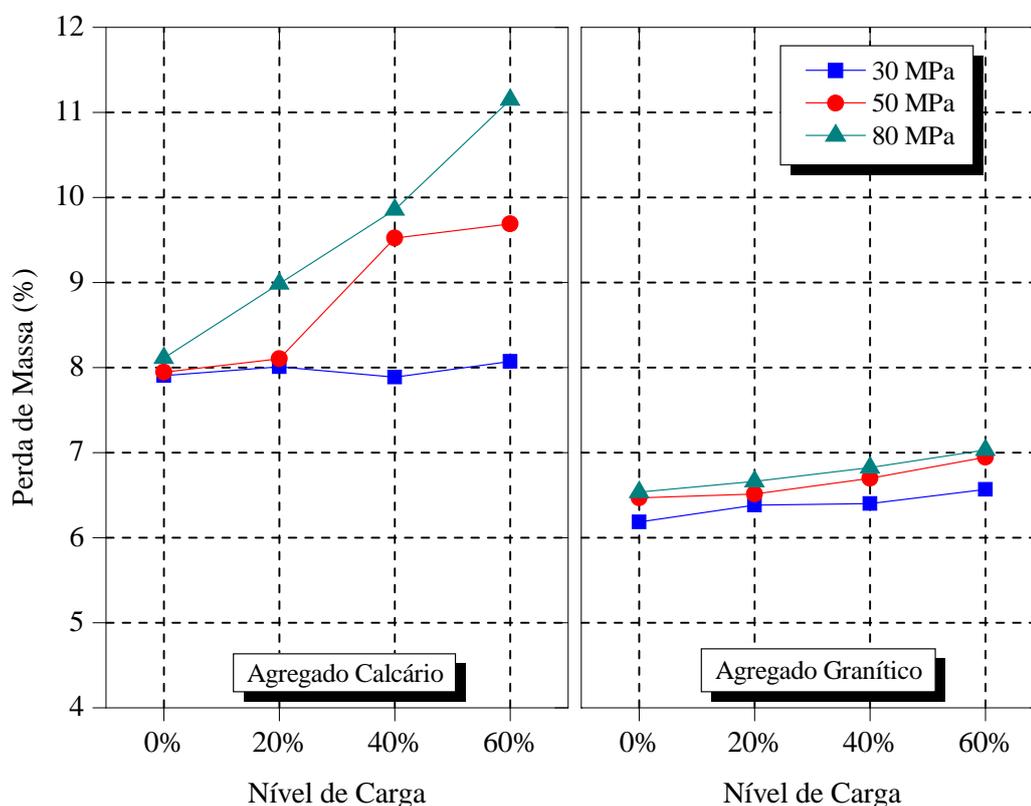


Figura 4.19 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x tipo de agregado graúdo na perda de massa do concreto

Conforme se pode observar na Figura 4.20, a seguir, a perda de massa tanto no concreto de resistência normal como nos concretos de alta resistência foi mais acentuada nos concretos ensaiados com grau de saturação de 100%. No concreto de 80 MPa, considerando todos os níveis de carga, o valor médio da perda de massa foi de aproximadamente 8,4% para

o grau de saturação de 100% e de aproximadamente 7,8% para o grau de saturação de 80%. A interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação não apontou diferenças significativas entre os resultados.

A perda de massa foi, em geral, mais acentuada nos concretos de alta resistência que nos de resistência normal. Tal comportamento pode ser atribuído ao fato de que o concreto de alta resistência apresenta uma estrutura de poros mais densa, mais fechada, dificultando a liberação de vapor de água para o ambiente e retardando evaporação de água livre aprisionada nos poros. Como consequência, crescem as pressões de vapor geradas no interior do concreto, favorecendo a ocorrência de microfissuras e o desencadeamento do spalling, provocando, por conseguinte, perda de massa do concreto.

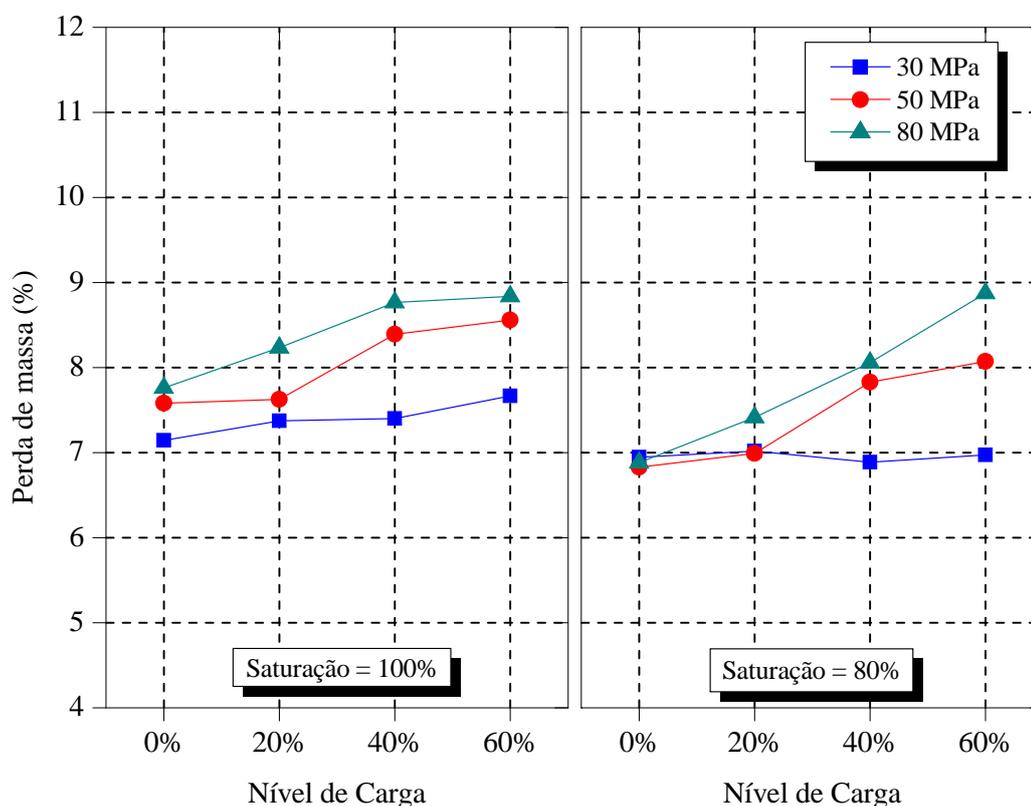


Figura 4.20 - Influência da interação nível de carga x resistência à compressão inicial x grau de saturação na perda de massa do concreto

4.5 RESISTENCIA RESIDUAL DAS PLACAS DE CONCRETO

A determinação da resistência à compressão residual das placas de concreto foi realizada utilizando o ensaio esclerométrico. Esse procedimento permitiu verificar a

resistência residual do concreto com armadura de aço após este ser submetido à ação das altas temperaturas em uma de suas faces.

A Figura 4.21 apresenta a resistência à compressão residual das placas de concreto após estas serem submetidas à ação das altas temperaturas. O crescimento da resistência à compressão do concreto, em condições de temperatura ambiente, com o avanço da sua idade é um conhecimento já bastante consolidado. No entanto, nesta determinação, procurou-se verificar a influência da quantidade de água presente nas placas de concreto (que apresenta maior quantidade de água nas primeiras idades) na redução de resistência à compressão provocada pela exposição térmica.

Conforme esperado, a resistência à compressão residual do concreto aumentou com o aumento da idade. Até os 28 dias, o crescimento é acentuado. Após isso, cresce bem lentamente.

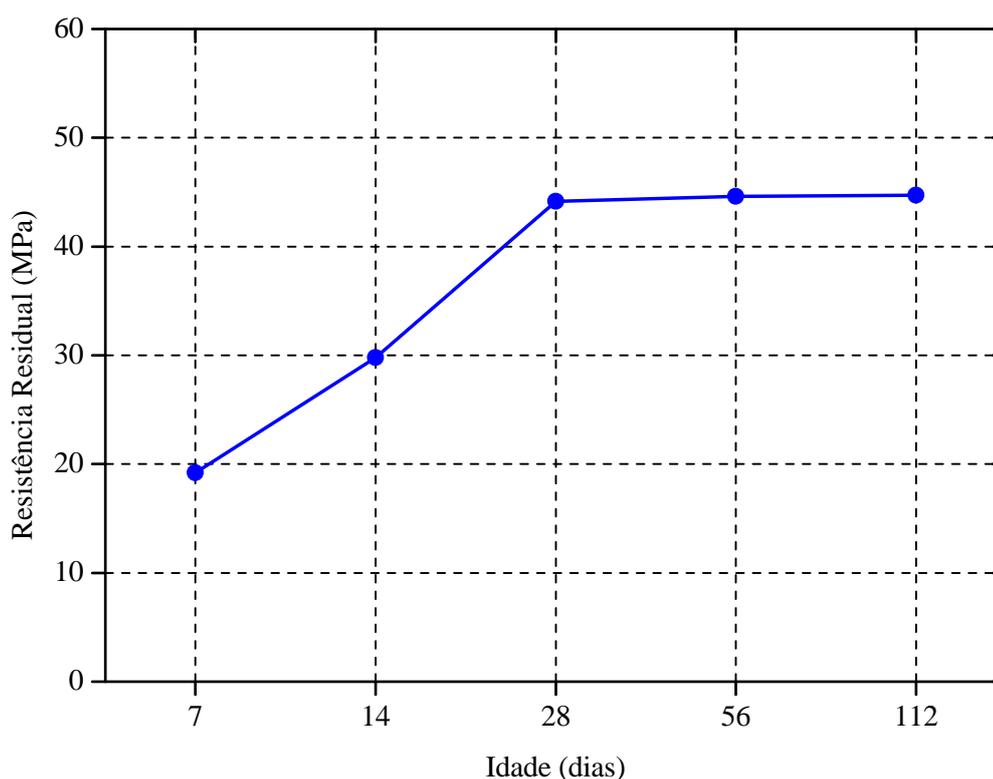


Figura 4.21 - Influência da idade do concreto na resistência à compressão

Conforme se pode observar na Figura 4.22, o aumento da resistência à compressão com o aumento da idade ocorreu independentemente da presença ou não de armadura. A análise estatística apontou que esta variável não afetou significativamente a resistência à compressão.

Estes resultados podem ter sido influenciados pelo fato das placas de concreto não terem apresentado spalling em quantidade suficiente para descobrir a armadura de aço, o que certamente provocaria a ocorrência de mais spallings sucessivos. Acredita-se que a baixa quantidade de spalling tenha sido motivada pela taxa de aquecimento do forno. Na Figura 4.23, pode-se observar uma das placas de concreto após o ensaio de exposição térmica. A imagem mostra a face da placa que esteve voltada para a fonte de calor durante o ensaio.

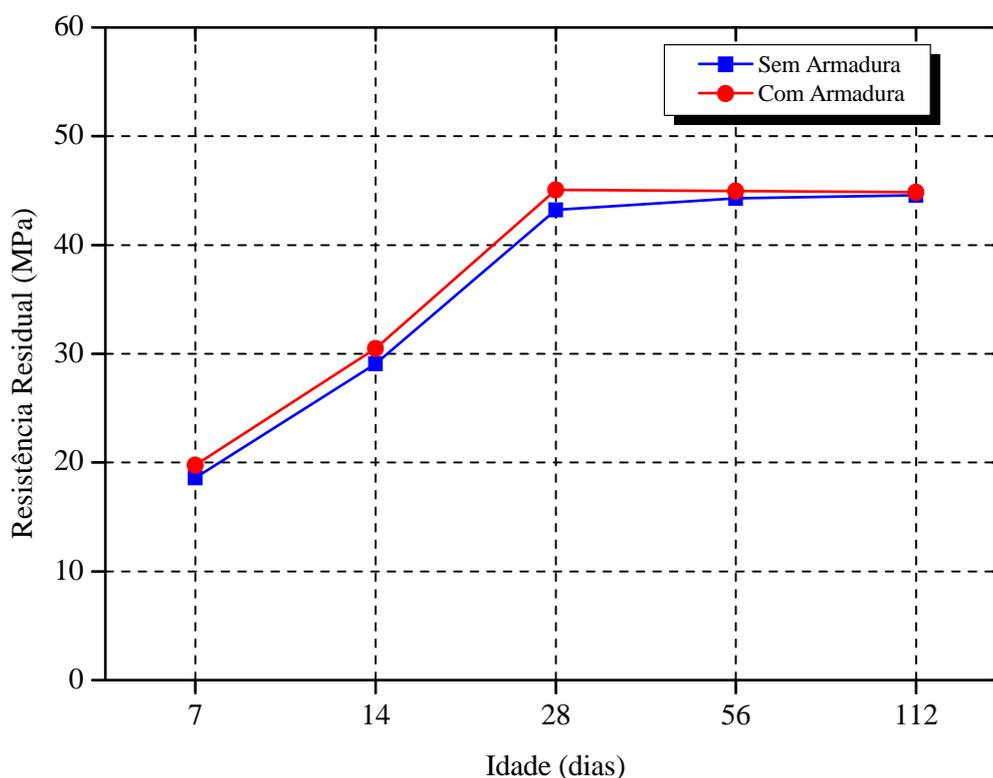


Figura 4.22 - Influência da interação idade do concreto x presença de armadura na resistência à compressão do concreto

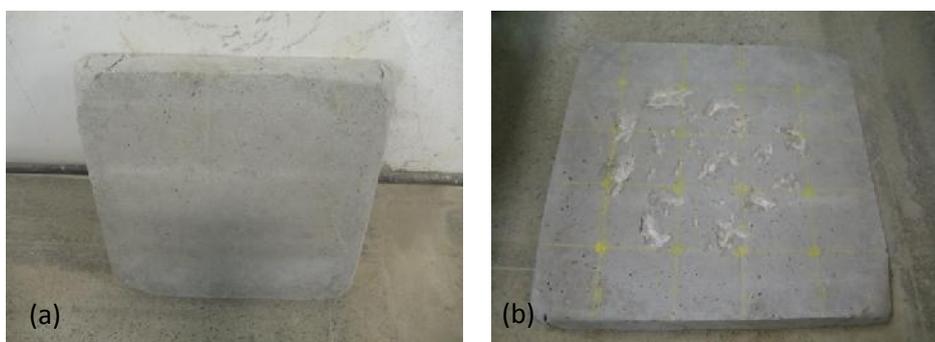


Figura 4.23 - Aspecto final de uma placa de concreto: a) após a desforma; b) após exposição a altas temperaturas em uma das faces

A Figura 4.24 apresenta os valores da resistência à compressão residual para o concreto de resistência normal e dos concretos de alta resistência, considerando a idade e a presença ou não de armadura de aço. Conforme visto anteriormente, a presença de armadura não foi significativa nos resultados obtidos, não sendo possível se perceber diferenças de comportamento entre o concreto com e sem armadura.

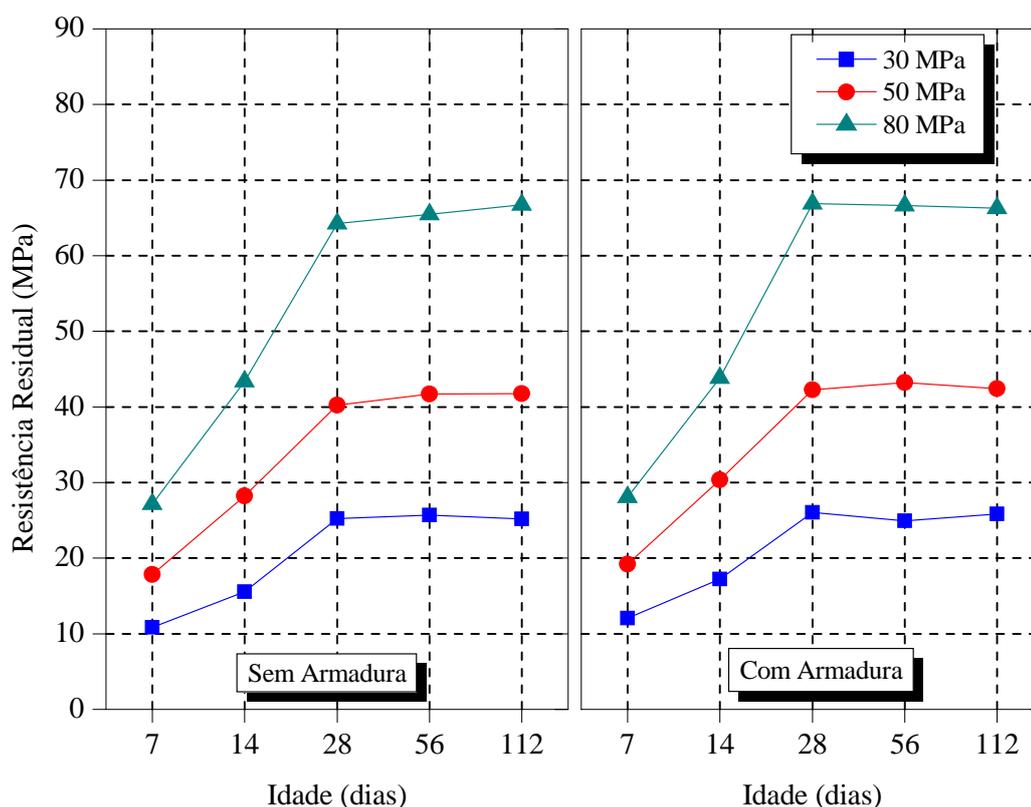


Figura 4.24 - Influência da interação idade do concreto x resistência à compressão inicial x presença de armadura na resistência à compressão do concreto

De acordo com a Figura 4.25, a perda de massa diminuiu com o aumento da idade do concreto. Esse comportamento era esperado devido a maior quantidade de água presente nas placas de concreto mais jovens. Até a idade de 28 dias, a perda de massa é mais acentuada, enquanto a partir dessa idade, a perda de massa ocorre mais lentamente. Nas idades de 7 e 14 dias, o concreto apresenta grande quantidade de água ainda não usada no processo de hidratação da pasta de cimento. Este fato contribui para o aumento da probabilidade de ocorrência de spalling, principalmente nos concretos com maior resistência à compressão inicial, que possuem uma estrutura mais densa.

Isto pode explicar o fato da perda de massa nas idades de 7 e 14 dias terem alcançado valores elevados, sendo de 11,4% na primeira idade e de 10% na última.

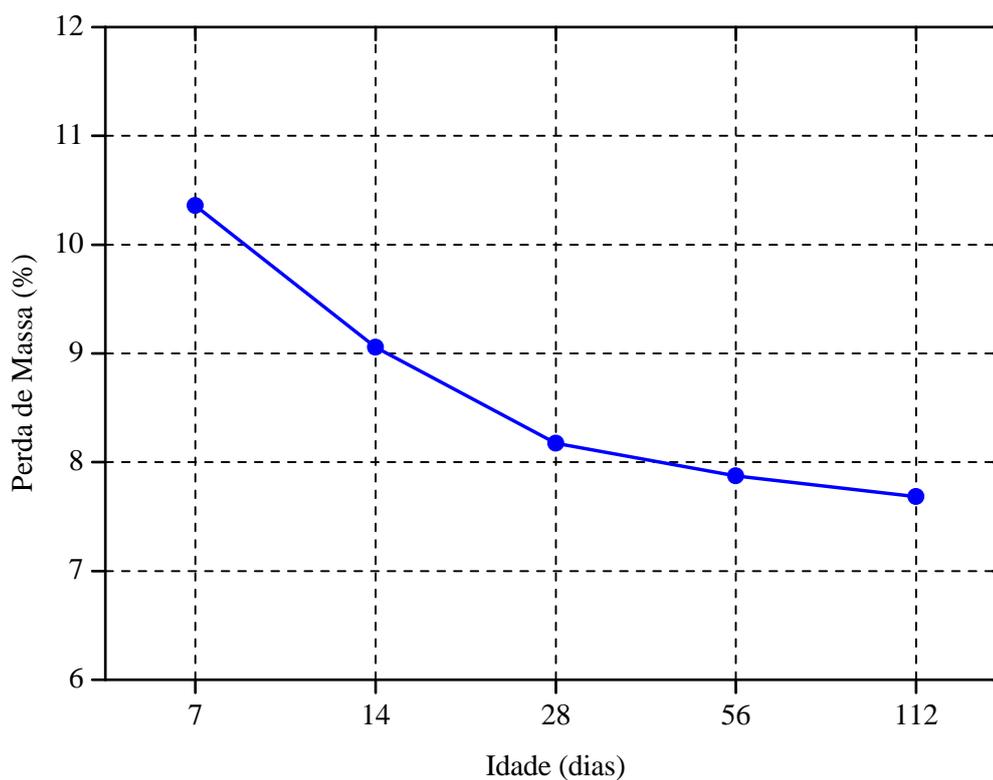


Figura 4.25 -Influência da idade do concreto na perda de massa

A observação da Figura 4.26 comprova que a redução da perda de massa com o avanço da idade ocorreu independentemente da existência de armadura nas placas de concreto. Percebe-se que as placas de concreto armadas experimentaram perdas de massa um pouco maiores que o concreto sem armadura, no entanto, as diferenças encontradas não foram estatisticamente significativas. A interação idade do concreto x presença de armadura também não apresentou diferença significativa.

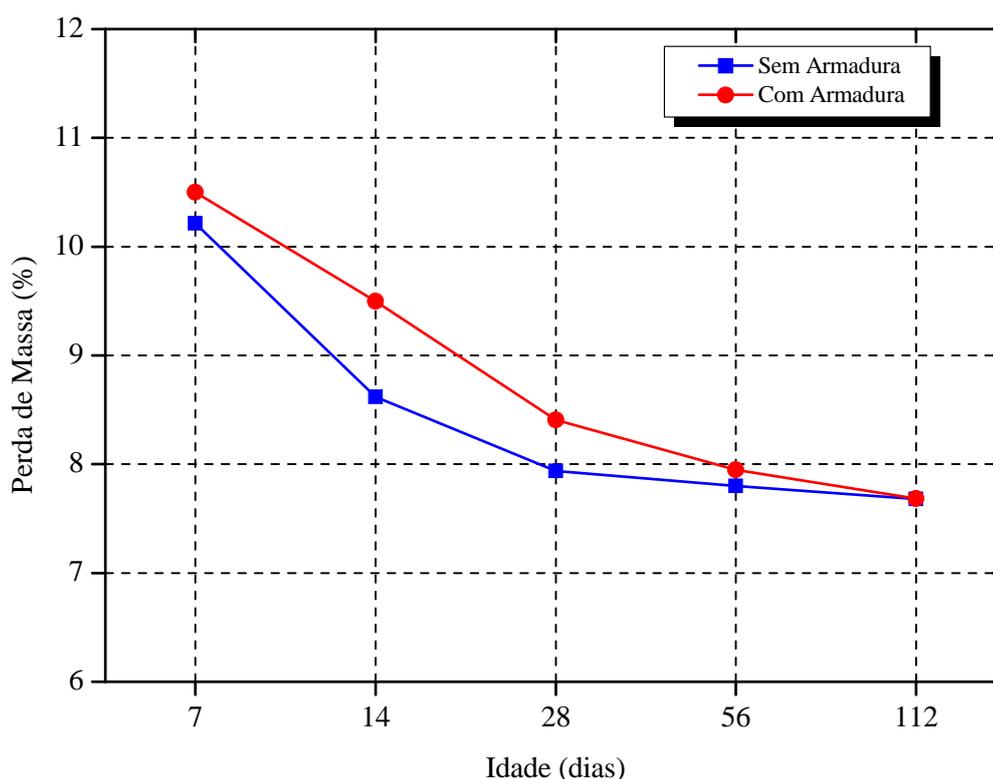


Figura 4.26 - Influência da interação idade do concreto x presença de armadura na perda de massa

A Figura 4.27 mostra a perda de massa das placas de concreto de resistência normal e alta, nas diferentes idades, considerando o concreto com e sem armadura de reforço. As placas de concreto armado apresentaram maior perda de massa que as placas sem armadura, em qualquer dos casos de resistência à compressão inicial. Porém, o fator presença de armadura não foi significativo nos resultados encontrados. A interação idade do concreto x resistência à compressão inicial x presença de armadura também não apresentou diferença significativa.

A Figura 4.28 mostra a perda de massa ocorrida em corpos-de-prova cilíndricos e em placas de concreto expostas a altas temperaturas. A fim de compatibilizar o máximo possível esta comparação, selecionou-se nos dois tipos de corpos-de-prova, a configuração de fatores que melhor os aproximasse. Assim, os resultados dos corpos-de-prova cilíndricos referem-se aos ensaios realizados sem aplicação de carga, concreto produzido com agregado gráúdo granítico sem distinção do grau de saturação. Os resultados das placas de concreto referem-se aos ensaios realizados aos 28 dias após a moldagem, concreto produzido com agregado gráúdo granítico e sem armadura de aço.

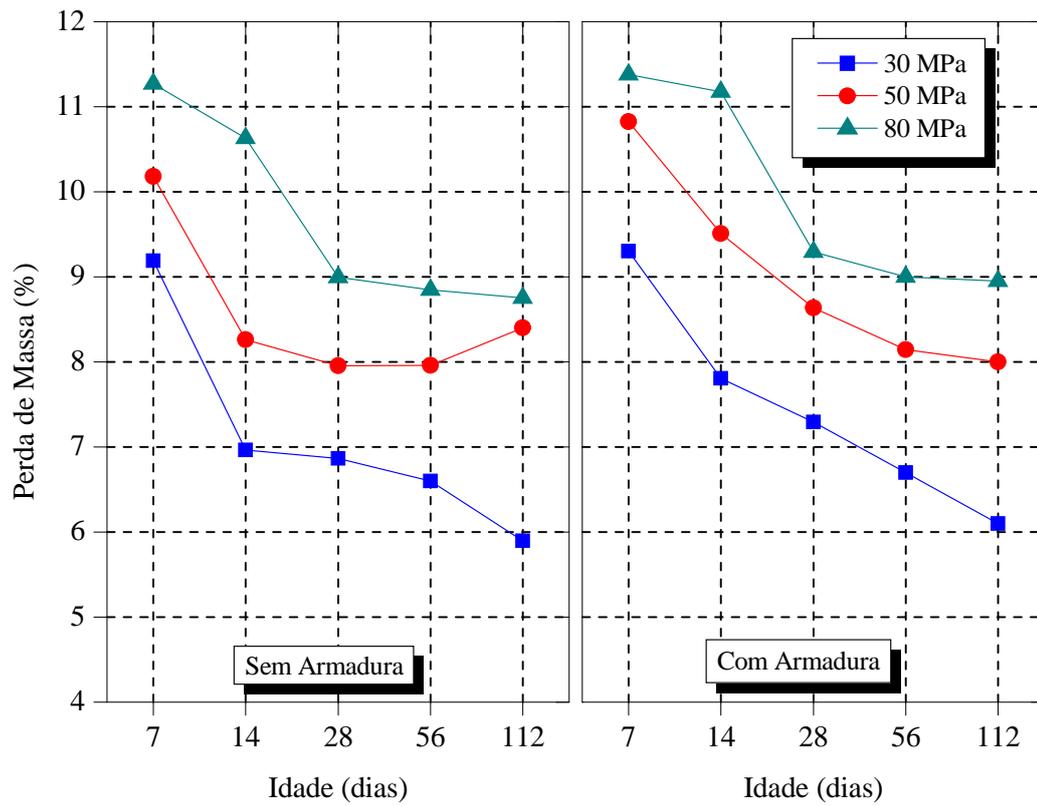


Figura 4.27 - Influência da interação idade do concreto x resistência à compressão inicial x presença de armadura na perda de massa

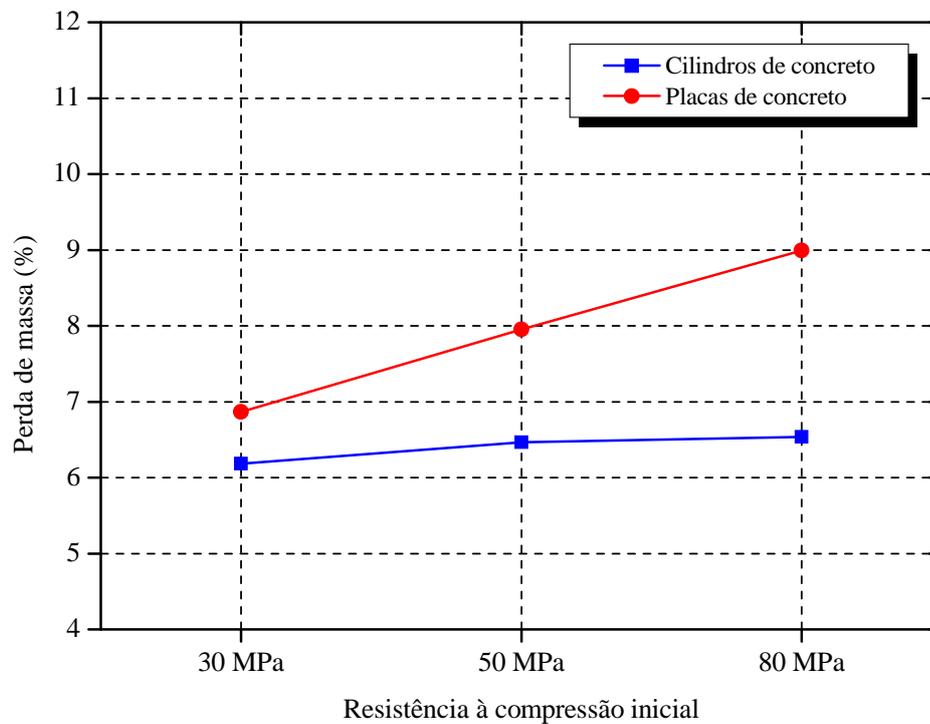


Figura 4.28 - Perda de massa de concretos de resistência normal e alta considerando dois tipos de corpos-de-prova

Em ambos os casos ocorreu aumento perda de massa com o aumento da resistência à compressão inicial. Nas placas de concreto o aumento de perda de massa foi mais acentuado, alcançando 31% entre o concreto de resistência normal e os concretos de alta resistência. Os resultados apontaram que a perda de massa foi maior nas placas de concreto. Acredita-se que isto ocorra devido às diferenças de dimensão e geometria entre os corpos-de-prova cilíndricos e as placas de concreto. A água e o vapor tem maior facilidade de escaparem dos corpos-de-prova cilíndricos reduzindo assim a probabilidade de ocorrência de spalling. Estes resultados estão de acordo com aqueles encontrados por Bostrom et al. (2007).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo serão apresentadas as considerações finais e conclusões a respeito da análise dos resultados discutidos no capítulo anterior. Ao final, são apresentadas algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em relação aos objetivos propostos, foi possível avaliar o comportamento de concretos de resistência normal e de alta resistência submetidos a elevadas temperaturas. Nesse contexto, os resultados obtidos nos ensaios considerando as variáveis de estudo apresentadas no programa experimental, permitiram avaliar a influência da intensidade de carga na resistência mecânica residual do concreto.

Outro aspecto importante foi a avaliação da influência da idade do concreto, ainda que em idades jovens, na resistência à compressão residual e na perda de massa em condições de simulação de incêndio.

Acredita-se que os resultados obtidos e os procedimentos adotados nesta pesquisa auxiliem na expansão de conhecimentos sobre o assunto, agregando informações úteis à compreensão dos danos causados ao concreto em situação de incêndio.

De modo geral, após a exposição à temperatura de 600°C, a resistência à compressão do concreto diminuiu com o aumento do nível de carga. Considerando o nível de carga mais elevado definido no programa experimental, a resistência à compressão residual reduziu-se em torno de 25% quando comparado com o concreto avaliado sem carregamento algum.

A temperatura elevada teve ação efetiva sobre o desempenho estrutural do concreto. Em caso de incêndio em uma estrutura real, os valores de redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade obtidos nos ensaios comprometeriam, em grande parte dos casos, a estabilidade global da estrutura.

Os tipos de agregado graúdo usados na produção do concreto não influenciaram a tendência de redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade.

Os concretos produzidos com agregado graúdo granítico tiveram desempenho superior em relação àqueles produzidos com agregado calcário, mostrando-se menos suscetíveis à redução da resistência mecânica. Estas determinações estão em desacordo com os valores prescritos na NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio (ABNT,

2012), reforçando a importância de se conhecer as características dos materiais regionais empregados nas obras.

Os concretos com maior saturação apresentaram maior redução na resistência à compressão e no módulo de elasticidade, demonstrando que a maior quantidade de água presente no interior do concreto aumenta a possibilidade de ocorrência de spalling.

O nível de carga, a saturação e a classe de resistência representam fatores potenciais na redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto.

Os concretos de alta resistência experimentaram maior redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade que os concretos de resistência normal, caracterizando-os como mais suscetíveis à ocorrência de spalling, em virtude da menor permeabilidade. Neste caso, a elevação da resistência à tração inerente aos concretos de alta resistência não superou as tensões geradas pelo aumento da pressão de poros.

O nível de carga influenciou a quantidade de água absorvida após o ensaio de exposição a altas temperaturas, demonstrando que além das mudanças ocorridas na estrutura de poros do concreto devido às alterações físico-químicas provocadas pela temperatura elevada, as tensões internas incrementadas pelo aumento de carga foram significativas.

A absorção de água foi mais acentuada nos concretos produzidos com agregado graúdo calcário e naqueles ensaiados totalmente saturados, independentemente da classe de resistência do concreto.

No geral, a perda de massa foi mais acentuada nos concretos de alta resistência que nos concretos de resistência normal. Os valores obtidos foram influenciados pelo refinamento da estrutura de poros dos concretos de alta resistência, que dificultam a liberação de água e de vapor de água para o exterior, provocando a elevação da pressão de poros e aumentando a possibilidades de ocorrência de spalling com consequente elevação da perda de massa.

A determinação da resistência à compressão residual em placas de concreto mostrou que a quantidade de água presente no interior das placas (o que está diretamente relacionado à idade do concreto) teve elevada influência sobre a redução da resistência à compressão.

Acredita-se que devido não se ter verificado nos ensaios com as placas de concreto o descobrimento da armadura de aço por efeito do spalling (não ocorreu o desprendimento de todo cobrimento da armadura), não se observou diferenças significativas em termos de redução da resistência à compressão quando se compara as placas de concreto armado com as de concreto simples.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando os aspectos abordados na elaboração deste trabalho, propõe-se a seguir algumas sugestões para o desenvolvimento de pesquisas futuras:

- Estudar as propriedades residuais do concreto, enfocando a aplicação de cargas em corpos-de-prova com dimensões médias, tais como pilares curtos, pequenas vigas e lajes de dimensões reduzidas;
- Avaliar a influência do emprego de diferentes tipos de agregado graúdo em concretos auto-adensáveis expostos à condição de altas temperaturas.
- Avaliar a influência do nível de carga empregado em pilares e vigas de concreto de alta resistência, produzidos com diferentes tipos de adição mineral e expostos a temperaturas elevadas;
- Avaliar a resistência à compressão de corpos-de-prova de concreto armado durante a simulação da condição de incêndio, verificando, de acordo com a variação de temperatura, as alterações estruturais sofridas pelo concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALI, F.; NADJAI, A.; CHOI, S. Numerical and experimental investigation of the behavior of high strength concrete columns in fire. **Engineering Structures**, v. 32, n. 5, p. 1236-1243, 2010.

ALI, F.; NADJAI, A.; SILCOCK, G.; ABU-TAIR, A. Outcomes of a major research on fire resistance of concrete columns. **Fire Safety Journal**, v. 39, n. 6, p. 433-445, 2004.

AMBROISE, J.; MAXIMILIEN, S.; PERA, J. Properties of Metakaolin blended cements. **Advanced Cement Based Materials**, v. 1, p. 161-168, 1994.

ANDREASEN, A. H. M.; ANDERSON, J. **Kolloid-Z.**, n. 50, p. 217-228, 1930.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 30**: Agregado miúdo – Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção**. 5. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1995, 435 p.

BENMARCE, A.; GUENFOUD, M. Behaviour of axially restrained high strength concrete columns under fire. **Construction and Building Materials**, 2005.

BIRCH, H.; CLARK, H. The thermal conductivity of rocks and its dependence on temperature and composition. **American Journal of Science**, n. 238, p. 529-558, 1984.

BOSTRÖM, L.; WICKSTRÖM, U.; ADL-ZARRABI, B. Effect of specimen size and loading conditions on spalling of concrete. **Fire and Materials**, v. 31, n.3, p. 173-186, 2007.

BOTH, C.; WOLSINK, G. M.; BREUNESE, A. J. Spalling of concrete tunnel linings in fire. In: SAVEUR, J. **(Re) Claiming the Underground Space**. Lisse: Taylor & Francis, 2003, p. 227-232.

BRITZ, C. A. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas**. 2011. 252 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CASTILLO, C.; DURANI, A. J. Effect of transiente high temperature on high-strength concrete. **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 1, p. 47-53, 1990.

CHAN, S.Y.N.; PENG, G.F.; ANSON, M. Fire behavior of high-performance concrete made with silica fume at various moisture contents. **ACI Materials Journal**, v. 96, n. 3, p. 405-411, 1999.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, 2008.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. O fenômeno do lascamento ("spalling") nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio - uma revisão crítica. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais...** Belo Horizonte: IBRACON, 2002.

COSTA, C.N.; SILVA, V.P. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, 2002. **Anais...** Brasília, DF, 2002.

DINGER, D. R.; FUNK, J. E. Particle packing, part III - discrete versus continuous particles sizes. **Intereram**, v. 41, n. 5, p. 332-334, 1992.

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎTE, FIP/CEB. **Report on Methods of Assessment of the Fire Resistance of Concrete Structural Members**, FIP, 1978.

FELICETTI, R.; GAMBAROVA, P. G.; ROSATI, G. P.; CORSI, F.; GIANNUZZI, G. Residual mechanical properties of high-strength concretes subjected to high-temperature cycles. 4^o International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete. Paris, France, 1996.

FIB, Fédération Internationale du béton. **Bulletin 38 - Fire design of concrete structures – Materials, structures and modelling**. Lausanne, Suíça: EPFL, 2007.

FLETCHER, I. A.; WELCH, S.; TORERO, J. L.; CARVEL, R. O.; USMANI, A. The behaviour of concrete structures in fire. **Thermal Science**, v. 11, n. 2, p. 37-52, 2007.

G.A. KHOURY, G. A.; GRAINGER, B. N.; SULLIVAN, P. J. E. Strain of concrete during first heating to 600 °C under load. **Magazine of Concrete Research**, v. 37, n. 133, p. 195-215, 1985.

G.A. KHOURY, G. A.; GRAINGER, B. N.; SULLIVAN, P. J. E. Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behavior of individual constituents. **Magazine of Concrete Research**, v. 37, n. 132, 131-143, 1985.

GILLIE, M.; STRATFORD, T.; CHEN, J. Behaviour of a concrete structure in a real compartment fire. **Structures and Buildings**, v. 165, p. 421-433, 2012.

GUO, Z.; SHI, X. **Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures**, Oxford: Butterworth Heinemann, 2011, 311 p.

KALIFA, P.; MENNETEAU, F. D.; QUENARD, D. Spalling and pore pressure in HPC at high temperature. **Cement and Concrete Research**, v.30, n. 12, p. 1915-1927, 2000.

KHOURY, G. A. Compressive Strength of Concrete at High Temperatures: a reassessment. **Magazine of Concrete Research**, v. 44, n. 161, p. 291-309, 1992.

KHOURY, G. A.; GRAINGER, B. N.; SULLIVAN, P. J. E. Strain of concrete during first cooling from 600 °C under load. **Magazine of Concrete Research**, v. 38, n. 134, p. 3-12, 1986.

KHOURY, G.; MAJORANA, C. E. Modelling of concrete spalling in fire. In: AIMETA CONGRESS OF THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS, 2001, 15 p.

KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas**. 2010. 262 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

KLEIN JÚNIOR, O. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011, 208 p.

KODUR, V. K. R. Fire performance of high-strength concrete structural members. **Construction Technology Update**, n. 31, Institute for Research in Construction, 1999.

KODUR, V. K. R.; SULTAN, M. A. Structural behaviour of high strength concrete columns exposed to fire. In: International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke, 1998, p. 217-232.

KODUR, V.; MCGRATH, R. Performance of high strength concrete columns under severe fire conditions. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS, 2001, Canadá. Proceedings... Vancouver: The University of British Columbia, 2001. v. 1, p. 254-264.

LEITE JUNIOR, G. S. GOMIDE, K. A. MORENO JÚNIOR, A. L. SILVA, V. P. Fire resistance of axially loaded slender concrete filled steel tubular columns. In: 6^o INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURES IN FIRE, Lancaster, Pennsylvania, Proceedings... Lancaster, Pennsylvania: Destech Publication Inc., v. 1, p. 433-440, 2010.

Li, W. **Experimental investigation on strength and deformation of concrete at high temperature**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Tsinghua, Beijing, 1991.

Li, W.; Guo, Z. Experimental investigation on strength and deformation behaviors of concrete at elevated temperature. **Journal of Building Structures**, v. 14, n. 1, p. 8-16, 1993.

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

LIU, L. **Fire Performance of High Strength Concrete Materials and Structural**. 2009. 251 p. Tese (Doctor of Philosophy) - Faculty of The College of Engineering and Computer Science, Florida Atlantic University, Florida, 2009.

LOURENÇO, L.A.P.; BARROS, J.A.O.; RODRIGUES, J.; SANTOS, S.P.F.; ALVES, A. Betão fibroso de comportamento melhorado ao fogo. In: IV Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 2006. **Anais...** Lisboa, Portugal, 2006.

MALHOTRA, H. L. Properties of materials at high temperatures. **Matériaux et constructions**, v. 15, n. 86, p. 161-170, 1982.

MALISKA, C. R. **Transferência de calor e Mecânica do fluidos computacional**. 2^a Ed. Livros Técnicos e Científicos, 2004, 453 p.

MARTINS, M.M. **Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2000, 213 p.

MEHTA, P. K.; AITCIN, P. C. Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**. v. 12, n. 2, p. 70-78, 1990.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 3^a Ed. Ibracon, 2008, 674 p.

MINDEGUIA, J.C.; PIMIENTA, P.; NOUMOWÉ, A.; KANEMA, M. Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature - experimental and numerical discussion on spalling risk. **Cement and Concrete Research**, v. 40, n. 3, p. 477-487, 2010.

MORENO JUNIOR, A. L.; MOLINA, J. C.. Considerações de interesse sobre a avaliação em laboratório de elementos estruturais em situação de incêndio: contribuições à revisão da NBR 5628:2001. **Ambiente Construído** (Online), v. 12, p. 37-53, 2012.

MYHRE, B.; HUNDERE, A. M. The use of particle size distribution in development of refractory castables. In: XXV ALAFAR Congress, San Carlos de Bariloche, 1996. **Anais...** San Carlos de Bariloche, Argentine, 1996.

NAN, J. , Experimental investigation of mechanical behaviors of concrete considering temperature-stress coupling. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Tsinghua University, 1994.

NAN, J.; GUO, Z.; SHI, X. Experimental investigation of deformation behavior of concrete under heating-cooling cycles, **Building Science**, v. 52, n. 2, p. 16-21, 1997.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997, 828 p.

NOUMOWE, A. N.; CLASTRES, P.; DEBICKI, G.; COSTAZ, J. L. Thermal stress and water vapor pressure of high performance concrete at high temperature. 4^o International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete. Paris, France, 1996.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de Cimento Portland**. 9. Ed., Globo , 1982, 307 p.

PHAN, L. T. Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art. **In: BUILDING and fire research laboratory**. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, 1996. NISTIR 5934.

PHAN, L.T.; LAWSON, J.R.; DAVIS, F.L. Effects of elevated temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete. **Materials and Structures**, v. 34, n. 2, p. 83-91, 2001.

PURKISS, J. A. **Fire safety engineering design of structures**. 2. ed., Oxford: Butterworth Heinemann, 2007, 389 p.

RODRIGUES, J.P.C.; LAÍM, L.; CORREIA, A.M. Behaviour of fiber reinforced concrete columns in fire. **Composite Structures**, v. 92, n. 5, p. 1263-1268, 2010.

SANTANNA, M. S.; MORENO JÚNIOR, A. L. Pilares mistos esbeltos em aço preenchidos com concreto, de seção quadrada, em situação de incêndio. In: CONGRESSO IBERO-LATINOAMERICANO SOBRE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO, Natal, 2011. **Anais...** Natal, v. 1, p. 1-10, 2011.

SCHNEIDER, U. **Behavior of concrete at high temperatures**. RILEM Committee, 44-PHT, 1982.

SCHNEIDER, U. Concrete at high temperatures - A general review. **Fire Safety Journal**, v. 13, p. 55-68, 1988.

SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; SILVA, S. B.; DEL CARLO, U.; SILVA, V. P. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008, 496 p.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssílica**. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

SILVA FILHO, L. C. P.; KLEIN, D. L.; CAMPAGNOLO, J. L.; LIMA, R. C. A. Resistência a altas temperaturas de um sistema construtivo composto por paredes em PVC recheadas com concreto. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto, 2004, Florianópolis. **Anais...** 46º. COBRACON, 2004.

SILVA FILHO, L. C. P.; LIMA, R. C. A.; CASONATO, C. A. Improving HPC behavior in high temperatures. In: ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA PARA EL CONTROL DE CALIDAD, PATOLOGIA Y RECUPERACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES, 2003, Mérida, Yucatán. Memórias CONPAT 2003. Mérida: AICONPAT, 2003. v. Cap II. p. 41-48.

SILVA, M. G. **Cimento Portlando com adições minerais**. Capítulo 23. In: ISAIA, G. (Ed.). **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, v. 1, 2007, 1712 p.

SILVA, V.P. Considerações sobre as normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio. **Revista Incêndio**, São Paulo, SP, n. 46, 2007.

SOUZA, A. A. A.; MORENO JÚNIOR, A. L. Assessment of the influence of the type of aggregates and rehydration on concrete submitted to high temperatures. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, p. 477-493, 2010.

SOUZA, A. A. A.; MORENO JÚNIOR, A. L. The effect of high temperatures on concrete compression strength, tensile strength and deformation modulus. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, p. 432-448, 2010.

WEI, L.; ZHEN-HAI, G. Experimental investigation on strength and deformation behaviors of concrete at elevated temperature. **Journal of Building Structures**, n. 1, p. 8-16, 1993.

WEIGLER, H.; FISHER, R. Influence of high temperature on strength and deformation of concrete. **American Concrete Institute**, p. 481-493, 1972.

ANEXOS

ANEXO 1 – Resistência à compressão e porcentagem de água evaporável

ID	GRUPO	AGREGADO GRAÚDO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	MASSA INICIAL (g)	MASSA FINAL (g)	ÁGUA EVAPORÁVEL (g)
C01	30 MPA	CALCÁRIO	26,90	-	-	-
C02			28,20	-	-	-
C03			25,20	-	-	-
C04			-	3816,41	3547,87	7,04
C05			-	3885,20	3622,56	6,76
C06			-	3850,75	3610,34	6,24
G01		GRANÍTICO	32,70	-	-	-
G02			35,60	-	-	-
G03			31,20	-	-	-
G04			-	3808,26	3563,00	6,44
G05			-	3816,50	3568,20	6,51
G06			-	3825,10	3532,40	7,65
C01	50 MPA	CALCÁRIO	49,30	-	-	-
C02			48,20	-	-	-
C03			45,80	-	-	-
C04			-	3812,45	3605,23	5,44
C05			-	3885,25	3680,42	5,27
C06			-	3869,79	3650,50	5,67
G01		GRANÍTICO	54,10	-	-	-
G02			47,30	-	-	-
G03			50,40	-	-	-
G04			-	3855,35	3631,45	5,81
G05			-	3866,00	3649,20	5,61
G06			-	3843,60	3630,90	5,53
C01	80 MPA	CALCÁRIO	70,70	-	-	-
C02			75,30	-	-	-
C03			72,50	-	-	-
C04			-	3863,15	3680,76	4,72
C05			-	3862,84	3667,30	5,06
C06			-	3941,12	3760,63	4,58
G01		GRANÍTICO	78,60	-	-	-
G02			79,30	-	-	-
G03			82,80	-	-	-
G04			-	3890,00	3696,30	4,98
G05			-	3900,50	3707,10	4,96
G06			-	3904,30	3712,70	4,91

ANEXO 2 – Resistência à compressão residual e perda de massa de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 100%

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	RESISTÊNCIA À COMP. RESIDUAL (MPa)	MASSA INICIAL (g)	MASSA FINAL (g)		
C3004	30	CALCÁRIO	0	21,99	3816,65	3490,33		
C3029				19,74	3903,44	3602,09		
C3031				20,66	3850,60	3550,25		
C3005			20	20,95	3836,90	3516,52		
C3006				22,17	3872,68	3566,35		
C3032				21,35	3855,66	3533,71		
C3027			40	20,68	3898,46	3563,58		
C3028				17,07	3845,55	3525,60		
C3033				18,44	3878,50	3582,96		
C3007			60	19,05	3888,63	3584,93		
C3008				16,43	3853,25	3525,72		
C3034				16,41	3882,65	3535,93		
G3028			30	GRANÍTICO	0	25,81	3888,82	3637,99
G3029						24,13	3913,07	3670,85
G3031	24,83	3889,30				3649,72		
G3003	20	21,58			3905,97	3625,52		
G3005		21,58			3895,28	3649,49		
G3032		21,76			3903,23	3663,18		
G3025	40	15,94			3843,21	3579,18		
G3026		22,28			3860,67	3601,23		
G3033		18,77			3852,00	3610,09		
G3006	60	17,71			3823,57	3558,98		
G3007		17,13			3851,62	3577,77		
G3034		18,11			3833,78	3593,02		
C5029	50	CALCÁRIO			0	25,78	3886,49	3583,34
C5030						22,70	3879,83	3553,92
C5033			24,20	3885,70		3541,82		
C5003			20	23,36	3855,79	3505,30		
C5004				22,11	3862,10	3547,34		
C5034				23,65	3863,92	3550,17		
C5005			40	22,62	3832,68	3454,78		
C5028				20,48	3889,97	3534,04		
C5035				21,58	3869,12	3459,77		
C5023			60	19,85	3814,28	3400,05		
C5024				18,66	3866,89	3521,19		
C5036				18,90	3845,80	3462,76		
G5029			50	GRANÍTICO	0	28,13	3894,96	3633,61
G5030						24,77	3896,79	3629,86
G5032						26,94	3890,30	3622,65
G5003					20	24,54	3869,27	3610,03
G5028						25,42	3885,76	3617,64
G5033						25,44	3877,00	3613,75
G5005	40	23,66			3886,70	3614,63		
G5006		22,80			3892,50	3622,75		
G5034		23,09			3880,60	3615,56		
G5007	60	20,86			3889,23	3624,37		
G5008		21,50			3896,38	3610,00		
G5035		21,39			3893,45	3621,30		

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	RESISTÊNCIA À COMP. RESIDUAL (MPa)	MASSA INICIAL (g)	MASSA FINAL (g)		
C8003	80	CALCÁRIO	0	27,94	3917,67	3605,04		
C8027				31,13	3857,93	3526,15		
C8031				29,79	3895,78	3536,20		
C8024			20	21,50	3854,45	3477,48		
C8026				28,36	3862,09	3507,55		
C8032				25,66	3861,20	3497,47		
C8022			40	21,20	3882,58	3475,30		
C8023				-	3898,90	-		
C8033				22,60	3885,34	3489,81		
C8020			60	-	3885,32	-		
C8021				20,39	3941,85	3480,65		
C8034				-	3923,56	-		
G8027			80	GRANÍTICO	0	36,50	3969,43	3698,32
G8028						31,51	3956,32	3681,75
G8033	35,80	3944,79				3668,65		
G8025	20	28,42			3887,08	3609,54		
G8026		37,83			3967,77	3695,58		
G8035		32,40			3935,10	3658,46		
G8023	40	31,15			3944,90	3662,05		
G8024		-			3953,80	-		
G8036		31,75			3949,59	3664,03		
G8020	60	29,13			3880,68	3581,09		
G8022		30,58			3925,50	3646,79		
G8029		-			3879,40	-		

ANEXO 3 – Resistência à compressão residual e perda de massa de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 80%

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	RESISTÊNCIA À COMP. RESIDUAL (MPa)	MASSA INICIAL (g)	MASSA FINAL (g)	
C3009	30	CALCÁRIA	0	25,55	3805,93	3491,72	
C3010				21,81	3932,31	3636,13	
C3011				23,91	3859,29	3566,60	
C3012			20	24,06	3843,49	3539,16	
C3013				26,43	3872,01	3578,00	
C3014				25,11	3856,31	3550,22	
C3015			40	23,39	3870,16	3561,01	
C3016				19,48	3812,52	3517,43	
C3017				21,28	3896,70	3621,28	
C3018			60	20,16	3855,86	3579,85	
C3019		17,03		3841,55	3542,11		
C3020		19,62		3859,69	3541,43		
G3008		30	GRANÍTICA	0	27,88	3883,54	3638,08
G3009					27,66	3912,19	3677,75
G3010					27,68	3867,05	3635,11
G3011				20	25,04	3906,65	3639,47
G3012					23,86	3875,49	3644,37
G3013					25,75	3908,76	3679,84
G3014				40	18,92	3826,39	3579,63
G3015					20,08	3877,07	3634,46
G3016	21,89				3842,86	3619,25	
G3017	60			17,46	3788,10	3546,88	
G3018		16,52	3885,19	3631,19			
G3019		18,11	3841,29	3621,22			
C5007	50	CALCÁRIA	0	28,69	3860,91	3587,66	
C5008				26,16	3867,95	3577,22	
C5009				26,70	3917,85	3603,82	
C5010			20	27,90	3824,39	3506,10	
C5011				25,99	3895,05	3605,66	
C5012				27,28	3885,84	3594,25	
C5013			40	25,84	3811,26	3462,54	
C5014				24,34	3861,59	3533,86	
C5015				24,33	3866,51	3483,78	
C5016			60	21,57	3813,76	3421,54	
C5017		21,09		3837,18	3509,72		
C5018		21,52		3834,12	3467,68		
G5009		50	GRANÍTICA	0	31,73	3873,10	3640,40
G5010					28,08	3919,79	3679,79
G5011					30,35	3876,09	3634,72
G5012				20	28,40	3834,36	3597,33
G5013					29,78	3871,74	3628,04
G5014					29,59	3879,26	3637,42
G5015				40	27,85	3854,30	3601,62
G5016					26,06	3902,64	3648,03
G5017	26,49				3887,55	3640,78	
G5018	60			23,62	3906,81	3654,83	
G5019		23,67	3882,83	3612,60			
G5020		22,75	3919,94	3658,96			

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	RESISTÊNCIA À COMP. RESIDUAL (MPa)	MASSA INICIAL (g)	MASSA FINAL (g)	
C8005	80	CALCÁRIA	0	30,85	3943,12	3663,43	
C8006				35,06	3848,68	3558,09	
C8007				35,24	3889,43	3569,85	
C8008			20	23,73	3892,54	3550,60	
C8009				32,13	3845,31	3524,85	
C8010				28,98	3869,59	3543,56	
C8011			40	23,12	3909,13	3529,49	
C8012				27,56	3910,57	3524,56	
C8013				26,23	3907,33	3554,04	
C8014			60	22,08	3922,24	3485,47	
C8015				24,12	3929,17	3491,95	
C8016				22,08	3945,23	3526,35	
G8004		80	GRANÍTICA	0	42,83	3955,49	3716,37
G8005					35,67	3937,47	3693,84
G8006					39,73	3962,51	3716,35
G8007				20	32,36	3921,95	3671,53
G8008	43,44				3977,92	3730,64	
G8009	36,53				3932,67	3683,25	
G8010	40			31,62	3906,13	3651,48	
G8011				37,03	3961,62	3688,88	
G8012				35,80	3950,17	3700,56	
G8013	60			32,18	3867,18	3582,06	
G8014				34,16	3964,23	3701,91	
G8015				31,54	3906,96	3658,73	

ANEXO 4 – Módulo de Elasticidade residual de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 100%

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	MÓDULO DE ELASTICIDADE RESIDUAL (GPa)	
C3037	30	CALCÁRIO	0	6,80	
C3038				5,66	
C3039				5,42	
C3040			20	5,35	
C3041				4,85	
C3042				6,14	
C3043			40	4,94	
C3044				5,89	
C3045				4,60	
C3049			60	4,63	
C3050				4,48	
C3051				4,76	
C3055		GRANÍTICO	0	6,86	
C3056				7,26	
C3057				7,33	
C3058			20	6,35	
C3059				6,17	
C3060				6,22	
C3061			40	6,62	
C3062				5,68	
C3063				6,60	
C3064	60		6,64		
C3065			5,23		
C3066			5,46		
C5038	50		CALCÁRIO	0	13,53
C5039					12,89
C5041		11,70			
C5042		20		13,07	
C5043				10,65	
C5044				10,18	
C5049		40		10,55	
C5050				12,48	
C5051				11,41	
C5055		60		10,09	
C5056				10,31	
C5057				9,93	
C5058		GRANÍTICO	0	12,06	
C5059				14,58	
C5060				15,01	
C5061			20	11,67	
C5062				12,01	
C5063				11,75	
C5064			40	11,65	
C5065				9,99	
C5066				12,55	
C5067	60		-		
C5068			9,45		
C5069			10,18		

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	MÓDULO DE ELASTICIDADE RESIDUAL (GPa)
C8038	80	CALCÁRIO	0	16,41
C8039				14,40
C8040				14,57
C8041			20	13,69
C8042				13,73
C8043				12,78
C8044			40	10,37
C8049				10,97
C8050				-
C8051			60	9,83
C8055		-		
C8056		9,61		
C8057		GRANÍTICO	0	15,04
C8058				16,29
C8059				13,21
C8060			20	13,65
C8061				13,31
C8062				14,82
C8063			40	13,76
C8064				10,91
C8065	14,95			
C8066	60		13,60	
C8067		11,20		
C8068		-		

ANEXO 5 – Módulo de Elasticidade residual de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 80%

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	MÓDULO DE ELASTICIDADE RESIDUAL (GPa)
C3037	30	CALCÁRIO	0	7,55
C3038				7,33
C3039				7,12
C3040			20	6,95
C3041				6,31
C3042				6,74
C3043			40	6,00
C3044				6,35
C3045				5,68
C3049			60	5,20
C3050		5,62		
C3051		5,56		
C3055		GRANÍTICO	0	7,70
C3056				7,90
C3057				7,95
C3058			20	7,30
C3059				6,95
C3060				7,55
C3061			40	6,99
C3062				7,26
C3063	6,89			
C3064	60		7,48	
C3065		6,23		
C3066		5,69		
C5038	50	CALCÁRIO	0	14,30
C5039				15,67
C5041				14,25
C5042			20	14,90
C5043				13,56
C5044				12,33
C5049			40	12,10
C5050				13,23
C5051				12,03
C5055			60	12,20
C5056		11,40		
C5057		11,94		
C5058		GRANÍTICO	0	14,80
C5059				15,35
C5060				15,90
C5061			20	14,10
C5062				13,10
C5063				14,65
C5064			40	13,06
C5065				12,60
C5066	13,01			
C5067	60		12,62	
C5068		11,85		
C5069		9,31		

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	MÓDULO DE ELASTICIDADE RESIDUAL (GPa)
C8038	80	CALCÁRIO	0	17,30
C8039				17,00
C8040				16,40
C8041			20	15,34
C8042				15,95
C8043				13,85
C8044			40	13,46
C8049				13,20
C8050				13,85
C8051			60	12,10
C8055				11,76
C8056				12,80
C8057		GRANÍTICO	0	18,45
C8058				17,30
C8059				17,20
C8060			20	16,20
C8061				15,45
C8062				16,53
C8063			40	15,11
C8064	14,26			
C8065	16,21			
C8066	60		14,90	
C8067			14,37	
C8068			13,99	

ANEXO 6 – Absorção de água de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 100%

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	ABSORÇÃO DE ÁGUA RESIDUAL (GPa)
C3021	30	CALCÁRIO	0	8,11
C3022				8,09
C3023			20	8,13
C3024				8,42
C3025			40	8,41
C3026				8,18
C3035			60	8,75
C3036				9,43
G3020	30	GRANÍTICO	0	7,73
G3021				7,59
G3022			20	7,67
G3023				7,75
G3024			40	7,72
G3030				7,93
G3035			60	7,97
G3036				8,68
C5019	50	CALCÁRIO	0	7,29
C5020				7,04
C5021			20	7,36
C5022				7,11
C5025			40	7,33
C5026				7,22
C5027			60	7,58
C5031				8,22
G5021	50	GRANÍTICO	0	6,63
G5022				6,76
G5023			20	6,68
G5024				6,81
G5025			40	6,76
G5026				6,82
G5027			60	6,85
G5031				7,76

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	ABSORÇÃO DE ÁGUA RESIDUAL (GPa)		
C80017	80	CALCÁRIO	0	6,14		
C80018				6,00		
C80019			20	6,29		
C80028				6,04		
C80029			40	6,22		
C80030				-		
C80035			60	6,76		
C80036				-		
G8016			80	GRANÍTICO	0	5,82
G8017						5,59
G8018	20	5,86				
G8019		5,60				
G8029	40	5,68				
G8030		5,87				
G8031	60	-				
G8032		6,22				

ANEXO 7 – Absorção de água de corpos-de-prova cilíndricos com saturação de 80%

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	ABSORÇÃO DE ÁGUA RESIDUAL (GPa)	
C3046	30	CALCÁRIO	0	7,64	
C3047				7,48	
C3048			20	7,59	
C3052				7,58	
C3053			40	7,34	
C3054				7,90	
C3067			60	7,94	
C3068				8,70	
G3047			GRANÍTICO	0	7,13
G3048					6,86
G3049				20	7,08
G3066					7,36
G3067				40	7,21
G3068					7,38
G3069	60	7,38			
G3070		8,26			
C5045	50	CALCÁRIO		0	6,64
C5046					6,35
C5047			20	6,72	
C5048				6,62	
C5052			40	6,60	
C5053				6,79	
C5054			60	6,95	
C5070				7,71	
G5047			GRANÍTICO	0	6,09
G5048					6,33
G5049				20	6,13
G5064					6,40
G5065				40	6,31
G5066					6,27
G5067	60	6,56			
G5068		6,83			

ID	RESIST INICIAL (MPa)	AGREGADO GRAÚDO	NÍVEL DE CARGA (%)	ABSORÇÃO DE ÁGUA RESIDUAL (GPa)		
C80045	80	CALCÁRIO	0	5,66		
C80046				5,60		
C80047			20	5,67		
C80048				5,68		
C80052			40	5,73		
C80053				5,68		
C80054			60	-		
C80069				6,36		
G8047			80	GRANÍTICO	0	5,28
G8048						5,14
G8049	20	5,48				
G8058		5,19				
G8059	40	5,29				
G8067		5,45				
G8068	60	-				
G8069		5,79				

ANEXO 8 – Resistência à compressão e perda de massa de placas de concreto

ID	RESIST INICIAL (MPa)	IDADE (dias)	ARMADURA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL (MPa)	MASSA INICIAL (g)	MASSA FINAL (g)
P3001	30	7	NÃO	10,50	49411,76	45074,33
P3002				11,20	50281,12	45454,94
P3003			SIM	11,70	49888,38	44939,45
P3004				12,40	50323,50	45955,42
P3005		14	NÃO	16,00	49643,02	47005,82
P3006				15,10	49078,60	44847,94
P3007			SIM	17,80	49741,56	46126,25
P3008				16,70	49981,86	45813,38
P3009		28	NÃO	25,50	49837,36	46618,35
P3010				25,00	48684,53	45142,98
P3011			SIM	26,00	48782,55	44972,63
P3012				26,10	50160,18	46759,32
P3013		56	NÃO	25,60	49009,25	45897,17
P3014				25,80	49597,24	46199,83
P3015			SIM	25,00	49377,52	46118,60
P3016				24,90	50433,50	47004,02
P3017		112	NÃO	25,50	48828,76	46194,20
P3018				24,90	49540,34	46376,80
P3019			SIM	25,70	49705,41	46490,04
P3020				26,00	49591,65	46750,04
P3021	50	7	NÃO	17,50	49808,41	44838,10
P3022				18,20	49670,08	44513,68
P3023			SIM	19,00	50457,48	44977,80
P3024				19,40	50213,24	44795,23
P3025		14	NÃO	28,50	50076,16	44645,98
P3026				28,00	50491,12	47624,96
P3027			SIM	30,20	50228,80	45997,00
P3028				30,50	49769,23	44501,04
P3029		28	NÃO	39,50	50185,39	46789,18
P3030				41,00	49364,87	44854,47
P3031			SIM	41,50	49673,17	45411,22
P3032				43,00	49434,23	45137,98
P3033		56	NÃO	42,00	49393,31	45995,79
P3034				41,40	49738,10	45240,56
P3035			SIM	43,50	49838,27	45746,55
P3036				43,00	49090,51	45124,00
P3037		112	NÃO	42,50	50061,07	45590,62
P3038				41,00	49731,75	45817,86
P3039			SIM	43,00	50252,21	46342,59
P3040				41,80	50260,54	46129,12

ID	RESIST INICIAL (MPa)	IDADE (dias)	ARMADURA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL (MPa)	MASSA INICIAL (g)	MASSA FINAL (g)
P3041	80	7	NÃO	28,30	48791,20	43245,92
P3042				26,00	49321,34	43810,71
P3043			SIM	27,90	49931,06	44089,13
P3044				28,20	49372,15	43911,59
P3045		14	NÃO	44,80	50316,79	44660,13
P3046				42,00	50477,76	45421,43
P3047			SIM	43,50	50297,05	44638,63
P3048				44,20	48865,32	43441,27
P3049		28	NÃO	65,50	49121,72	44641,82
P3050				63,00	49425,59	45041,54
P3051			SIM	66,80	49001,02	44718,33
P3052				67,00	49177,96	44333,93
P3053		56	NÃO	64,60	49935,46	45461,24
P3054				66,30	49112,30	44824,79
P3055			SIM	68,00	49733,73	45139,65
P3056				65,30	49783,18	45422,18
P3057		112	NÃO	67,50	49745,25	45437,31
P3058				66,00	49808,90	45405,79
P3059			SIM	65,60	49414,27	44794,04
P3060				67,00	49176,95	44972,32

ANEXO 9 – Resumo da análise estatística

Efeitos dos Testes entre Grupos

Variável Dependente: Resistência à Compressão (Cilindros de Concreto)

Fonte	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Média Quadrática	F	P
Modelo Corrigido	34150,568 ^a	47	726,608	51,274	0,000
Intercepto	371622,180	1	371622,180	26224,191	0,000
Nível de Carga	4028,401	3	1342,800	94,757	0,000
Tipo de Agregado	1078,599	1	1078,599	76,113	0,000
Saturação	1269,933	1	1269,933	89,615	0,000
Resistência à Compressão Inicial	25683,497	2	12841,749	906,201	0,000
Nível de Carga * Tipo de Agregado	92,845	3	30,948	2,184	0,095
Nível de Carga * Saturação	107,920	3	35,973	2,539	0,061
Nível de Carga * Resistência à Compressão Inicial	739,781	6	123,297	8,701	0,000
Tipo de Agregado * Saturação	4,375	1	4,375	0,309	0,580
Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	350,132	2	175,066	12,354	0,000
Saturação * Resistência à Compressão Inicial	49,713	2	24,857	1,754	0,179
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação	9,311	3	3,104	0,219	0,883
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	442,286	6	73,714	5,202	0,000
Nível de Carga * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	54,824	6	9,137	0,645	0,694
Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	27,416	2	13,708	0,967	0,384
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	8,647	6	1,441	0,102	0,996
Erro	1289,558	91	14,171		
Total	431777,063	139			
Total Corrigido	35440,126	138			

a. $R^2 = 0,964$ (R^2 ajustado = 0,945)

Efeitos dos Testes entre Grupos

Variável Dependente: Módulo de Elasticidade (Cilindros de Concreto)

Fonte	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Média Quadrática	F	P
Modelo Corrigido	1937,916 ^a	47	41,232	56,896	0,000
Intercepto	16450,988	1	16450,988	22700,758	0,000
Nível de Carga	159,938	3	53,313	73,566	0,000
Tipo de Agregado	25,705	1	25,705	35,471	0,000
Saturação	90,024	1	90,024	124,224	0,000
Resistência à Compressão Inicial	1548,851	2	774,426	1068,632	0,000
Nível de Carga * Tipo de Agregado	1,663	3	0,554	0,765	0,516
Nível de Carga * Saturação	0,397	3	0,132	0,183	0,908
Nível de Carga * Resistência à Compressão Inicial	23,897	6	3,983	5,496	0,000
Tipo de Agregado * Saturação	0,125	1	0,125	0,173	0,679
Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	7,255	2	3,628	5,006	0,009
Saturação * Resistência à Compressão Inicial	9,582	2	4,791	6,611	0,002
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação	0,136	3	0,045	0,063	0,979
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	10,578	6	1,763	2,433	0,032
Nível de Carga * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	1,768	6	0,295	0,407	0,873
Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,158	2	0,079	0,109	0,897
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	2,077	6	0,346	0,478	0,823
Erro	66,671	92	0,725		
Total	18687,510	140			
Total Corrigido	2004,587	139			

a. $R^2 = 0,967$ (R^2 ajustado = 0,950)

Efeitos dos Testes entre Grupos

Variável Dependente: Absorção de Água (Cilindros de Concreto)

Fonte	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Média Quadrática	F	P
Modelo Corrigido	81,516 ^a	47	1,734	25,964	0,000
Intercepto	4088,912	1	4088,912	61212,330	0,000
Nível de Carga	5,849	3	1,950	29,185	0,000
Tipo de Agregado	4,746	1	4,746	71,053	0,000
Saturação	6,275	1	6,275	93,935	0,000
Resistência à Compressão Inicial	55,619	2	27,810	416,319	0,000
Nível de Carga * Tipo de Agregado	0,115	3	0,038	0,572	0,637
Nível de Carga * Saturação	0,004	3	0,001	0,018	0,997
Nível de Carga * Resistência à Compressão Inicial	0,070	6	0,012	0,175	0,982
Tipo de Agregado * Saturação	0,032	1	0,032	0,473	0,495
Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	0,016	2	0,008	0,120	0,887
Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,093	2	0,046	0,693	0,506
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação	0,014	3	0,005	0,070	0,976
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	0,016	6	0,003	0,041	1,000
Nível de Carga * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,006	6	0,001	0,014	1,000
Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,007	2	0,004	0,054	0,947
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,052	6	0,009	0,130	0,992
Erro	2,872	43	0,067		
Total	4404,487	91			
Total Corrigido	84,388	90			

a. $R^2 = 0,966$ (R^2 ajustado = 0,929)

Efeitos dos Testes entre Grupos

Variável Dependente: Perda de Massa (Cilindros de Concreto)

Fonte	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Média Quadrática	F	P
Modelo Corrigido	231,535 ^a	47	4,926	26,631	0,000
Intercepto	7961,184	1	7961,184	43037,733	0,000
Nível de Carga	22,879	3	7,626	41,227	0,000
Tipo de Agregado	159,490	1	159,490	862,192	0,000
Saturação	12,380	1	12,380	66,927	0,000
Resistência à Compressão Inicial	22,677	2	11,339	61,296	0,000
Nível de Carga * Tipo de Agregado	7,837	3	2,612	14,123	0,000
Nível de Carga * Saturação	0,003	3	0,001	0,005	1,000
Nível de Carga * Resistência à Compressão Inicial	9,211	6	1,535	8,299	0,000
Tipo de Agregado * Saturação	0,117	1	0,117	0,633	0,428
Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	7,937	2	3,969	21,455	0,000
Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,604	2	0,302	1,633	0,201
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação	0,032	3	0,011	0,057	0,982
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Resistência à Compressão Inicial	6,908	6	1,151	6,224	0,000
Nível de Carga * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,573	6	0,096	0,516	0,794
Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,021	2	0,011	0,058	0,944
Nível de Carga * Tipo de Agregado * Saturação * Resistência à Compressão Inicial	0,011	6	0,002	0,010	1,000
Erro	16,833	91	0,185		
Total	8342,654	139			
Total Corrigido	248,368	138			

a. $R^2 = 0,932$ (R^2 ajustado = 0,897)

Efeitos dos Testes entre Grupos

Variável Dependente: Resistência à Compressão (Placas de Concreto)

Fonte	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Média Quadrática	F	P
Modelo Corrigido	18464,224 ^a	29	636,697	796,868	0,000
Intercepto	79891,206	1	79891,206	99988,994	0,000
Resistência à Compressão Inicial	10986,757	2	5493,378	6875,317	0,000
Idade do Concreto	6440,527	4	1610,132	2015,184	0,000
Armadura	17,067	1	17,067	21,360	0,000
Resistência à Compressão Inicial * Idade do Concreto	1008,250	8	126,031	157,736	0,000
Resistência à Compressão Inicial * Armadura	1,742	2	0,871	1,090	0,349
Idade do Concreto * Armadura	4,397	4	1,099	1,376	0,266
Resistência à Compressão Inicial * Idade do Concreto * Armadura	5,484	8	0,686	0,858	0,561
Erro	23,970	30	0,799		
Total	98379,400	60			
Total Corrigido	18488,194	59			

a. $R^2 = 0,999$ (R^2 ajustado = 0,997)

Efeitos dos Testes entre Grupos

Variável Dependente: Perda de Massa (Placas de Concreto)

Fonte	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Média Quadrática	F	P
Modelo Corrigido	132,891 ^a	29	4,582	4,221	0,000
Intercepto	4467,751	1	4467,751	4115,132	0,000
Resistência à Compressão Inicial	66,155	2	33,078	30,467	0,000
Idade do Concreto	58,120	4	14,530	13,383	0,000
Armadura	1,912	1	1,912	1,761	0,195
Resistência à Compressão Inicial * Idade do Concreto	4,563	8	0,570	0,525	0,828
Resistência à Compressão Inicial * Armadura	0,113	2	0,057	0,052	0,949
Idade do Concreto * Armadura	1,379	4	0,345	0,318	0,864
Resistência à Compressão Inicial * Idade do Concreto * Armadura	0,649	8	0,081	0,075	1,000
Erro	32,571	30	1,086		
Total	4633,213	60			
Total Corrigido	165,462	59			

a. $R^2 = 0,803$ (R^2 ajustado = 0,613)