

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RENATO GUILHERME DA SILVA PEREIRA

**RESISTÊNCIA MECÂNICA RESIDUAL DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO
APÓS O INCÊNDIO – ANÁLISE NUMÉRICA**

RECIFE

2018

RENATO GUILHERME DA SILVA PEREIRA

**RESISTÊNCIA MECÂNICA RESIDUAL DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO
APÓS O INCÊNDIO – ANÁLISE NUMÉRICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira, Dr.

RECIFE

2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária Valdicéa Alves, CRB-4 / 1260

P436r Pereira, Renato Guilherme da Silva.
Resistência mecânica residual de vigas em concreto armado
Após o incêndio – análise numérica./ Renato Guilherme da Silva - 2018.
118folhas, Il., e Tab.

Orientador: Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira.
.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2018.
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Viga. 3. Concreto armado. 4. Resistência ao fogo.
5. Análise experimental. 6. Análise numérica. I. Oliveira, Tiago Ancelmo
de Carvalho Pires de

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2018-149



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**RESISTÊNCIA MECÂNICA RESIDUAL DE VIGAS EM CONCRETO
ARMADO APÓS O INCÊNDIO – ANÁLISE NUMÉRICA**

defendida por

Renato Guilherme da Silva Pereira

Considera o candidato APROVADO

Recife, 21 de fevereiro de 2018

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira – UFPE
(orientador)

Prof. Dr. Fernando Arthur Nogueira Silva – UNICAP
(examinador externo)

Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva – UFPE
(examinador externo)

Dedico este trabalho a meus pais Ricardo e Auxiliadora, a minha irmã Gabriela e a minha esposa Raiane.

AGRADECIMENTOS

Início meus agradecimentos por Deus, pela dádiva da vida e por me permitir realizar tantos sonhos nesta existência, obrigada pela força concedida, por me guiar, tranquilizando-me para sempre seguir em frente.

Agradeço ao meu orientador Prof. Tiago Ancelmo pela confiança, competência, profissionalismo e por todos os ensinamentos impecáveis que serviram para direcionar meus passos neste meu caminhar.

Ao amigo e eterno Prof. Fernando Artur, obrigado por toda colaboração inestimável, amizade e por ser o meu maior incentivador na superação de meus limites.

A Compesa, em especial a Roberto Melo, Paulo Lages e Conceição Pontes, obrigado por todo apoio e compreensão durante o desenvolvimento deste trabalho.

Um agradecimento afetivo aos meus amigos, em especial Hildo Augusto e Fernando Mellia pelas revisões, questionamentos e discussões sempre tão produtivas.

Agradeço ao CNPQ pelo auxílio financeiro através da concessão de bolsa de estudo.

Agradeço aos professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco pelo incentivo no desenvolvimento da pesquisa.

Agradeço aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco pela atenção e comprometimento que sempre demonstraram quando necessitei.

Agradeço a minha família, em especial aos meus pais, Ricardo e Auxiliadora, e minha irmã Gabriela por sempre estarem ao meu lado me incentivando a alcançar os meus objetivos. À minha querida esposa, Raiane, pelo seu companheirismo, amizade, paciência e compreensão.

O meu muito obrigado.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor,
mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou
o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou
o que era antes. ” (Marthin Luther King)

RESUMO

A pesquisa diz respeito ao comportamento da resistência à compressão residual de vigas de concreto armado após o incêndio, submetidas a flexão pura. A motivação do tema está associada a importância ao aprofundamento do entendimento do que ocorre com as estruturas de concreto armado submetidas a situações de incêndio, por fins econômicos e de segurança às vidas humanas. Além disso, existe também a preocupação com a solidificação do conhecimento nesta área com vistas a contribuir para a construção de métodos precisos de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situações de incêndio e também na verificação da possibilidade de uso de uma estrutura que tenha sido submetida a tal sinistro. O aspecto de maior interesse no estudo foi a validação dos resultados do numérico em relação ao modelo experimental, avaliando o deslocamento vertical no meio do vão das vigas estudadas, assim como a carga que a leva a ruptura, e a partir disso verificar a possibilidade de modelagem numérica de uma edificação de estrutura de concreto armado em situação de incêndio. Para atingimento desse objetivo, foram realizadas análises numéricas, através do software que tem como base de sua rotina o método dos elementos finitos, em regime não linear, em situação ambiente e para os tempos de exposição ao fogo de 60, 120 e 210 min, em vigas com 1.20m de vão onde as mesmas foram expostas ao fogo em três faces, e após seu resfriamento aplicada carga até sua ruptura.

Palavras-chave: Viga. Concreto armado. Resistência ao fogo. Análise experimental. Análise numérica.

ABSTRACT

The research concerns the behavior of the residual compression strength of reinforced concrete beams after the fire, submitted to pure bending. The motivation of the theme is associated with the importance of understanding what happens with reinforced concrete structures submitted to fire situations, for economic and safety purposes to human lives. In addition, there is also concern for the solidification of knowledge in this area in order to contribute to the construction of precise methods of designing reinforced concrete structures in fire situations and also in verifying the possibility of using a structure that has been submitted to such a claim. The most interesting aspect in the study was the validation of the results of the numerical in relation to the experimental model, evaluating the vertical displacement in the middle of the span of the beams studied, as well as the load that leads to rupture, and from this, verify the possibility of numerical modeling of a structure construction of reinforced concrete in a fire situation. In order to achieve this objective, the numerical analysis was carried out using software based on the finite element method, in a nonlinear regime, in an ambient situation and for the exposure times to the fire of 60, 120 and 210 min, in beams with 1.20m of span where they were exposed to fire on three faces, and after its cooling applied load until its rupture.

Keywords: Beam. Reinforced concrete. Fire resistance. Experimental analysis. Numerical analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Representação gráfica dos tipos de ensaio.....	26
Figura 2 - Relação entre o fator de redução ($f_{c\theta}/f_c$) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade normal	27
Figura 3 - Relação entre o fator de redução (E_{θ}/E) da resistência à compressão e a temperatura para concretos de alta resistência (HSC) com densidade normal, leve e para concretos tradicionais (NSC) densidade normal.....	28
Figura 4 - Relação entre o fator de redução ($f_{c\theta}/f_c$) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade leve	29
Figura 5 - Efeito do tipo de resfriamento na resistência à compressão do concreto (resfriado lentamente – no interior do forno; resfriado rapidamente – ao ar livre)	30
Figura 6 - Recuperação de resistência à compressão após 7, 28 e 56 dias, de re-cura ao ar livre (ARC) e saturada em água (WRC) para concretos tradicionais com cimento portland comum (NS-CC) e com adição de cinza volátil (NS-FA40).	33
Figura 7 - Lascamento explosivo nos anéis do Channel Tunnel – França/Inglaterra (1996).....	34
Figura 8 - Colapso parcial da estrutura dos anéis do Gotthard Tunnel induzidos por lascamento.....	34
Figura 9 - Cavidades devido ao lascamento no Mont Blanc Tunnel – França/Itália (1999).....	34
Figura 10 - Colapso parcial da estrutura dos anéis do Gotthard Tunnel induzidos por lascamento	34
Figura 11 - Processo termo-hidráulico causador do lascamento	35
Figura 12 - Fator de redução da resistência de aderência aço-concreto para diferentes tipos de barra e condições de exposição	37
Figura 13 - Fator de redução da resistência ao escoamento ($f_{y\theta} / f_y$) para diferentes tipos de barra e condições de exposição	38
Figura 14 - Fator de redução da resistência ao escoamento ($f_{y\theta} / f_y$) para diferentes tipos de barra e condições de exposição	39

Figura 15 - Densidade do Concreto	43
Figura 16 - Módulo de elasticidade em função da temperatura segundo vários autores	44
Figura 17 - Evolução dos coeficientes de minoração do módulo de elasticidade em função da temperatura	46
Figura 18 - Fator de redução da resistência dos concretos silicoso e calcário em função da temperatura segundo NBR 15200:2012	48
Figura 19 - Diagrama tensão-deformação para o concreto segundo NBR 15200:2012.	49
Figura 20 - Diagrama tensão-deformação do concreto	50
Figura 21 - Coeficientes de minoração K_c da resistência à compressão do concreto em função da temperatura	51
Figura 22 - Coeficientes de minoração K_{ct} da resistência à tração do concreto em função da temperatura	53
Figura 23 - Alongamento específico do concreto.....	54
Figura 24 - Dilatação Térmica do concreto	55
Figura 25 - Calor Especifico do concreto	56
Figura 26 - Condutividade térmica do concreto	57
Figura 27 - Evolução dos coeficientes de minoração K_E do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura.....	58
Figura 28 - Evolução dos coeficientes de minoração K_s da resistência do aço em função da temperatura.....	60
Figura 29 - Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.....	61
Figura 30 - Diagrama tensão relativa-deformação para aços CA25-50	62
Figura 31 - Alongamento do aço em função da temperatura	64
Figura 32 - Dilatação térmica do aço.....	64
Figura 33 - Calor específico dos aços estruturais em função da temperatura	65
Figura 34 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura.....	66
Figura 35 - Fornalha a gás natural	70
Figura 36 - Prensa usada para os ensaios de flexão de vigas	70
Figura 37 - Planta baixa da disposição das amostras e termopares na fornalha durante os ensaios	70
Figura 38 - Viga em uma situação real de incêndio (a) e sua situação de exposição ao fogo no interior da câmara de combustão (b).....	71
Figura 39 - Modelo estrutural de ensaios.....	71
Figura 40 - Localização dos termopares ao longo da viga. (Vista superior)	73

Figura 41 - Termopares localizados no interior da peça estrutural	73
Figura 42 - Evolução da temperatura dos gases no interior do forno.....	74
Figura 43 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_60min, a 2cm do eixo central vertical da seção transversal. (Vista superior)	75
Figura 44 - Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC15_60min, a meia altura da seção e a 2cm do eixo central vertical da seção transversal.....	75
Figura 45 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_60min, a 3cm do eixo central vertical da seção transversal. (Vista superior)	76
Figura 46 - Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_60min, a meia altura da seção e a 3cm do eixo central vertical da seção transversal.....	76
Figura 47- Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_120min, a 3cm do eixo central vertical da seção transversal (Vista superior)	78
Figura 48 - Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC15_120min, a meia altura da seção e a 3cm do eixo central vertical da seção transversal.....	78
Figura 49 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_210min, a 2cm do eixo central vertical da seção transversal (vista superior)	80
Figura 50 - Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_210min, a meia altura da seção e a 2cm do eixo central vertical da seção transversal.....	80
Figura 51 - Elemento finito de dois nós, elemento finito triangular prismático de seis nós, elemento finito hexaedro de oito nós, elemento finito hexaedro de vinte nós	94
Figura 52 - Comportamento do deslocamento no meio do vão da viga em temperatura ambiente, avaliando o tipo de aproximação e o refinamento da malha	95
Figura 53 - Comportamento do concreto à tração	96
Figura 54 - Modelo numérico utilizado na análise de elementos finitos	98

Figura 55 - Temperatura média da viga REC15, a meia altura da seção e a 2cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambós com 60 min de exposição ao fogo	100
Figura 56 - Temperatura média da viga REC30, a meia altura da seção e a 3 cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambós com 60 min de exposição ao fogo	101
Figura 57 - Temperatura média da viga REC15, a meia altura da seção e a 3 cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambós com 120 min de exposição ao fogo	101
Figura 58 - Temperatura média da viga REC15 e REC30 , a meia altura da seção e a 2 cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambós com 210 min de exposição ao fogo.....	102
Figura 59 - Evolução da temperatura na barra longitudinal positiva, para o tempo de exposição ao fogo de 60 min.....	102
Figura 60 - Evolução da temperatura na barra longitudinal positiva, para o tempo de exposição ao fogo de 120 min.....	103
Figura 61 - Evolução da temperatura na barra longitudinal positiva, para o tempo de exposição ao fogo de 210 min.....	103
Figura 62 - Deslocamento vertical no meio do vão (mm), modelo numérico aproximação quadrática REC30 cenário 1	106
Figura 63 - Deslocamento vertical no meio do vão (mm), modelo numérico aproximação quadrática REC15 cenário 2	106
Figura 64 - Tensões de Von Mises na armadura longitudinal positiva, no meio do vão, modelo numérico REC 15 cenário 1	107
Figura 65 - Tensões de Von Mises na Armadura da Viga REC 15 com tempo de exposição de 210 min.....	107
Figura 66 - Evolução da temperatura média no interior vigas REC15 e tempo de exposição de 60 min.....	108
Figura 67 - Evolução da temperatura média no interior vigas REC15 e tempo de exposição de 120 min.....	109
Figura 68 - Evolução da temperatura média no interior vigas REC15 e tempo de exposição de 210 min.....	109

Figura 69 - Deslocamento no meio do vão das vigas REC30 do cenário1e tempo de exposição de 60 min.....	111
Figura 70 - Deslocamento no meio do vão das vigas REC30 do cenário1e tempo de exposição de 120 min.....	111
Figura 71 - Deslocamento no meio do vão das vigas REC30 do cenário1e tempo de exposição de 210 min.....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Distribuição de temperaturas no interior dos corpos-de-prova ao final da exposição.....	31
Tabela 2 - Resumo dos resultados obtidos para resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto no estado transiente de temperatura.....	31
Tabela 3 - Cobrimento mínimo para vigas biapoiadas. Fonte: NBR 15200:2012	40
Tabela 4 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do concreto e função da temperatura.....	45
Tabela 5 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do concreto e função da temperatura.....	45
Tabela 6 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura	46
Tabela 7 - Fatores de redução da resistência à compressão do concreto (K_c) e deformação linear específica em função da temperatura	48
Tabela 8 - Coeficientes para expressão proposta por Hertz	51
Tabela 9 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura.....	58
Tabela 10 - Coeficientes de minoração da resistência do aço e do limite de proporcionalidade em função da temperatura.	60
Tabela 11 - Plano de testes das vigas	72
Tabela 12 - Características do concreto.....	72
Tabela 13 - Resultados dos ensaios com as vigas ambiente.....	77
Tabela 14 - Resultados dos ensaios com as vigas expostas.....	77
Tabela 15 - Resultados dos ensaios com as vigas expostas para o experimento REC15_120min.....	79
Tabela 16 - Resultados dos ensaios com as vigas expostas.....	81
Tabela 17 - Deslocamento nomeio do vão, calculados analiticamente	98
Tabela 18 - Valor estimado da resistência residual à compressão do concreto para o modelo numérico.....	104
Tabela 19 - Comparação da Carga de Ruptura do modelo experimental e numérico – Vigas REC15.....	104
Tabela 20 - Comparação da Carga de Ruptura do modelo experimental e numérico – Vigas REC30.....	105

Tabela 21 - Temperatura média no interior das vigas ao final do tempo de exposição 110

Tabela 22 - Estimativa da resistência à compressão do concreto e temperatura de
referência, para vigas REC30 do cenário 1110

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	20
1.2	JUSTIFICATIVA	21
1.3	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	21
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	22
2	ESTADO DA ARTE	23
2.1	COMPORTAMENTO DO CONCRETO EM TEMPERATURAS ELEVADAS	23
2.2	IMPACTO DO INCÊNDIO NA CAPACIDADE RESISTENTE DO CONCRETO ARMADO	26
2.2.1	Método de ensaio.....	26
2.2.2	Densidade normal e densidade leve.....	28
2.2.3	Resfriamento brusco e resfriamento lento	29
2.2.4	Estado estável (steady-state) e estado transiente (transient-state) de temperatura.....	30
2.2.5	Fenômeno de recuperação das propriedades mecânicas	32
2.2.6	Fenômeno do lascamento (spalling)	33
2.3	EFEITO DE TEMPERATURAS ELEVADAS NO AÇO	37
2.3.1	Redução da aderência aço-concreto.....	37
2.4	MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	39
2.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	42
3	PROPRIEDADES DO CONCRETO E DO AÇO EM TEMPERATURAS ELEVADAS.....	43
3.1	PROPRIEDADES DO CONCRETO EM TEMPERATURAS ELEVADAS ...	43
3.1.1	Propriedades físicas	43
3.1.1.1	Densidade	43
3.1.2	Propriedades mecânicas	44
3.1.2.1	Módulo de elasticidade e coeficiente de poisson.....	44
3.1.2.2	Resistência à Compressão.....	47
3.1.2.3	Resistência à tração.....	52
3.1.3	Propriedades térmicas.....	53

3.1.3.1	Alongamento.....	53
3.1.3.2	Dilatação térmica	54
3.1.3.3	Calor específico	55
3.1.3.4	Condutividade térmica.....	56
3.2	PROPRIEDADES DO AÇO PARA CONCRETO ARMADO EM TEMPERATURAS ELEVADAS	57
3.2.1	Propriedades mecânicas	57
3.2.1.1	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson	57
3.2.1.2	Resistência ao escoamento do aço	59
3.2.1.3	Densidade ou massa específica.....	63
3.2.2	Propriedades térmicas.....	63
3.2.2.1	Alongamento.....	63
3.2.2.2	Dilatação térmica	64
3.2.2.3	Calor específico	64
3.2.2.4	Condutividade térmica.....	66
3.3	COMPORTAMENTO DO CONCRETO E DO AÇO RESFRIADOS, PÓS-INCÊNDIO	67
3.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
4	ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	69
4.1	INTRODUÇÃO	69
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	69
4.2.1	Sistema experimental.....	69
4.2.2	Tipos de cobrimento	70
4.2.3	Procedimento do ensaio.....	70
4.2.4	Amostras	71
4.2.5	Preparação das amostras	73
4.2.6	Instrumentação	73
4.2.7	Análise estatística.....	74
4.3	RESULTADOS	74
4.3.1	Experimento 60 min	74
4.3.1.1	Análise da temperatura	74
4.3.1.2	Impacto nas vigas de concreto armado	76
4.3.2	Experimento de 120 min	78
4.3.2.1	Análise da temperatura	78

4.3.2.2	Impacto nas vigas de concreto armado	79
4.3.3	Experimento de 210 min	79
4.3.3.1	Análise da temperatura	79
4.3.3.2	Impacto nas vigas de concreto armado	80
5	ANÁLISE NUMÉRICA	82
5.1	INTRODUÇÃO	82
5.2	SOFTWARES DE MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	83
5.3	MODELAGEM SEGUNDO O SOFTWARE ABAQUS	87
5.3.1	Módulo “PART”	88
5.3.2	Módulo “PROPERTY”	89
5.3.3	Módulo “ASSEMBLY”	89
5.3.4	Módulo “STEP”	90
5.3.5	Módulo “INTERACTION”	90
5.3.6	Módulo “LOAD”	91
5.3.7	Módulo “MESH”	91
5.3.8	Módulo “JOB”	91
5.3.9	Módulo “VISUALIZATION”	92
5.4	MODELO NUMÉRICO	92
5.4.1	Propriedades geométricas das vigas.....	92
5.4.2	Tipo de elemento finito.....	92
5.4.3	Malha de elemento finito.....	94
5.4.4	Propriedades dos materiais.....	95
5.4.5	Condições de contorno, carregamento e contato	97
5.4.6	Métodos de análise	99
5.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS.....	100
5.5.1	Análise das temperaturas.....	100
5.5.2	Análise mecânica.....	100
6	ANÁLISE PARAMÉTRICA	108
6.1	INFLUÊNCIA DA UMIDADE.....	108
6.2	INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO	110
7	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	112
7.1	CONCLUSÕES	112

7.2	DESENVOLVIMENTO FUTUROS.....	113
	REFERÊNCIAS.....	115

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No Brasil, as perdas decorrentes de incêndios em edificações têm aumentado em importância, visto que os sinistros vêm envolvendo cada vez maiores riscos, em face da crescente urbanização do país. Pesquisas apontam que o índice de incêndios registrados na Região Metropolitana do Recife (RMR) entre os anos de 2011 e 2013, que ocorreram em edificações foi de 38,29% (CORRÊA et al., 2015). Este número chama atenção da comunidade técnica local para a necessidade do aprofundamento no entendimento do comportamento estrutural da edificação quando submetido a elevadas temperaturas.

Em situação de incêndio, o concreto armado apresenta vantagem entre outros materiais, por ser um material incombustível, ele não exala gases danosos, tem baixa condutividade térmica e conseqüentemente, a temperatura que o afeta é distribuída de maneira não uniforme em seu interior. Porém, é igualmente conhecido que as temperaturas elevadas, usualmente presentes em incêndio, provocam fenômenos físicos e químicos que resultam na redução das propriedades mecânicas do concreto, tais como: resistências à compressão e à tração e módulo de elasticidade, com repercussão na capacidade resistente do elemento estrutural (OLIVEIRA, 2006).

Segundo Neville (1997), o concreto tem bom comportamento com respeito a resistência ao fogo, ou seja, o tempo que fica exposto ao fogo com desempenho satisfatório é relativamente grande, não ocorrendo desprendimento de gases tóxicos. Entendendo-se como desempenho satisfatório a capacidade de suportar cargas, a resistência a penetração de chamas e a resistência a transferência de calor.

Dentre as diversas causas que podem levar uma estrutura sujeita a altas temperaturas ao colapso, destacam-se a temperatura máxima atingida, o tempo de exposição, o traço de concreto, o tipo de estrutura, o elemento estrutural e a velocidade de resfriamento (MORALES; CAMPOS; FAGARELLO, 2011).

Quando uma estrutura é submetida a um alto valor de temperatura e o fogo eventualmente resfria à temperatura ambiente, a resistência residual do concreto neste momento, é a principal base para se avaliar o nível de dano e a segurança da estrutura. Esta informação tem uma influência considerável no trabalho de recuperação estrutural (GUO; SHI, 2011), porque, o valor da resistência após o resfriamento depende da temperatura atingida

durante o incêndio e da velocidade de resfriamento. Quanto mais rápido o resfriamento, mais prejudicial será para resistência do concreto (SILVA, 2012).

1.2 JUSTIFICATIVA

Estudos no mundo, relacionados à incêndio, tem estado em evidência nas últimas décadas, pois grandes sinistros levaram essa questão a ser estudada com mais atenção. É extremamente importante o entendimento do que ocorre com as estruturas de concreto armado submetidas a situações de incêndio, por fins econômicos e de segurança às vidas humanas. Além disso, também existe a preocupação com a solidificação e aprofundamento do conhecimento nesta área com vistas a contribuir para a construção de métodos precisos de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situações de incêndio e também na verificação da possibilidade no uso em uma estrutura que tenha sido submetida a tal sinistro. Diante disto, nota-se a necessidade de trabalhos cada vez mais específicos e detalhados sobre estruturas de concreto, para uma abordagem consistente sobre o tema, pois se trata de um material muito heterogêneo, constituído por cimento, agregados, ar e água, e apresenta uma assimilação complexa, quando exposto ao fogo. Motivado por este cenário foi desenvolvido este trabalho abordando de uma forma experimental e numérica, o impacto do incêndio em elementos de vigas de concreto armado. A escassez na literatura de estudos numéricos envolvendo estruturas de concreto submetidas a temperaturas elevadas, justificada pela grande dificuldade em sua modelagem, e a importância da compreensão do comportamento da recuperação da estrutura após o incêndio, também foram um estímulo para o estudo do tema.

1.3 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Como objetivos específicos da dissertação, o presente trabalho se propõe a:

- Estudar numericamente o comportamento da resistência residual em vigas de concreto armado submetidas ao fogo, com base em resultados de um programa de ensaios experimentais de resistência ao fogo, realizado por Oliveira (2006). A análise numérica, foi modelada no programa de elementos finitos ABAQUS, de acordo com as propriedades previstas nas NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, NBR 14323 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço

e concreto de edifícios em situação de incêndio - procedimento e 15200 – Projetos de Estrutura de Concreto em Situação de Incêndio.

- Validar o modelo numérico em relação ao modelo experimental, avaliando a distribuição da temperatura da viga quando aquecida, o deslocamento vertical no meio do vão, assim como a carga que a leva a ruptura.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação é organizada em sete capítulos.

No capítulo 1 são apresentadas algumas considerações gerais acerca do concreto armado, de modo a contextualizar a motivação e objetivos da dissertação.

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica relativa à temática dos elementos de concreto armado, onde se começam por apresentar algumas considerações gerais acerca do material.

No capítulo 3 faz-se uma descrição das propriedades físicas, mecânicas e térmicas do concreto e do aço das armaduras passivas em temperatura elevadas.

No capítulo 4 apresenta-se um resumo sobre os ensaios experimentais realizados, no âmbito do estudo do comportamento de vigas de concreto armado submetida a flexão pura, após o incêndio. Começa-se por descrever o sistema de ensaio utilizado. Também é descrita a forma como foi realizada a aquisição dos dados, bem como a designação utilizada para descrever os modelos, assim como os resultados obtidos experimentalmente.

No capítulo 5 aborda-se a modelação numérica após o fogo das vigas de concreto armado ensaiadas experimentalmente e apresentadas no capítulo anterior. Faz-se uma descrição dos modelos numéricos e uma descrição do processo de calibração (refinamento das malhas) elaborado durante a realização deste trabalho. Neste mesmo capítulo apresenta-se uma análise comparativa entre os resultados com eles obtidos e os obtidos experimentalmente.

No capítulo 6 faz-se um estudo paramétrico das vigas analisando o teor de umidade e a influências dos tipos de agregados na resistência do elemento estrutural.

No capítulo 7 apresentam-se as principais conclusões a que se chegou após a realização deste trabalho. Referem-se ainda possíveis desenvolvimentos de investigação futura.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 COMPORTAMENTO DO CONCRETO EM TEMPERATURAS ELEVADAS

Temperaturas elevadas degradam as propriedades mecânicas e alteram as propriedades térmicas e físicas do concreto. Segundo o NBR 15200:2012, aos 600°C o concreto apresenta uma redução da resistência característica à compressão de 55% e 40%, para concretos de agregados siliciosos e calcários, respectivamente. Da mesma maneira aos 800°C, apresentam uma redução de 85% e 73%, respectivamente.

Segundo Flether et al. (2006), o comportamento do concreto ao fogo está relacionado com alterações químicas que ocorrem no concreto sujeito à temperaturas elevadas. O concreto é um material muito heterogêneo, constituído por cimento, agregados, ar e água, pelo que a compreensão da resposta do material quando exposto ao fogo é especialmente complexa. Para temperaturas entre os 100-140°C a água livre vaporiza contribuindo para o aumento da pressão de vapor no concreto. Por volta dos 400°C o hidróxido de cálcio presente no cimento começa a desidratar gerando ainda mais vapor de água. Sensivelmente por volta dos 575°C, o quartzo presente nos agregados aumenta de volume, e os agregados calcários decompõem-se aos 800°C.

Um fator que contribui para a redução significativa das propriedades resistentes do concreto é a diferente dilatação térmica dos seus constituintes, nomeadamente, cimento e agregados, contribuindo para uma maior fendilhamento e spalling. No que se refere à condutividade térmica, o concreto apresenta uma condutividade térmica muito mais baixa que o aço, contribuindo para manter baixa a temperatura no interior do elemento, conservando desta forma suas características originais.

Segundo Castro, Tiba e Pandolfelli(2011), o comportamento do concreto submetido a altas temperaturas é determinado pela matriz de cimento, agregados, teor de umidade, estrutura de poros e carregamento aplicado, além da temperatura máxima, tempo de exposição e taxas de aquecimento e arrefecimento.

Segundo Dal Pont, Meftah e Schrefler (2011), os fenômenos físicos que ocorrem no concreto durante seu aquecimento são complexos e cada processo está correlacionado com outros. Estes mesmos autores referem que os principais fenômenos envolvidos são a condutividade térmica (que depende do grau de saturação do material), difusão e os fluxos de líquido (ar e vapor de água que preenchem os poros) devido a gradientes de concentração e de pressão, efeitos capilares (devido a tensões exercidas na superfície), mudança de fase da água

e transformações químicas (por exemplo desidratação da pasta de cimento) o que envolve uma considerável quantidade de energia consumida. Estes fenômenos induzem alterações na microestrutura do material, que podem modificar estes processos de transferência de calor e massa.

À altas temperaturas o concreto sofre alterações físicas e químicas que alteram as suas propriedades de uma forma pouco linear devido à heterogeneidade do mesmo, constituído pela pasta de cimento e pelos agregados. Para predeterminar a resposta de estruturas de concreto durante e após a exposição em elevadas temperaturas é essencial que as propriedades microestruturais deste material sejam totalmente compreendidas (NOUMOWE, 2005). A estrutura do concreto pode ser dividida em aproximadamente três níveis:

Nos níveis micro e meso o concreto sofre tanto mudanças físicas quanto químicas. Fisicamente, as dilatações e as retrações térmicas promovem uma grande mudança de volume que resulta em altas tensões e deformações internas, levando à microfissuração e, conseqüentemente, à redução da resistência mecânica do material. Adicionalmente, a estrutura de poros (porosidade, térmicos e hídricos são formados permitindo a migração da água (difusão e secagem) e, no caso particular dos concretos de alta resistência, ocorre o desenvolvimento de altas pressões nos poros, levando ao spalling do material. Quimicamente, as altas temperaturas aumentam a desidratação e promovem a decomposição da pasta de cimento endurecida e dos agregados. No nível macro, em função das alterações observadas nos níveis anteriores, a resistência, a dureza e a tenacidade – propriedades fundamentais para o comportamento do concreto na ruptura – são reduzidas e o material passa por deformações irreversíveis, aumentando o dano na estrutura (CHAN; LUO; SUN, 2000).

Num estudo realizado por Xiao e König (2004) concluiu-se que o comportamento ao fogo de concretos de alta resistência é distinto dos concretos comuns, apresentando uma redução mais acentuada do módulo de elasticidade para o primeiro em uma determinada temperatura. Outras conclusões importantes foram que a resistência mecânica do concreto durante o incêndio é superior em comparação com o após incêndio e que os concretos apresentam uma perda significativa das suas propriedades mecânicas por volta dos 300°C. Também se verificou que o concreto apresenta comportamento diferente em função do tipo de resfriamento, é que a resistência à compressão é mais afetada no resfriamento com água do que no resfriamento ao ar.

As alterações físicas e químicas do concreto têm como consequência uma redução da resistência à compressão, que se mantém sensivelmente constante até próximo dos 600°C, reduzindo-se drasticamente para temperaturas superiores. A temperatura crítica do aço situa-se

entre os 500 e os 550°C, sendo apenas ligeiramente inferior à temperatura para a qual o concreto mantém as propriedades constantes. No entanto, a condutividade térmica do concreto é muito mais baixa que a do aço, pelo que, grande parte da seção mantém as características resistentes originais.

Segundo Castro, Tiba e Pandolfelli (2011), apesar do concreto ser considerado um material com bom comportamento à ação do fogo, verifica-se, na prática que o seu desempenho é consideravelmente prejudicado pelas altas temperaturas. Além disso, o comportamento do concreto de resistência normal e do concreto de alta resistência sob altas temperaturas é distinto. O concreto de alta resistência apresenta uma maior sensibilidade às altas temperaturas devido à sua porosidade reduzida, sendo as duas diferenças principais relacionadas com a perda relativa das propriedades mecânicas (resistência à compressão e módulo de elasticidade) e com a ocorrência de spalling na faixa de temperatura entre os 100 °C e 400 °C. A utilização de fibras de polipropileno melhora o comportamento do concreto devido a mecanismos potenciais para o alívio da pressão nos poros que podem ser de duas formas: os reservatórios descontínuos (bolhas de ar e microfissuras) para acomodar o vapor em expansão e os canais contínuos para a migração do vapor de água. A eficiência dos mecanismos de alívio de pressão não depende apenas das características do material polipropileno, mas também das características da própria fibra relacionadas com suas dimensões.

Um outro dado relevante é que o fenômeno de spalling compromete drasticamente a capacidade resistente ao fogo de elemento de concreto. Este assunto e seus fatores serão abordados numa seção independente.

O aço para as armaduras também apresenta uma redução das propriedades. No entanto, o aço é um material homogêneo, sendo por isso mais fácil prever o seu comportamento. Segundo Khoury (2000), para temperaturas inferiores a 300 e 400°C, no caso de aço laminados a quente e formados a frio, respectivamente, as suas propriedades resistentes são conservadas. No entanto, segundo a mesma fonte, para uma temperatura de 600°C existe uma redução de 53 e 60% do valor característico da tensão de escoamento, para aço laminado a quente e formado a frio, respetivamente.

Já segundo Silva et al. (2006), a elevação da temperatura no aço provoca transformações em sua cristalografia. O ponto eutético é aquele em que a austenita começa a se transformar em perlita. Até o aço atingir a temperatura correspondente ao ponto eutético (cerca de 720 °C), pode-se considerar que ele recupera totalmente a resistência inicial ao ser resfriado. Além dessa temperatura, o aço perde alguma resistência.

2.2 IMPACTO DO INCÊNDIO NA CAPACIDADE RESISTENTE DO CONCRETO ARMADO

Diversas são as condições de ensaios das propriedades mecânicas do concreto. Lista-se a seguir, de forma resumida, as mais relevantes para o estudo com suas principais observações.

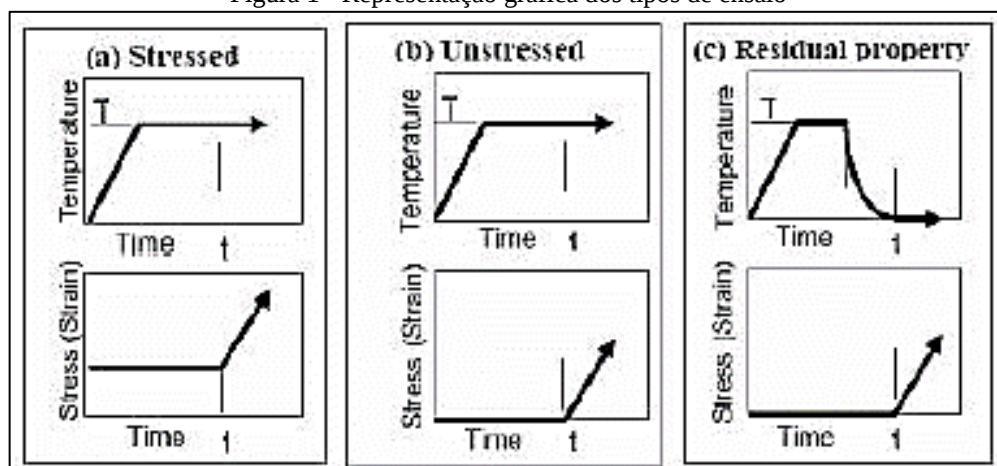
2.2.1 Método de ensaio

Phan e Carino (1996), em uma extensa revisão sobre o desempenho do concreto de alta resistência em situação de incêndio, classifica os ensaios em três tipos:

- Ensaio com pré-carregamento (stressed test): Um percentual da carga de ruptura (20% a 40%) é aplicado, em seguida eleva-se a temperatura até o valor desejado, ao final do tempo de exposição aplica-se o restante da carga até a ruptura;
- Ensaio sem pré-carregamento (unstressed test): Não há percentual de carga aplicada inicialmente, eleva-se a temperatura ao valor desejado e, em seguida, aplica-se a carga até a ruptura;
- Ensaio de resistência residual sem pré-carregamento (unstressed residual strength test): A amostra é aquecida até o valor desejado, sem pré-carregamento, após o final do tempo de exposição esta é resfriada e só então se aplica a carga até a ruptura.

A Figura 1 ilustra os tipos de teste descritos acima.

Figura 1 - Representação gráfica dos tipos de ensaio



Fonte: Phan e Carino, 1996.

Baseado nos resultados de diversos experimentos, Phan e Carino (1996) apresentam uma série observações relevantes. A seguir são expostas estas informações, e complementadas quando necessário.

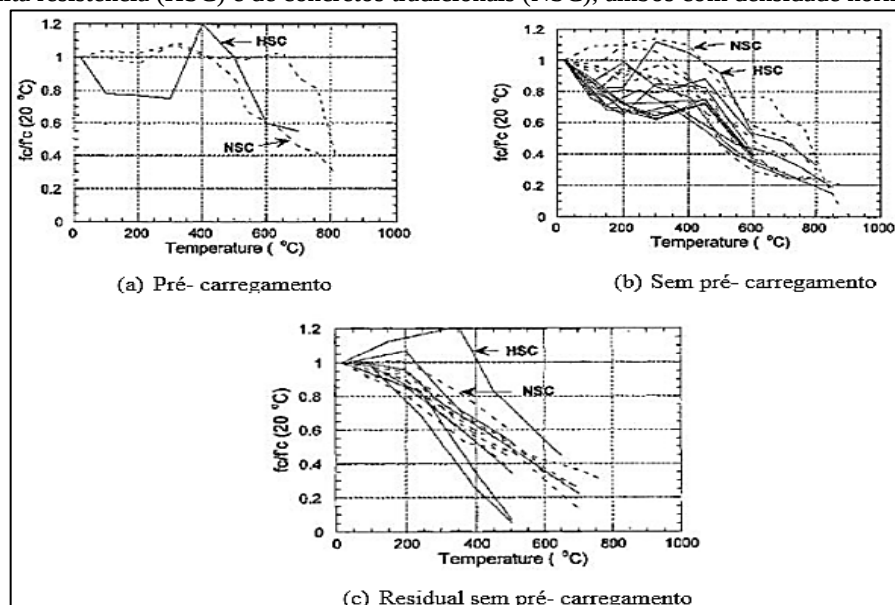
Concretos de densidade normal e ensaiados no estado estável de temperatura, apresentam o seguinte comportamento em relação à resistência à compressão e o método de ensaio:

Ensaio com pré-carga ou sem pré-carga: Comportamentos parecidos com uma redução inicial entre a temperatura ambiente e 100 °C/200 °C, em seguida, uma fase de estabilização ou ganho da resistência até 400 °C e, posterior fase de perda acentuada de resistência a partir dos 400 °C.

- Ensaio de resistência residual sem pré-carga: Pequeno ganho ou pequena perda entre a temperatura ambiente e 200 °C e, em seguida, uma a fase de perda acentuada a partir de 200 °C;
- Ensaio de resistência residual sem pré-carga (unstressed residual test) apresentam maiores perdas de resistência à compressão do que ensaios com pré-carga (stressed test) ou sem pré-carga (unstressed test) (NEVILLE, 1997; PHAN; CARINO, 1996; XIAO; KONIG, 2004).

A Figura 2 resume os resultados descritos acima.

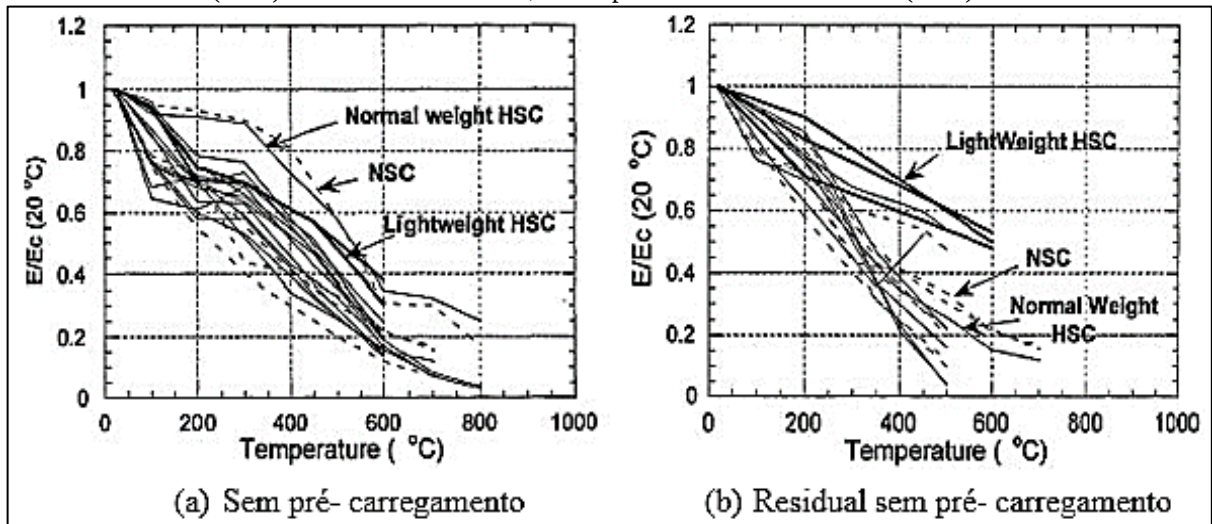
Figura 2 - Relação entre o fator de redução ($f_c\theta/f_c$) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade normal



Fonte: Phan e Carino, 1996.

O módulo de elasticidade, apresenta uma diminuição contínua à medida que a temperatura cresce. Esta redução já é observada antes mesmo dos 100 °C. A Figura 3 apresenta os resultados para o módulo de elasticidade obtidos por Phan e Carino (1996).

Figura 3 - Relação entre o fator de redução ($E\theta/E$) da resistência à compressão e a temperatura para concretos de alta resistência (HSC) com densidade normal, leve e para concretos tradicionais (NSC) densidade normal



Fonte: Phan e Carino, 1996.

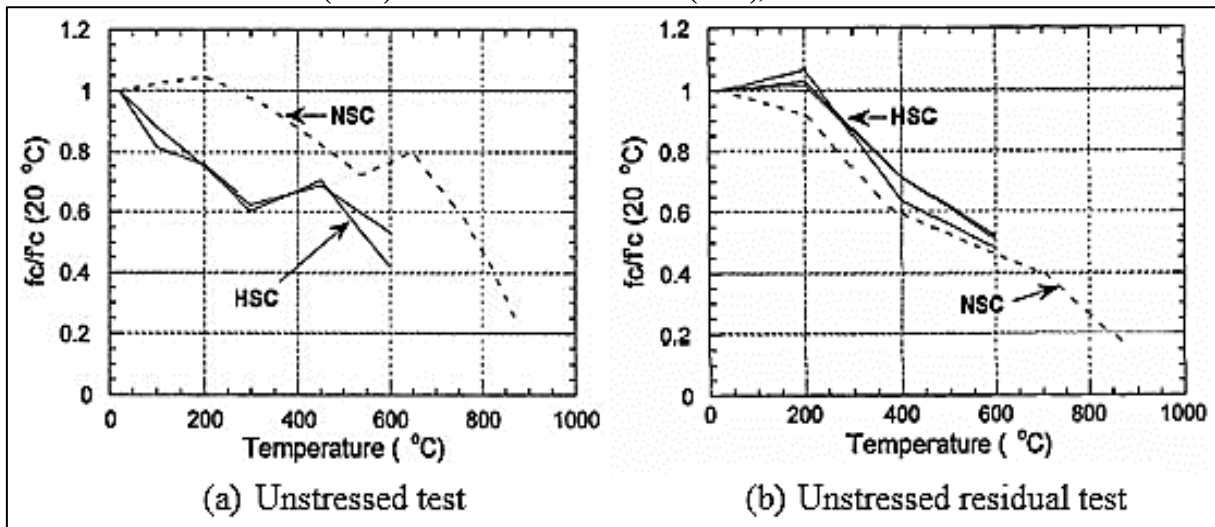
Ensaiois residuais para determinação do módulo de elasticidade a elevadas temperaturas (residual unstressed test) apresentam perdas maiores do que ensaios sem pré-carga (unstressed test) (XIAO;KONIG, 2004). Este comportamento assemelha-se com o apresentado pela resistência à compressão.

Não existem dados de ensaio com pré-carga para módulo de elasticidade (PHAN; CARINO, 1996).

2.2.2 Densidade normal e densidade leve

Até agora se discutiu resultados para concreto de densidade normal. No entanto, observa-se diferença em resultados obtidos com concreto de densidade leve tanto na resistência à compressão (Figura 4) quanto no módulo de elasticidade (Figura 3).

Figura 4 - Relação entre o fator de redução (f_{c0}/f_c) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade leve



Fonte: Phan e Carino, 1996.

Phan e Carino (1996) apresenta as seguintes observações resumidas a respeito da densidade do concreto:

- Teste sem pré-carga: O comportamento de concretos de densidade leve é semelhante ao de densidade normal tanto para a resistência à compressão quanto para o módulo de elasticidade;
- Teste residual sem pré-carga: Para a resistência à compressão o comportamento é semelhante entre o leve e o normal. Já no módulo de elasticidade, concretos de densidade leve apresentam perda menor que concretos de densidade normal (Figura 3 – b);
- Teste com pré-carga: Não existem resultados suficientes para conclusões sobre o efeito da densidade leve para este tipo de ensaio, tanto para o módulo de elasticidade quanto para a resistência à compressão.

Porém, Niu et al. (1996 apud XIAO; KONIG, 2004) afirmam que concretos de densidade leve apresentam melhor resistência à compressão quando submetidos ao fogo do que concreto com densidade normal.

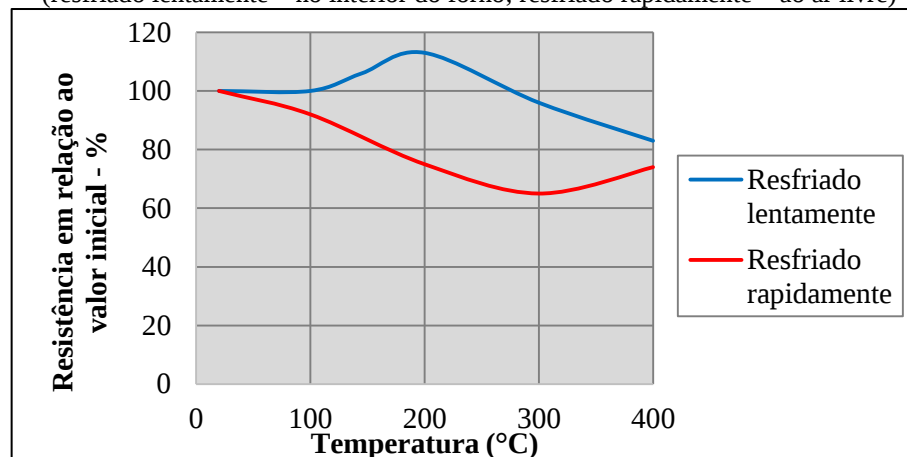
2.2.3 Resfriamento brusco e resfriamento lento

A forma de resfriamento é outro fator que influi na redução de resistência do concreto. Segundo Xiao e Konig (2004) até 400°C o resfriamento brusco provoca perdas maiores. Isto

se deve à maior quantidade de fissuras provenientes do choque térmico ao ser submerso em água. Após 600 °C, a diferença torna-se insignificante.

Ainda segundo Xiao e Konig (2004), o resfriamento dentro da câmara de combustão apresentaria perdas menores do que ao ar livre (lento), uma vez que a taxa de resfriamento seria ainda menor. Observação também feita por Neville (1997), na Figura 5.

Figura 5 - Efeito do tipo de resfriamento na resistência à compressão do concreto (resfriado lentamente – no interior do forno; resfriado rapidamente – ao ar livre)



Fonte: Neville, 1997.

Concretos de agregado calcário, acima de 500 °C, se resfriados com água podem apresentar maiores decréscimos na resistência (XIAO; KONIG, 2004). Este comportamento pode ser explicado pela reação dos óxidos de cálcio com a água. Esta reidratação da cal é expansiva e abrupta podendo provocar danos adicionais ao concreto endurecido (LI; QIAN; SUN, 2004). Este aspecto é relevante, pois em estruturas antigas, como monumentos históricos, é facilmente observado agregado carbonatado e a consequente extinção de um possível incêndio com água poderia aumentar os danos. A adição de pozolanas pode reduzir o efeito mencionado acima, no entanto, diminuem a permeabilidade contribuindo para o fenômeno conhecido como lascamento ou spalling.

2.2.4 Estado estável (steady-state) e estado transiente (transient-state) de temperatura

Anteriormente foi mencionado que uma peça estrutural durante o incêndio é submetida a altas taxas de aquecimento, o que, devido à baixa difusividade do concreto, causa gradientes de temperatura entre a superfície e o seu centro. Desse modo, ensaios no estado estável de temperatura podem não representar com fidelidade a situação ocorrida no incêndio. Esta

necessidade em estudar o comportamento do concreto no estado transiente de temperatura (i.e. transient-state) é ressaltada por Scheneider (1988), Phan e Carino (1996) e Li, Qian, Sun (2004).

Estudos das propriedades residuais no concreto no estado transiente foram realizados por Rios et al. (2005).

Rios (2005) realizou uma série de experimentos em que foram aquecidos corpos-de-prova cilíndricos de concreto, de dimensões 15cm x 30 cm, durante 30 minutos. No interior da câmara de combustão, observaram-se 2 zonas de temperatura distintas, a primeira com a máxima em torno de 450 °C e a segunda com a máxima em torno de 600 °C.

Os corpos-de-prova durante toda a exposição estavam no estado transiente de temperatura. A Tabela 1 resume as temperaturas observadas no interior dos corpos-de-prova ao final da exposição e a Tabela 2 apresenta um resumo do valor da resistência à compressão obtida.

Tabela 1 - Distribuição de temperaturas no interior dos corpos-de-prova ao final da exposição

Profundidade	Temperatura	
	Região 450 °C	Região 600 °C
0 mm (face)	450 °C	600 °C
3,75 cm (meia-distância)	100 °C	120 °C
7,5 cm (centro do corpo-de-prova)	80 °C	110 °C

Fonte: Rios, 2005.

Tabela 2 - Resumo dos resultados obtidos para resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto no estado transiente de temperatura

Condições de Ensaio	Temperatura máxima de exposição	
	450 °C	600 °C
Resistência residual sem pré-carregamento e com resfriamento ao ar livre (lento)	32,3 MPa 77,10%	37,2 MPa 88,70%
Resistência residual sem pré-carregamento e com resfriamento submerso em água (brusco)	32,8 MPa 78,30%	29,20MPa 69,60%
Resistência residual sem pré-carregamento e sem resfriamento	29,6 MPa 73,50%	35,5 MPa 88%

Fonte: Rios, 2005.

É interessante observar que para a região de 600 °C o resfriamento brusco provocou o aumento dos danos no concreto gerando resultados mais baixos semelhante ao que acontece no estado estável de temperatura. O ensaio sem pré-carregamento, seja com resfriamento lento ou sem resfriamento, produziram resultados semelhantes, diferentemente do que acontece no estado estável de temperatura.

Na região de 450 °C, os resultados nas três condições de ensaio foram bastante próximos, com resultados levemente inferiores no ensaio sem pré-carregamento (sem

resfriamento). Isto mais uma vez não reflete as diferenças evidentes entre os métodos no estado estável de temperatura.

Outro fato, importante é a observação de lascamento explosivo, mesmo com a utilização de concreto tradicional e com baixa umidade. Isto reflete a necessidade de entender melhor este fenômeno mesmo para este tipo de concreto.

2.2.5 Fenômeno de recuperação das propriedades mecânicas

Poon et al. (2001) e Xiao e Konig (2004) relatam a recuperação nas propriedades mecânicas do concreto após um certo período de re-cura. Esta pode ser ao ar livre ou saturada. Geralmente, a recuperação já pode ser observada após 7 dias estendendo-se até cerca de 2 meses. No início a taxa de recuperação é mais elevada, depois o processo tende a se estabilizar. Este fenômeno deve-se basicamente a uma ou várias das seguintes reações: reidratações parciais dos novos silicatos de cálcio formados após o fogo; hidratação de partículas de cimento que não reagiram anteriormente; reidratação da cal; reações com as pozolanas não hidratadas; carbonatação da cal, este efeito pode ser danoso para o concreto.

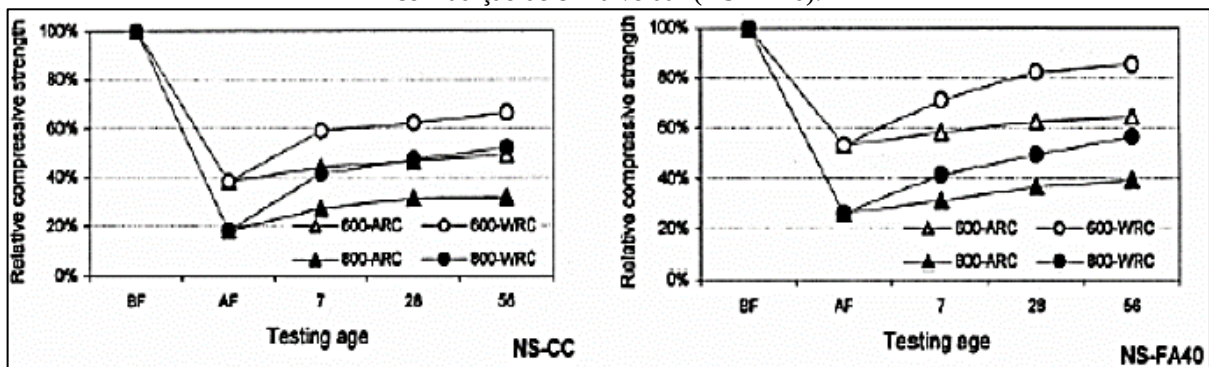
Alguns dos resultados apresentados por Poon et al. (2001) encontram-se reproduzidos na Figura 6 e algumas observações são ressaltadas abaixo:

- Concretos de alta resistência (HSC) apresentam melhor recuperação da resistência quando comparados com o concreto tradicional (NSC);
- A recuperação é mais rápida e elevada quando a re-cura é saturada;
- A recuperação de concretos expostos a 600 °C é maior do que os expostos a 800 °C, uma vez que o gel C-S-H é quase que totalmente destruído a temperatura de 800 °C;
- Adições de pozolonas, especialmente cinza volátil podem melhorar a recuperação;
- Concretos confeccionados unicamente com cimento portland comum não apresentaram recuperação. Isto pode ser explicado pelas reações expansivas de reidratação da cal que provocam danos ao concreto. Estas reações podem ser controladas com a adição de pozolonas;
- As reações de reidratação preenchem os capilares e as fissuras restituindo parte da impermeabilidade e a resistência. No entanto, ao final a maioria dos concretos permanecem bem mais permeáveis do que antes do incêndio. Esta

permeabilidade pode comprometer a durabilidade da estrutura mesmo que esta recupere sua capacidade resistente;

- A re-cura recupera a porosidade significativamente atingindo valores próximos ao original;
- Após a re-cura é observada redução das fissuras.

Figura 6 - Recuperação de resistência à compressão após 7, 28 e 56 dias, de re-cura ao ar livre (ARC) e saturada em água (WRC) para concretos tradicionais com cimento portland comum (NS-CC) e com adição de cinza volátil (NS-FA40).



Fonte: Poon et al., 2001.

2.2.6 Fenômeno do lascamento (spalling)

O lascamento (i.e. spalling) é o desprendimento de porções (“pedaços”) de concreto devido à ação do fogo. O lascamento pode ser explosivo com uma grande liberação de energia, neste caso, dá-se o nome de lascamento explosivo.

Em estruturas de concreto armado este fenômeno é relevante, pois, elimina o recobrimento de concreto que atua como proteção do aço e expõe a armadura principal à ação direta do fogo. Deste modo, altas temperaturas são rapidamente alcançadas e distribuídas nas barras de aço. Este fenômeno é progressivo uma vez que expõe novas camadas do concreto a ação do fogo, resultando em novos lascamento e/ou temperaturas mais elevadas ao longo da peça. A seguir, ilustra-se efeitos do lascamento em estruturas de concreto armado (Figura 7 a Figura 10).

Figura 7 - Lascamento explosivo nos anéis do Channel Tunnel – França/Inglaterra (1996)



Fonte: Costa, Figueiredo e Silva (2002b).

Figura 8 - Colapso parcial da estrutura dos anéis do Gotthard Tunnel induzidos por lascamento - Suíça



Fonte: Costa, Figueiredo e Silva (2002b).

Figura 9 - Cavidades devido ao lascamento no Mont Blanc Tunnel – França/Itália (1999)



Fonte: Costa, Figueiredo e Silva (2002b).

Figura 10 - Colapso parcial da estrutura dos anéis do Gotthard Tunnel induzidos por lascamento - Suíça



Fonte: Costa, Figueiredo e Silva (2002b).

Na maioria dos projetos em situação de incêndio assume-se que a peça estrutural permanecerá intacta, ou melhor, só ocorrerá redução de sua capacidade resistente. Esta consideração não é válida na ocorrência dos lascamentos (BUCHANAN, 2001).

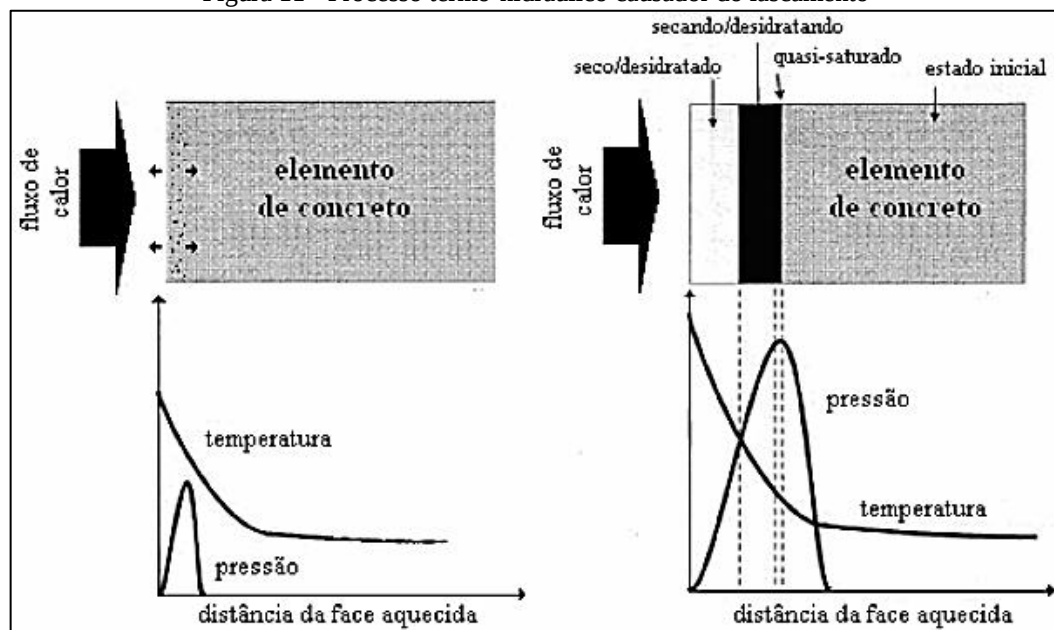
Kalifa et al. (2000) explica o mecanismo do lascamento através de dois processos simultâneos: o termo-mecânico e o termo-hidráulico.

- Termo-mecânico – deve-se às dilatações provenientes dos gradientes térmicos a qual é submetida a peça. Isto resulta em tensões de tração perpendiculares a face exposta;
Como mencionado anteriormente, surgem incompatibilidades de deformação entre a pasta e os agregados;

- Termo-hidráulico – é associado às mudanças de estado da água e a expansão do ar existente na rede de poros devido às altas temperaturas. Isto resulta em altas pressões de vapor e gradientes de pressão. O vapor d'água e o ar migram para a face aquecida ou para o centro da peça, sendo no último condensado o mais breve possível para atender as condições termodinâmicas. Isto resulta em uma fina camada quase-saturada separando a zona seca/secando da zona no estado inicial. Esta camada quase-saturada atua como uma barreira impermeável para os gases. Próximo a esta localiza-se a região de pressão máxima onde ocorrerá a separação das camadas.

A Figura 11 ilustra o processo termo-hidráulico descrito acima.

Figura 11 - Processo termo-hidráulico causador do lascamento



Fonte: Kalifa et al., 2000.

Buchanan (2001) afirma que este fenômeno ainda não é bem compreendido por ser função de diversos fatores como, por exemplo, umidade, permeabilidade e porosidade. Hertz (2003) lista os fatores que podem contribuir para o lascamento. São eles:

- Baixa resistência à tração;
- Altas taxas de armaduras;
- Alta taxa de aquecimento, como as observadas durante o incêndio;
- Aquecimento assimétrico (situação comumente observada em incêndios);

- Partes pouco espessas de seções transversais;
- Variações de recobrimento de partes na mesma seção transversal;
- Engastes;
- Tensões térmicas;
- Forma da superfície (curvas ou cantos-vivos);
- Pré-carregamento e tensões de compressão;
- Alto teor de água livre e de umidade no concreto;
- Baixa permeabilidade;
- Poros fechados preenchidos com água.

Dentre estes fatores, Hertz (2003) conclui que a umidade é a variável principal para o lascamento. Segundo ele, não ocorrerá lascamento em concretos tradicionais secos a uma profundidade de 2 cm a 3cm. E ainda, concretos tradicionais com umidade entre 3% e 4% em massa possuem um risco limitado de ocorrência do lascamento e com umidade inferior a 3% não existe condição para tal fenômeno. Sendo assim, afirma ser razoável não considerar o lascamento em estruturas internas em concreto tradicional.

Hertz (2003) ainda afirma que a adição de partículas finas, inferiores aos grãos de cimento (ex. micro sílica), aumenta a probabilidade da ocorrência de lascamento. As demais razões podem contribuir para o fenômeno, mas não causá-lo por si só. As altas taxas de aquecimento ainda são uma condição necessária.

A influência da resistência original do concreto (concreto tradicional ou concreto de alta resistência) ainda se constitui um aspecto sem consenso. Kalifa et al. (2000) apresenta resultados experimentais que sugerem que concretos de alta resistência são mais propícios ao lascamento. Meyer Ottens (1972 apud HERTZ, 2003) afirma que o lascamento não são afetado por valores de resistência originais.

O uso de fibras de aço ou orgânicas como as de polipropileno são soluções que podem ser adotadas para minimizar a probabilidade de ocorrência do lascamento. Outras modificações mais simples, como mudança na geometria das peças, uso de proteção externa, ou até mesmo a restrição quanto ao uso de certos tipos de concreto também podem ser utilizadas.

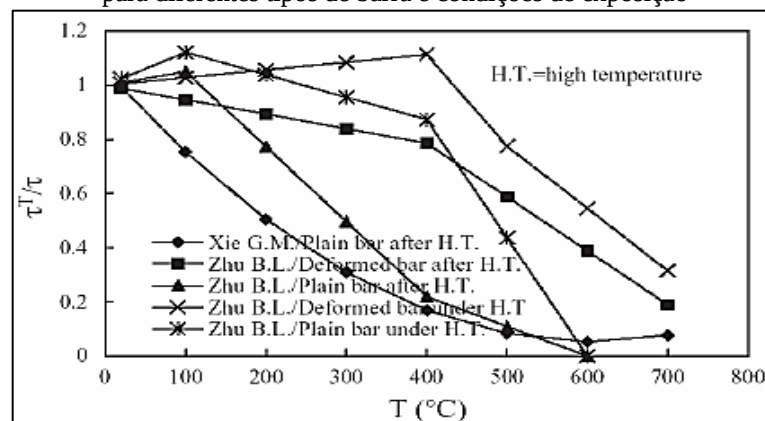
2.3 EFEITO DE TEMPERATURAS ELEVADAS NO AÇO

O aço não possui a heterogeneidade do concreto. Isto simplifica um pouco a análise de seu desempenho durante um incêndio. No entanto, isto não significa que mereça menos atenção do que o concreto. Pelo contrário, características como seções mais delgadas e maior condutividade térmica, comumente observadas em estruturas de aço, fazem com que o desempenho destas estruturas em situação de incêndio seja mais comprometido do que em estruturas de concreto armado.

2.3.1 Redução da aderência aço-concreto

A aderência na interface aço-concreto é essencial para o correto desempenho de estruturas projetadas em concreto armado. As forças que promovem esta ligação aço-concreto são de: aglutinação e de atrito. Durante o incêndio, devido às diferenças nas propriedades térmicas, o aço dilata-se mais do que o concreto. Esta diferença provoca o aumento da força de atrito solicitante na armadura. Por outro lado, a capacidade resistente da força de aglutinação é reduzida devido a redução da resistência à tração do concreto que é observada a elevadas temperaturas. Xiao e König (2004) afirmam que esta redução após o incêndio é mais significativa do que durante o incêndio, principalmente se o resfriamento for brusco (Figura 12).

Figura 12 - Fator de redução da resistência de aderência aço-concreto para diferentes tipos de barra e condições de exposição

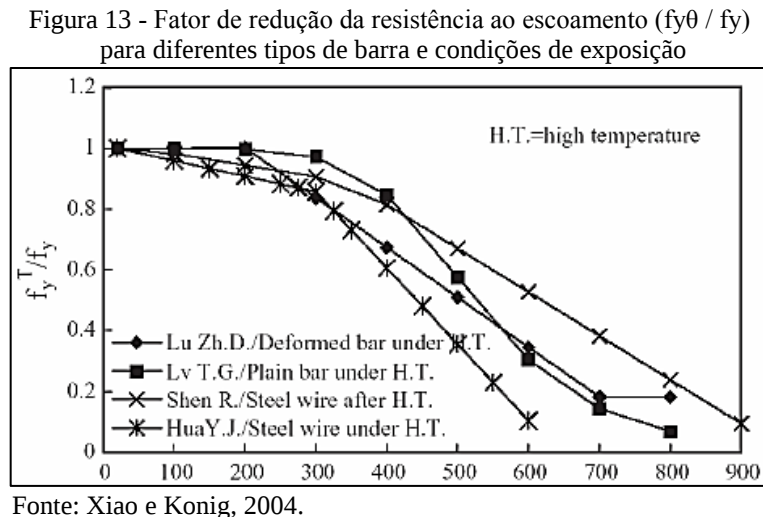


Fonte: Xiao e König, 2004.

Esses resultados são relevantes para a compreensão da redução da capacidade resistente da peça como um todo, uma vez que, observa-se danos bem maiores no aço do que aqueles

observados na resistência à compressão do concreto, principalmente caso as barras utilizadas sejam lisas.

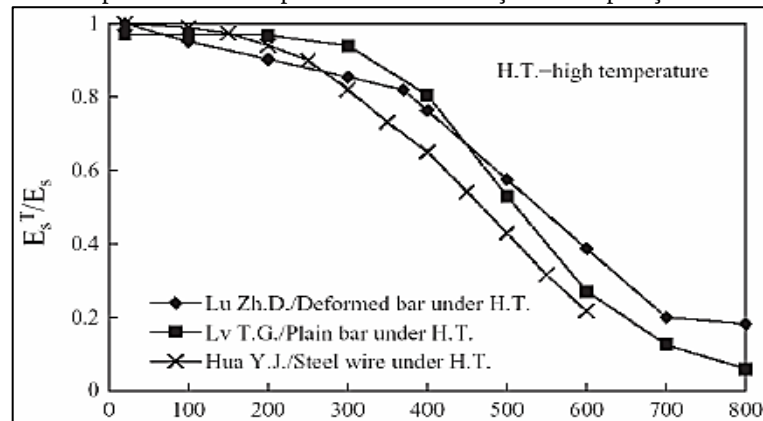
A Figura 13 apresenta alguns experimentos para determinação da redução de resistência à tração do aço realizados por diversos autores (Lu, Zh.D.; Lv T. G.; Shen R.; Hua Y.J.) e apresentados em Xiao e Konig (2004).



Xiao e Konig (2004) ainda chamam a atenção para o fato da redução de resistência à tração do aço iniciar-se a temperaturas menores nos ensaios sem pré-carga (unstressed test) do que nos ensaios residuais sem pré-carga (residual unstressed test). Em outras palavras, sugere-se que a pior situação para o aço é observada durante o incêndio, uma vez que neste aspecto apresenta comportamento inverso ao concreto que apresenta reduções maiores nos testes residuais.

A Figura 14 apresenta a redução para o módulo de elasticidade apresentados em Xiao e Konig (2004).

Figura 14 - Fator de redução da resistência ao escoamento ($f_y\theta / f_y$) para diferentes tipos de barra e condições de exposição



Fonte: Xiao e Konig, 2004.

2.4 MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A NBR 15200:2012 agrupa os métodos para verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio em quatro grupos: método tabular, simplificado, avançado e experimental. No entanto, só fornece informações detalhadas para projeto sobre o primeiro. Para os demais ela se limita a permitir o uso sem entrar em maiores detalhes.

A seguir é apresentado um breve resumo das considerações e aplicabilidade de cada um destes métodos.

a) Método tabular

Propõe cobrimentos mínimos (c) em concreto ou materiais isolantes, como argamassas a base de vermiculita e gesso, para proteção da região da peça exposta ao fogo. Esta verificação considera o tipo de elemento estrutural, sua geometria e o TRRF (Tempo requerido de resistência ao fogo), trabalhando, dessa forma, no domínio do tempo. Estas tabelas são encontradas em diversas normas de diversos países (ACI 216R, EN1992-1-2, entre outros).

A Tabela 3 apresenta valores de cobrimento de concreto para vigas biapoiadas extraídas da NBR 15200:2012.

Tabela 3 - Cobrimento mínimo para vigas biapoiadas. Fonte: NBR 15200:2012

TRRF * min	Combinações de bmin/c mm/mm				bwmin mm
	1	2	3	4	
30	90/25	120/20	160/15	90/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

*Tempo requerido de resistência ao fogo.

Fonte: ABNT NBR 15200, 2012.

As versões mais recentes das normas internacionais, como EN 1992-1-2 (2010), já consideram aspectos de estanqueidade, esbeltez, condições de vínculos, taxas de armadura e carregamento.

Os métodos tabulares têm como vantagem a praticidade e facilidade de aplicação. No entanto, se restringem aos elementos usuais apresentados nas tabelas.

b) Métodos simplificados

Propõe uma análise no domínio da resistência, identificando a redução da capacidade resistente da seção em função da temperatura atingida. Seu uso é aconselhado para verificação de elementos individuais. Basicamente, utilizam a consideração que em certa temperatura o concreto passa a oferecer resistência nula, ou seja, simula a redução de resistência à compressão do concreto através de uma redução da seção geométrica definida pela isoterma da temperatura limite (i.e. temperatura a partir da qual a resistência do concreto é considerada zero). As propriedades mecânicas das barras de aço são afetadas por coeficientes de redução prescritos em normas.

Os métodos simplificados mais conhecidos são o método de Hertz e o método dos 500 °C. Ambos os procedimentos de cálculo se resume em:

- Determinar a distribuição de temperatura na seção estudada;
- Reduzir a seção transversal (i.e. despreza-se a região acima da temperatura crítica);
- Determinar a temperatura das barras de aço;
- Estimar a capacidade resistente da seção de forma semelhante à verificação a temperatura ambiente;

- Comparar a capacidade resistente em dada temperatura elevada com a resistência a temperatura ambiente.

Caso somente a região tracionada seja atingida por temperaturas relevantes (i.e. críticas), como é o caso de algumas lajes e vigas T, por exemplo, a verificação limita-se a redução na capacidade resistente do aço.

Em situações em que a região comprimida também é afetada, como é o caso de vigas hiperestáticas e pilares, é necessária a verificação tanto do concreto (i.e. redução da seção) como a do aço (i.e. redução das propriedades mecânicas).

As normas internacionais, geralmente, não apresentam maiores detalhes sobre estes métodos, deixando os projetistas livres para aplicar suas considerações para o dimensionamento. Apesar disto, diversos trabalhos têm abordado tais métodos deixando seu procedimento de cálculo bastante difundido. A exemplo destes trabalhos, cita-se Buchanan (2001) e Costa, Rita e Silva (2006).

c) Métodos avançados de cálculo

Em uma estrutura real, a hiperestaticidade comum das estruturas, aumenta a capacidade de resistência ao fogo, uma vez que o colapso não é verificado com o alcance do estado plástico em apenas uma das seções da peça estrutural.

Por outro lado, as altas temperaturas desenvolvidas provocam deformações adicionais das consideradas no projeto a temperatura ambiente (i.e. deformações provenientes da tensão aplicada). São as deformações provenientes da dilatação dos corpos, do fenômeno de *creep* potencializado pelo incêndio e devido a gradientes de temperatura existentes nas seções e ao longo da peça. Como nas estruturas existem restrições a estas deformações, surgem esforços de 2ª ordem (i.e. esforços adicionais) na estrutura.

Uma análise por completo destas estruturas, devido a esta complexidade, só é possível com softwares específicos como, por exemplo, o SAFIR ou VULCAN ou por simulações com programas genéricos, como o ANSYS ou ABAQUS, capazes de modelar a estrutura através do uso de métodos numéricos.

Como exemplo cita-se o estudo feito por Lakhani et al. (2016), onde esta abordagem foi desenvolvida e validada anteriormente contra os testes monotônicos disponíveis na literatura sobre vigas de concreto armado após exposição ao fogo (estado residual) para obter a resposta de deflexão de carga das vigas. O procedimento de análise é validado com dois testes em vigas

disponíveis na literatura e excelente aproximação entre os resultados experimentais e analíticos é obtido para ambos os casos. O estudo também discutiu o código interno desenvolvido para realizar a análise de transferência de calor transiente 2D e a obtenção de relações momento-curvatura. O módulo para calcular as características de curvatura do momento foi validado com sucesso com dois experimentos disponíveis na literatura. A modelagem foi realizada no âmbito da análise da matriz de rigidez e agrupada abordagem de plasticidade usando software comercial SAP2000®

Na seção 5.2 desta pesquisa são apresentados alguns softwares de modelagem de estruturas em situação de incêndio.

d) Métodos experimentais

Os métodos experimentais podem ser utilizados para verificação de peças já confeccionadas como é o caso de pré-moldados. Geralmente, é utilizado em último caso devido ao custo elevado, ao grande número de variáveis que podem influenciar a análise dos resultados e a impossibilidade de reprodução da situação real.

2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O crescente desenvolvimento de métodos de cálculo para avaliar a resistência ao fogo, criação de modelos matemáticos, de modelagens numéricas bem como o desenvolvimento de programas computacionais capazes de considerar cada vez mais parâmetros na sua análise, vêm permitir calcular a resistência ao fogo de vigas sem ser necessário recorrer a ensaios experimentais.

3 PROPRIEDADES DO CONCRETO E DO AÇO EM TEMPERATURAS ELEVADAS

3.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO EM TEMPERATURAS ELEVADAS

3.1.1 Propriedades físicas

3.1.1.1 Densidade

Segundo NBR 15200:2012, anexo C, item C.4, a variação da densidade (massa específica) com a temperatura é influenciada pela perda de água. Esta variação é traduzida em quatro intervalos de temperatura:

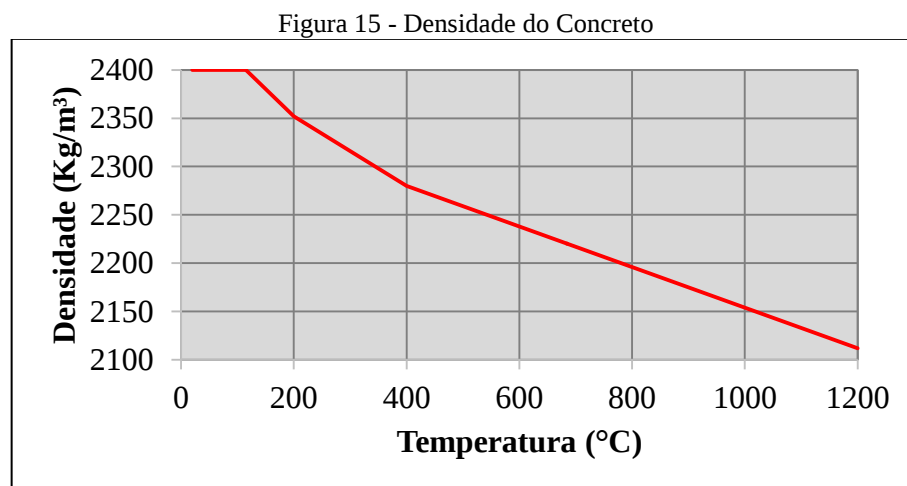
$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \quad \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (1)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (1 - 0,02 (\theta - 115)/85) \quad \text{para } 115\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (2)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (0,98 - 0,03 (\theta - 200)/200) \quad \text{para } 200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (3)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (0,95 - 0,07 (\theta - 400)/800) \quad \text{para } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4)$$

Na Figura 15, representa-se graficamente a variação da densidade do concreto com a temperatura, com $\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) = 2400\text{ Kg/m}^3$:



Fonte: O autor, 2018.

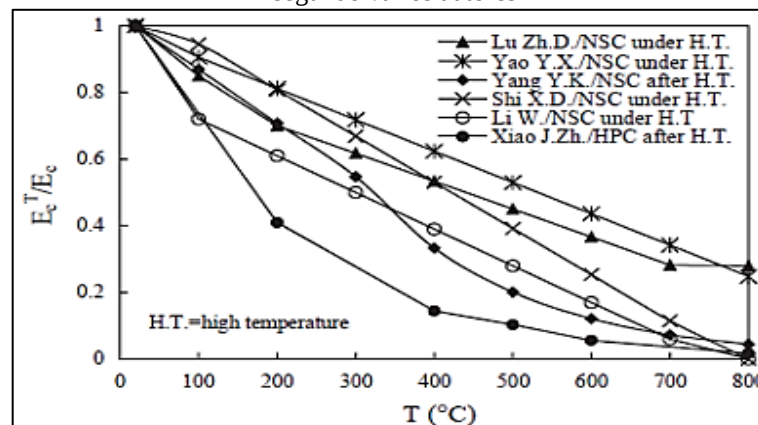
3.1.2 Propriedades mecânicas

3.1.2.1 Módulo de elasticidade e coeficiente de poisson

Em temperaturas elevadas é significativa a redução do módulo de elasticidade do concreto. Este decréscimo pode ser justificado devido a ruptura das ligações internas entre a matriz cimentícia, onde ocorre a redução das forças de Van der Waals existentes entre as camadas de C-S-H (silicato de cálcio hidratado). Isto favorece o surgimento de mais fissuras, e os agregados que devido as altas temperaturas provocam dilatações que induzem a lascamentos (spalling) ou pipocamentos (pop-outs). A diferença da composição mineralógica dos agregados induz dilatações diferenciais na zona de transição agregado-pasta conduzindo a fissuração e diminuição da resistência (METHA; MONTEIRO, 1994 apud COSTA; RITA; SILVA, 2002).

Segundo Xiao e Konig (2004), o módulo de elasticidade apresenta grande variabilidade em função de vários autores. Entretanto, sua redução com o aumento da temperatura é notória, como pode ser observado na Figura 16.

Figura 16 - Módulo de elasticidade em função da temperatura segundo vários autores



Fonte: Xiao e Konig, 2004.

Neste estudo de Xiao e Konig (2004), o módulo de elasticidade obtido experimentalmente dos vários estudos pode ser simplificado pelas seguintes expressões:

$$E_c(\theta) = (1 - 0,0015 \times \theta) E_c \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (5)$$

$$E_c(\theta) = (0,87 - 0,00084 \times \theta) E_c \quad \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (6)$$

$$E_c(\theta) = 0,28 E_c \quad \text{para } \theta > 700^\circ\text{C} \quad (7)$$

Os pesquisadores Li e Guo (1993 apud XIAO; KONIG, 2004) e Youssef e Moftah (2007), apresentam a seguinte equação bi-linear para o módulo de elasticidade do concreto:

$$E_c(\theta) = E_c \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 60^\circ\text{C} \quad (8)$$

$$E_c(\theta) = E_c \times (0,83 - 0,0011 \times \theta) \quad \text{para } 60^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (9)$$

Segundo Li e Purkiss (2005), o módulo de elasticidade pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$E_c(\theta) = \frac{800 - \theta}{740} \times E_c \leq E_c \quad (10)$$

Uma expressão semelhante é fornecida pela norma britânica BSI - British Standards Institution:

$$E_c(\theta) = \frac{700 - \theta}{550} \times E_c \leq E_c \quad (11)$$

Schneider (1983), propõe uma minoração do módulo de elasticidade em função da temperatura, de acordo com os coeficientes expostos na Tabela 4:

Tabela 4 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do concreto e função da temperatura	
Temperatura (°C)	Coeficiente de Minoração (KE)
20	1
40	1
200	0,5
400	0,2
800	0,1
1200	0

Fonte: Schneider, 1983.

Por outro lado, a Document Technique Unifie (DTU) - 2000, apresenta fatores de degradação do módulo de elasticidade do concreto descritos na Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do concreto e função da temperatura	
Temperatura (°C)	Coeficiente de Minoração (KE)
20	1
40	1
200	0,5
400	0,18
600	0,05

Fonte: Document Technique Unifie, 2000.

Na NBR 15200:2004 os coeficientes de minoração dependem do tipo do agregado, como pode ser observado na Tabela 6.

Tabela 6 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura

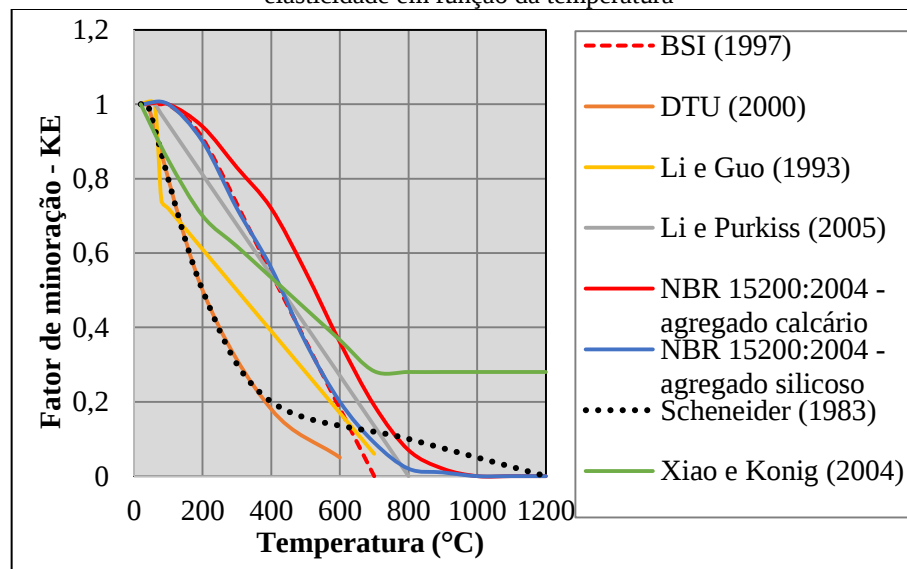
Temperatura (°C)	NBR 15200:2004	
	KE - Agregado Silicoso	KE - Agregado Calcário
20	1	1
100	1	1
200	0,9	0,94
300	0,72	0,83
400	0,56	0,72
500	0,36	0,55
600	0,2	0,36
700	0,09	0,19
800	0,02	0,07
900	0,01	0,02
1000	0	0
1100	0	0
1200	0	0

Fonte: ABNT NBR 15200, 2004.

A NBR 15200:2012 e o EN1992-1-2 (2010) não apresentam explicitamente os valores da redução destas propriedades com o aumento da temperatura. No entanto, pode-se calcular o E_c através da tangente, na origem, da curva tensão-deformação para cada temperatura.

Na Figura 17, é representado graficamente a evolução dos coeficientes de minoração do módulo de elasticidade em função da temperatura para as referências citadas anteriormente:

Figura 17 - Evolução dos coeficientes de minoração do módulo de elasticidade em função da temperatura



Fonte: O autor, 2018.

Segundo Bahr et al. (2013), o módulo de elasticidade varia com a idade do concreto. Para concretos jovens o coeficiente de minoração K_E , pode ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$K_E = 1,08 \times e^{-0,002 \times \theta} \leq 1 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (12)$$

Para o coeficiente de Poisson do concretos jovens, segundo os autores citados anteriormente, sugerem a seguinte expressão, válida apenas para temperaturas inferiores a 500 °C:

$$\nu(\theta) = 0,2014 \times e^{-0,002 \times \theta} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 500^\circ\text{C} \quad (13)$$

3.1.2.2 Resistência à Compressão

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela equação abaixo:

$$f_{c,\theta} = K_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (14)$$

Onde:

- ⇒ $f_{c,\theta}$ resistência à compressão do concreto submetido a temperatura θ ;
- ⇒ f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em situação ambiente;
- ⇒ $K_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , conf. Tabela 7.

A NBR 15200:2012, fornece a relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a temperatura θ ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto em situação ambiente (f_{ck}), para agregados do tipo silicoso, que apresentam pior comportamento ao fogo, e do tipo calcário. Para valores intermediários pode ser feita interpolação linear. Esta norma também fornece a relação tensão-deformação do concreto comprimido em função da temperatura. Os parâmetros citados podem ser observados na Tabela 7.

Tabela 7 - Fatores de redução da resistência à compressão do concreto (K_c) e deformação linear específica em função da temperatura

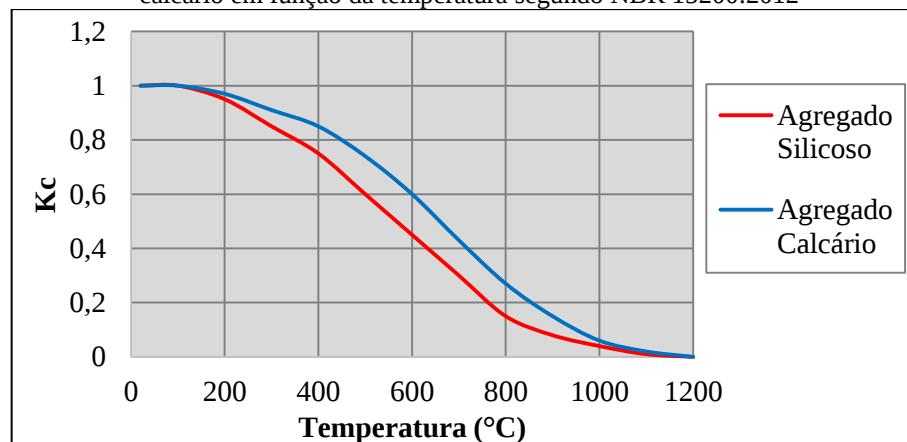
Temperatura (°C)	NBR 15200:2012		$\epsilon_{cl,\theta}$ (%)	$\epsilon_{cu,\theta}$ (%)
	KC - Agregado Silicoso	KC - Agregado Calcário		
20	1	1	0,25	2
100	1	1	0,35	2,25
200	0,95	0,97	0,45	2,5
300	0,85	0,91	0,6	2,75
400	0,75	0,85	0,75	3
500	0,6	0,74	0,95	3,25
600	0,45	0,6	1,25	3,5
700	0,3	0,43	1,4	3,75
800	0,15	0,27	1,45	4
900	0,08	0,15	1,50	4,25
1000	0,04	0,06	1,50	4,5
1100	0,01	0,02	1,50	4,75
1200	0	0	1,50	0

$\epsilon_{cl,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada(θ).

$\epsilon_{cu,\theta}$ é a deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada (θ).

Fonte: ABNT NBR 15200, 2012.

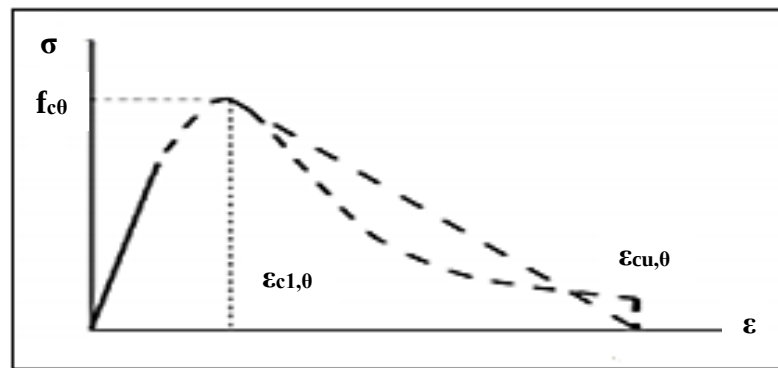
Figura 18 - Fator de redução da resistência dos concretos silicoso e calcário em função da temperatura segundo NBR 15200:2012



Fonte: O autor, 2018.

A relação tensão-deformação é definida segundo NBR 15200:2012 e EN1992-1-2 (2010), segundo diagrama da Figura 19, onde alternativamente, para o ramo descendente do diagrama, é permitido adotar-se uma linha reta entre $\epsilon_{cl,\theta}$ e $\epsilon_{cu,\theta}$, conforme valores apresentados na Tabela 7.

Figura 19 - Diagrama tensão-deformação para o concreto segundo NBR 15200:2012



Fonte: ABNT NBR 15200, 2012.

Para a construção do diagrama completo tensão-deformação do concreto a temperatura elevadas, é utilizada seguinte expressão:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (15)$$

$\sigma_{c,\theta}$ é o valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

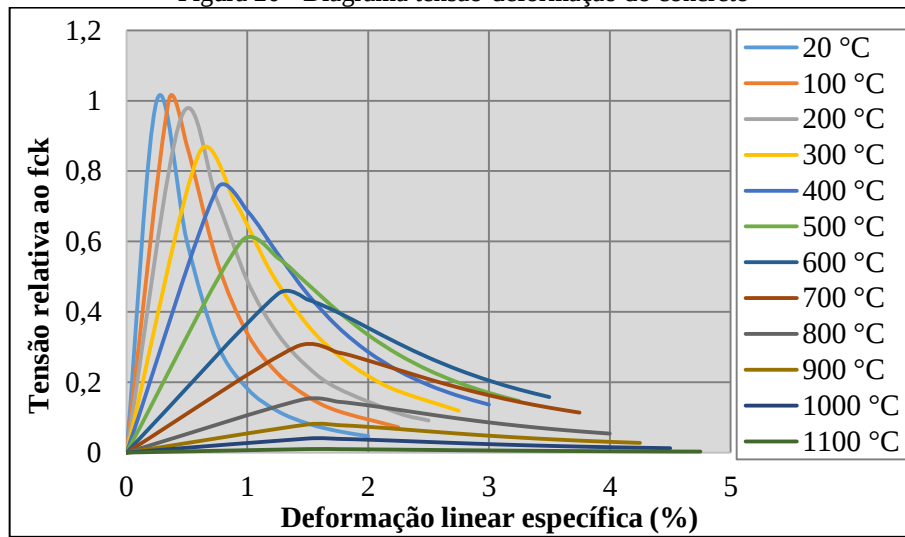
$f_{c,\theta}$ é o valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

$\epsilon_{c,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ (adimensional);

$\epsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ , conforme Tabela 7 (adimensional);

$\epsilon_{cu,\theta}$ é a deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ , conforme Tabela 7 (adimensional).

Figura 20 - Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: O autor, 2018.

Segundo Lie, Rowe e Lin (1986), a tensão de compressão do concreto pode ser obtida para três intervalos de temperatura, e é definida pelas equações:

$$f_{c,\theta} = f_c \times (1 - 0,001 \times \theta) \quad \text{para } \theta < 500 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (16)$$

$$f_{c,\theta} = f_c \times (1,375 - 0,00175 \times \theta) \quad \text{para } 500 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (17)$$

$$f_{c,\theta} = 0 \quad \text{para } \theta > 700 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (18)$$

Segundo Lie e Lin (1985), a tensão de compressão em função da temperatura pode ser definida seguindo a expressão seguinte:

$$f_{c,\theta} = f_c \times \left(2,011 - 2,353 \times \frac{\theta - 20}{1000} \right) \leq f_c \quad (19)$$

Segundo os pesquisadores Li e Purkiss (2005), a tensão de compressão também pode ser definida conforme a seguinte expressão:

$$f_{c,T} = f_c \times \left[0,00165 \left(\frac{T}{100} \right)^3 - 0,03 \left(\frac{T}{100} \right)^2 + 0,025 \left(\frac{T}{100} \right) + 1,002 \right] \quad (20)$$

Por sua vez, Hertz (2003 apud YOUSSEF; MOFTAH, 2007), propõe a determinação da tensão de compressão em função do tipo de agregado e da temperatura:

$$f_{c,T} = f_c \times \left[\frac{1}{1 + \frac{T}{T_1} + \left(\frac{T}{T_2}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_8}\right)^8 + \left(\frac{T}{T_{64}}\right)^{64}} \right] \quad (21)$$

Tabela 8 - Coeficientes para expressão proposta por Hertz

Tipos de Agregados	Coeficientes - Hertz			
	T1	T2	T8	T64
Silicosos	15000	800	570	100000
Calcário	100000	1100	800	940
Outros	100000	1080	690	1000

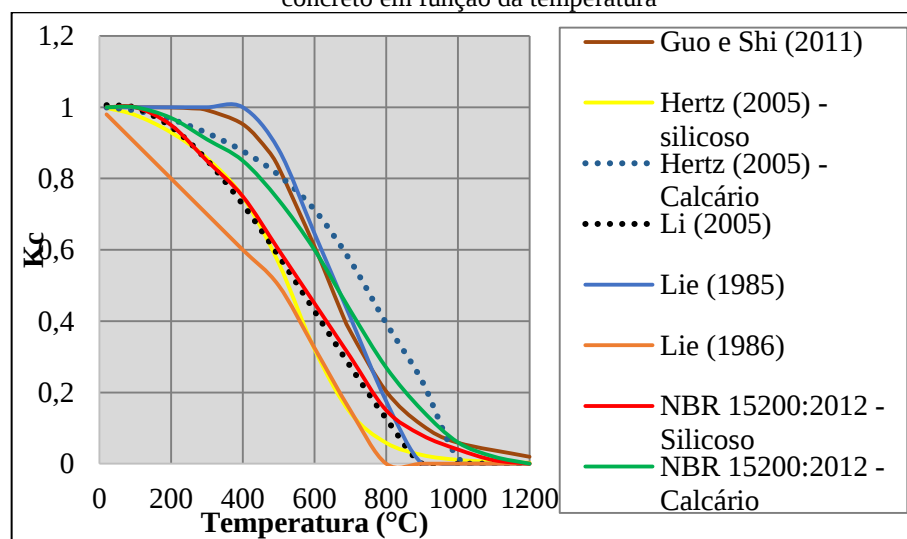
Fonte: Hertz, 2003.

Segundo Guo e Shi (2011), a resistência a compressão residual do concreto, submetido a temperaturas elevadas e resfriado posteriormente, pode ser simulada usando uma fórmula empírica da seguinte forma:

$$\frac{f_{cu}^{TR}}{f_{cu}} = \frac{1}{1 + 26 \left(\frac{T}{1000} \right)^{6.5}} \quad (22)$$

Na Figura 21 ilustra a evolução dos coeficientes de minoração da resistência à compressão em função da temperatura para as referências citadas anteriormente:

Figura 21 - Coeficientes de minoração Kc da resistência à compressão do concreto em função da temperatura



Fonte: O autor, 2018.

3.1.2.3 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto é geralmente desprezada tanto na temperatura ambiente quanto na temperatura elevada.

Segundo Bazant e Chern (1987), que propuseram um modelo baseado nos resultados experimentais de Anderberg e Thelandersson (1976), para calcular a resistência à tração do concreto em temperaturas elevadas, onde a mesma pode ser definida pelas equações:

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \times (-0,000526 \cdot \theta + 1,01052) \quad \text{para } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 400 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (23)$$

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \times (-0,0025 \cdot \theta + 1,8) \quad \text{para } 400 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (24)$$

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \times (-0,0005 \cdot \theta + 0,6) \quad \text{para } 600 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1000 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (25)$$

Onde:

⇒ $f_{ct,\theta}$ é a resistência à tração do concreto à temperatura elevada;

⇒ f_{ct} é a resistência à tração do concreto em temperatura ambiente.

Por outro lado, Li e Guo (1993 apud XIAO; KONIG, 2004), apresenta uma única expressão para determinar a resistência à tração do concreto em temperaturas elevadas:

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \times (1 - 0,001 \cdot \theta) \quad \text{para } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1000 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (26)$$

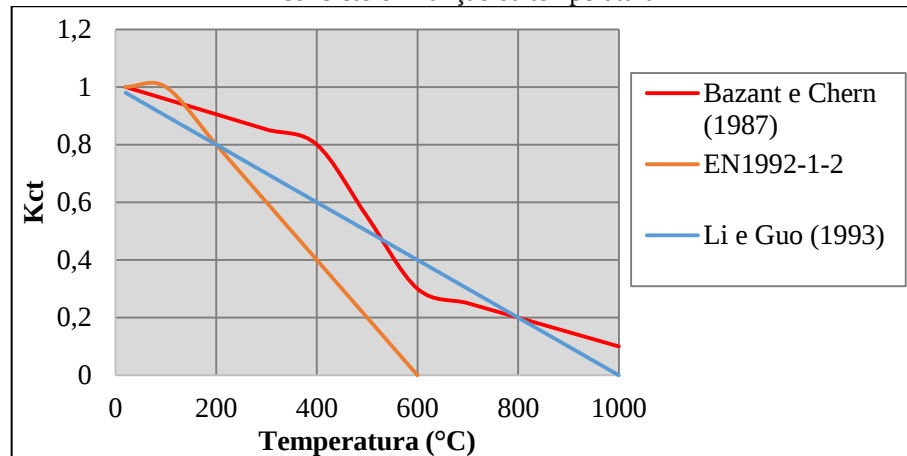
Segundo o EN1992-1-2 (2010), a resistência à tração do concreto pode ser considerada até os 600 °C. A referida norma define a expressão seguinte:

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \quad \text{para } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (27)$$

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \times 1 - (\theta - 100)/500 \quad \text{para } 100 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (28)$$

Na Figura 22 ilustra a evolução dos coeficientes de minoração da resistência à tração em função da temperatura para as referências citadas anteriormente, onde pode ser observado o EN1992-1-2 (2010), adota um comportamento bastante conservador, se comparado aos demais.

Figura 22 - Coeficientes de minoração Kct da resistência à tração do concreto em função da temperatura



Fonte: O autor, 2018.

3.1.3 Propriedades térmicas

3.1.3.1 Alongamento

O alongamento específico varia em função da constituição do concreto. Portanto o alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado silicosos, segundo a NBR 15200:2012, é definida pelas seguintes expressões:

$$\Delta l / l = - 1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \cdot \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \quad \text{para } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (29)$$

$$\Delta l / l = 14 \times 10^{-3} \quad \text{para } 700 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (30)$$

Onde:

- ⇒ l é o comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20 °C;
- ⇒ Δl é o alongamento do elemento de concreto de densidade normal provocado pela temperatura;
- ⇒ θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

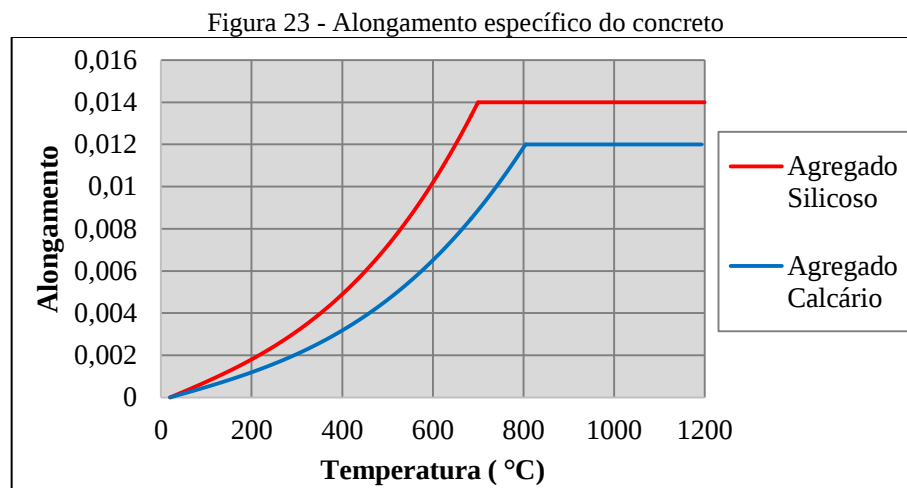
A Norma ainda apresenta uma forma simplificada, onde é considerada constante a relação entre o alongamento específico do concreto e a temperatura. Esta expressão é dada por:

$$\Delta l / l = 18 \times 10^{-3} \cdot (\theta_c - 20) \quad (31)$$

No EN1992-1-2 (2010), traz a mesma expressão, da NBR 15200:2012, para o cálculo do alongamento específico do concreto para os agregados silicosos. Já para os agregados calcários a EN1992-1-2 (2010), apresenta as seguintes expressões:

$$\Delta l / l = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \cdot \theta_c + 1,4 \times 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 805^\circ\text{C} \quad (32)$$

$$\Delta l / l = 12 \times 10^{-3} \quad \text{para } 805^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (33)$$

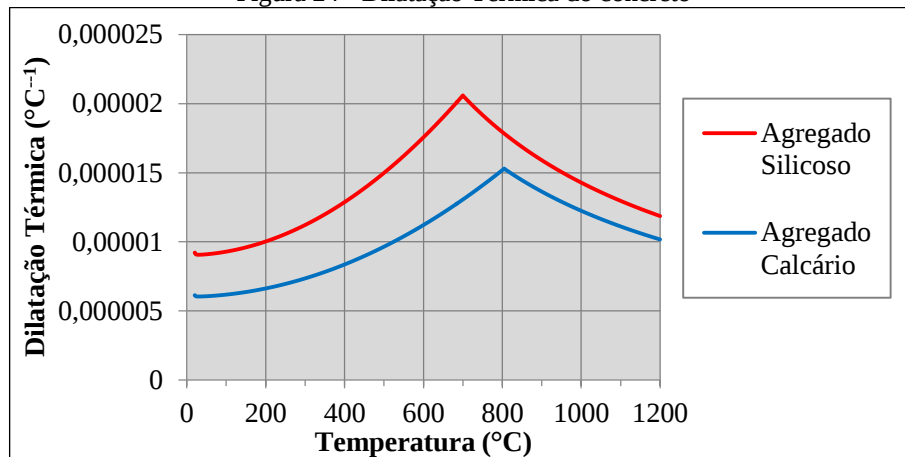


Fonte: O autor, 2018.

3.1.3.2 Dilatação térmica

Definido como a variação da dimensão linear por unidade de comprimento dividida pela variação da temperatura, o coeficiente de dilatação térmica do concreto α , varia de acordo com a temperatura e o tipo do agregado, seu comportamento pode ser observado na Figura 24.

Figura 24 - Dilatação Térmica do concreto



Fonte: O autor, 2018.

3.1.3.3 Calor específico

Calor específico ou capacidade térmica do concreto, é a energia calorífica requerida para que um meio com uma unidade de peso aumente em uma unidade de temperatura. A energia calorífica (ou calor) é uma forma de energia que é diretamente transferida de um corpo mais quente para um mais frio. Portanto, calor é a transferência de energia calorífica de um corpo para o outro. Segundo a NBR 15200:2012, o calor específico $c_p(\theta)$ do concreto seco ($u = 0 \%$) silicoso ou calcário pode ser determinado da seguinte maneira:

$$c_p(\theta) = 900 \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (34)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 100 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (35)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 200 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (36)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 400 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (37)$$

Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcário ou silicoso pode ser modelado por um valor constante $c_{p,top}$, situado entre 100 °C e 115 °C, com decréscimo linear entre 115 °C e 200 °C.

$$c_{p,top} = 900 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para umidade de } 0 \text{ \% em peso} \quad (38)$$

$$c_{p,top} = 1470 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para umidade de } 1,5 \text{ \% em peso} \quad (39)$$

$$c_{p.top} = 2\,020 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para umidade de 3,0 \% em peso} \quad (40)$$

Ou seja:

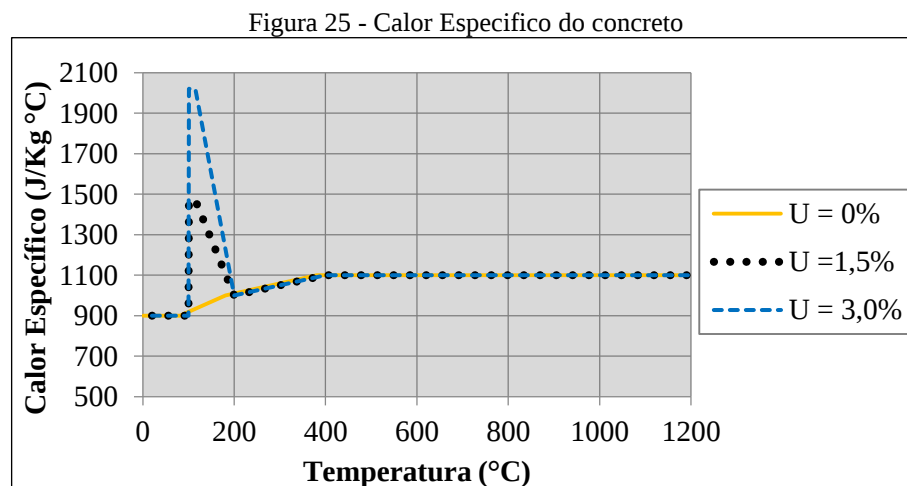
$$c_p(\theta) = 900 \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 20\text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100\text{ } ^\circ\text{C} \quad (41)$$

$$c_p(\theta) = c_{p.top} \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 100\text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 115\text{ } ^\circ\text{C} \quad (42)$$

$$c_p(\theta) = c_{p.top} - [(c_{p.top} - 1000)/85] \cdot (\theta - 115) \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 115\text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200\text{ } ^\circ\text{C} \quad (43)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 200\text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400\text{ } ^\circ\text{C} \quad (44)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ (J/Kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 400\text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200\text{ } ^\circ\text{C} \quad (45)$$



Fonte: O autor, 2018.

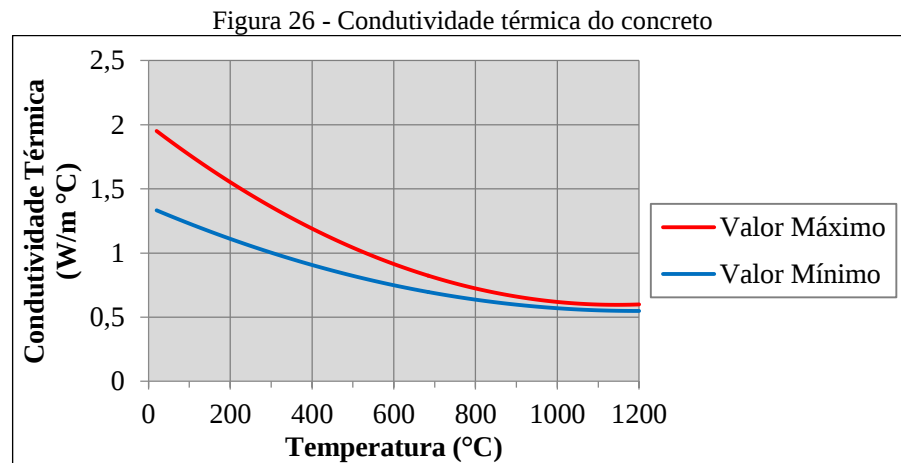
3.1.3.4 Condutividade térmica

A Condutividade térmica, é uma propriedade física dos materiais que define a facilidade destes em conduzir calor, define-se como a quantidade de calor transmitida através de uma determinada espessura do material, numa direção normal a superfície, devido a um gradiente térmico, sob condições de estado fixo e quando transferência de calor é dependente apenas do gradiente de temperatura. A quantidade de água no concreto, a densidade e a temperatura influenciam significativamente esta propriedade. A condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso ou calcário, em watt por metro e por grau Celsius ($\text{W/m } ^\circ\text{C}$), pode ser determinada, para $20\text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ } ^\circ\text{C}$, pelas equações abaixo, respectivamente, valor mínimo, adequado para estruturas de concreto e valor máximo,

adequado a estruturas mistas de aço e concreto. A NBR 15200:2012 recomenda a expressão do valor mínimo.

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \cdot \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \cdot (\theta_c / 100)^2 \quad \text{Valor Mínimo} \quad (46)$$

$$\lambda = 2 - 0,2451 \cdot \frac{\theta_c}{100} + 0,0107 \cdot (\theta_c / 100)^2 \quad \text{Valor Máximo} \quad (47)$$



Fonte: O autor, 2018.

3.2 PROPRIEDADES DO AÇO PARA CONCRETO ARMADO EM TEMPERATURAS ELEVADAS

3.2.1 Propriedades mecânicas

3.2.1.1 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva sofre degradação com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 27, podendo ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$E_{s,\theta} = k_{Es, \theta} \cdot E_s \quad (48)$$

Onde:

- ⇒ E_s é o módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente;
- ⇒ $E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura θ ;

⇒ $k_{Es, \theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ .

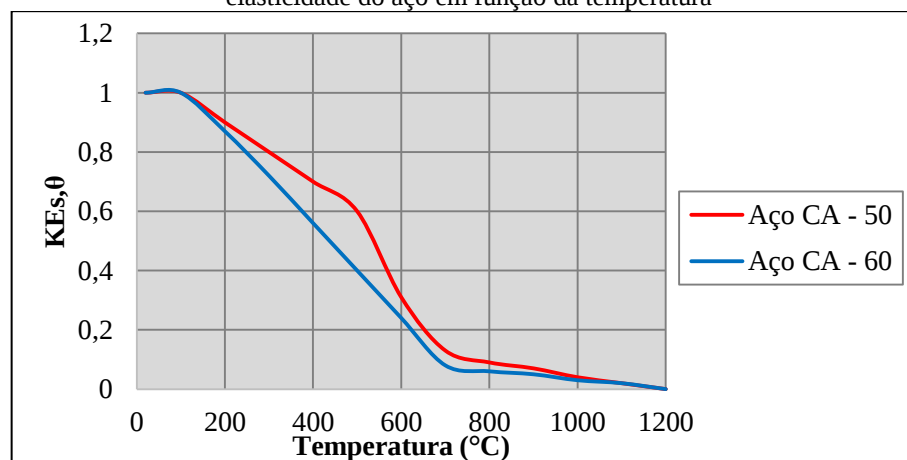
A NBR 15200:2012 apresenta os valores dos coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do aço que varia em função da temperatura como pode ser observado na Tabela 9.

Tabela 9 - Coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura		
Temperatura (°C)	$k_{Es, \theta}$	
	Aço CA - 50	Aço CA - 60
20	1	1
100	1	1
200	0,9	0,87
300	0,8	0,72
400	0,7	0,56
500	0,6	0,4
600	0,31	0,24
700	0,13	0,08
800	0,09	0,06
900	0,07	0,05
1000	0,04	0,03
1100	0,02	0,02
1200	0	0

Fonte: ABNT NBR 15200, 2012.

Na Figura 27 é ilustrada a evolução dos coeficientes de minoração do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura segundo NBR 15200:2012.

Figura 27 - Evolução dos coeficientes de minoração k_{Es} do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura



Fonte: O autor, 2018.

Em relação ao coeficiente de Poisson a NBR 15200:2012 é omissa, assim como o EN1993-1-2 (2010), nenhuma referência a sua variação com a temperatura. Considerou-se nesta pesquisa um coeficiente de Poisson com valor constante de 0,3.

3.2.1.2 Resistência ao escoamento do aço

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Tabela 10 a seguir, podendo ser obtida pela equação abaixo:

$$f_{yk,\theta} = K_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (49)$$

Onde:

- ⇒ f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva em situação ambiente;
- ⇒ $f_{yk,\theta}$ é a resistência do aço de armadura passiva na temperatura θ ;
- ⇒ $K_{s,\theta}$ é o coeficiente de minoração da resistência do aço na temperatura θ .
- ⇒ $K_{p,\theta}$ é o coeficiente de minoração da resistência do aço de armadura ativa na temperatura θ .

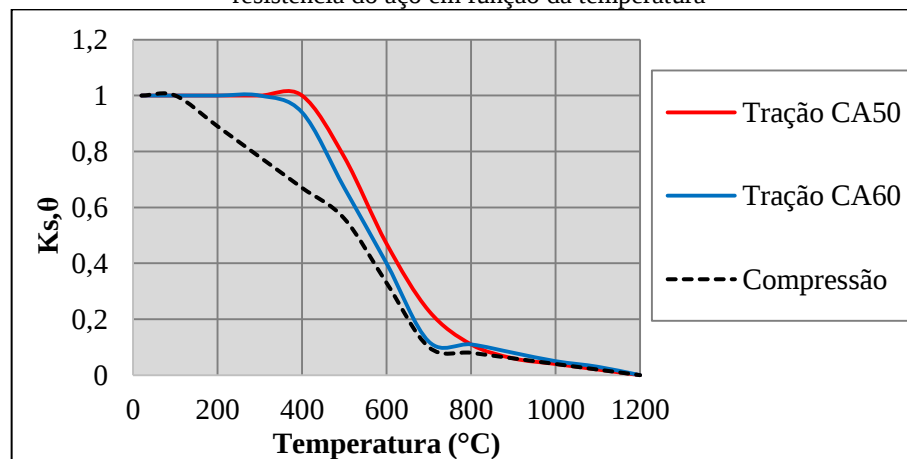
Na Figura 28 a seguir será apresentada a evolução em função da temperatura do coeficiente de minoração $K_{s,\theta}$, onde, a curva cheia representa o coeficiente $K_{s,\theta}$, aplicável quando $\varepsilon_{yi} \geq 2\%$, usualmente em armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes. Já a curva tracejada representa o coeficiente $K_{s,\theta}$ quando $\varepsilon_{yi} < 2\%$, usualmente em armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

Tabela 10 - Coeficientes de minoração da resistência do aço e do limite de proporcionalidade em função da temperatura.

Temperatura (°C)	Ks,θ			Kp,θ	
	Tração		Compressão CA- 50 ou CA-60	Aço CA - 50	Aço CA - 60
	Aço CA - 50	Aço CA - 60			
20	1	1	1	1	1
100	1	1	1	1	0,96
200	1	1	0,89	0,81	0,92
300	1	1	0,78	0,61	0,81
400	1	0,94	0,67	0,42	0,63
500	0,78	0,67	0,56	0,36	0,44
600	0,47	0,4	0,33	0,18	0,26
700	0,23	0,12	0,1	0,07	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,05	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,04	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,02	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,01	0,02
1200	0	0	0	0	0

Fonte: ABNT NBR 15200, 2012.

Figura 28 - Evolução dos coeficientes de minoração Ks da resistência do aço em função da temperatura



Fonte: O autor, 2018.

Segundo Maraveas et al. (2017), a resistência residual ao escoamento do aço em função da temperatura pode ser definida seguindo a expressão seguinte:

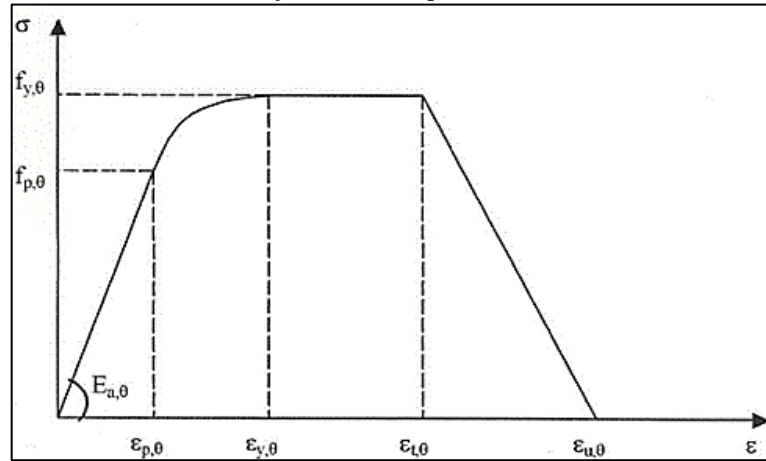
$$f_{yr} = 1 \quad \text{para } \theta \leq 600^{\circ} \text{ C} \quad (50)$$

$$f_{yr} = 1,504 - \theta/1200 \quad \text{para } 600 \leq \theta \leq 900^{\circ} \text{ C} \quad (51)$$

$$f_{yr} = 0,704, \text{ para } \theta > 900^{\circ} \text{ C} \quad \text{para } \theta > 900^{\circ} \text{ C} \quad (52)$$

Nas Figuras 29 e 30, encontra-se diagrama de tensão-deformação apresentado na NBR 15200:2012, para as propriedades de resistência e de deformação do aço para concreto armado a elevadas temperaturas.

Figura 29 - Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas



Fonte: ABNT NBR 15200, 2012.

Os diagramas tensão-deformação dos aços da armadura passiva a temperaturas elevadas, podem ser construídos a partir das equações abaixo:

$$\sigma_{s,\theta} = \epsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}, \quad \text{se } 0 \leq \epsilon_{s,\theta} \leq \epsilon_{p,\theta} \quad (53)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{s,\theta})^2} \quad \text{se } \epsilon_{p,\theta} \leq \epsilon_{s,\theta} \leq \epsilon_{y,\theta} \quad (54)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk} \quad \text{se } \epsilon_{y,\theta} \leq \epsilon_{s,\theta} \leq \epsilon_{t,\theta} \quad (55)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{s,\theta} - \epsilon_{t,\theta}}{\epsilon_{u,\theta} - \epsilon_{t,\theta}} \right) \right] \quad \text{se } \epsilon_{t,\theta} \leq \epsilon_{s,\theta} < \epsilon_{u,\theta} \quad (56)$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \quad \text{se } \epsilon_{s,\theta} \geq \epsilon_{u,\theta} \quad (57)$$

$$a^2 = (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta}) \cdot (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta} + c/E_{s,\theta}) \quad (58)$$

$$b^2 = c \cdot (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2 \quad (59)$$

$$c = (f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})^2 / ((\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})) \quad (60)$$

$$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{s,\theta} \quad (61)$$

$$f_{p,\theta} = f_y \cdot k_{p,\theta} \quad (62)$$

$$f_{y,\theta} = f_y \cdot k_{y,\theta} \quad (63)$$

$$E_{s,\theta} = E_a \cdot k_{Es,\theta} \quad (64)$$

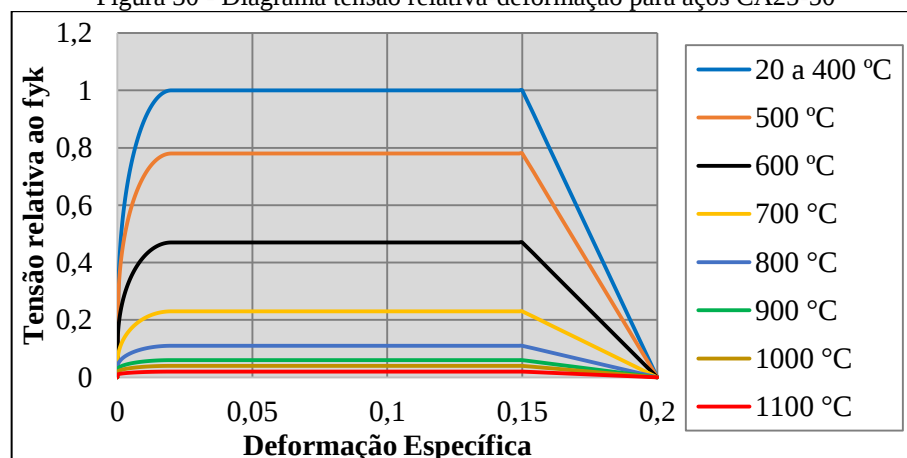
$$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02 \ ; \ \varepsilon_{t,\theta} = 0,15 \ ; \ \varepsilon_{u,\theta} = 0,20 \quad (65)$$

Onde:

- ⇒ $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ , conforme Tabela 10;
- ⇒ f_{yk} é a resistência ao escoamento do aço a 20 °C;
- ⇒ $f_{p,\theta}$ é a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura θ , conforme Tabela 10;
- ⇒ $E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ , conforme Tabela 9;
- ⇒ E_s é o módulo de elasticidade do aço a 20 °C.

Os parâmetros de deformação $\varepsilon_{t,\theta}$ e $\varepsilon_{u,\theta}$ dependem da classe de resistência do aço. Para aços de ductilidade normal (CA 60, conforme ABNT NBR 6118), $\varepsilon_{t,\theta} = 5 \%$ e $\varepsilon_{u,\theta} = 10\%$; para os aços de alta ductilidade (CA 25/50, conforme ABNT NBR 6118), $\varepsilon_{st,\theta} = 15\%$ e $\varepsilon_{su,\theta} = 20 \%$.

Figura 30 - Diagrama tensão relativa-deformação para aços CA25-50



Fonte: O autor, 2018.

3.2.1.3 Densidade ou massa específica.

Segundo NBR 15200:2012, assim como EN1993-1-2 (2010), a massa específica do aço pode ser considerada independente da temperatura e igual a 7850 Kg/m³.

3.2.2 Propriedades térmicas

3.2.2.1 Alongamento

Segundo a NBR 14323:2013 e EN1992-1-2 (2010), o alongamento do aço ($\Delta l_a / l_a$) poderá ser determinada a partir das seguintes expressões:

$$\Delta l_a / l_a = 1,2 \times 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C} \quad (66)$$

$$\Delta l_a / l_a = 1,1 \times 10^{-2} \quad \text{para } 750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (67)$$

$$\Delta l_a / l_a = 2 \times 10^{-5} \cdot \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad \text{para } 860^\circ\text{C} < \theta_a < 1200^\circ\text{C} \quad (68)$$

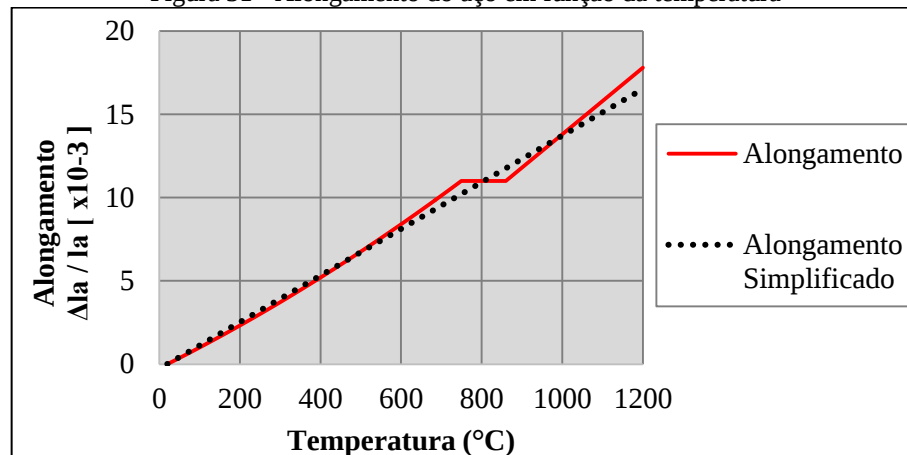
Onde:

- ⇒ l_a é o comprimento da peça de aço a 20 °C;
- ⇒ Δl_a é a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;
- ⇒ θ_a é a temperatura do aço, expressa em graus Celsius (°C).

A NBR 14323:2013 traz ainda uma forma simplificada, onde a relação entre o alongamento do aço e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, deve ser adotado a seguinte expressão para o cálculo do alongamento:

$$\Delta l_a / l_a = 14 \times 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20) \quad (69)$$

Figura 31 - Alongamento do aço em função da temperatura

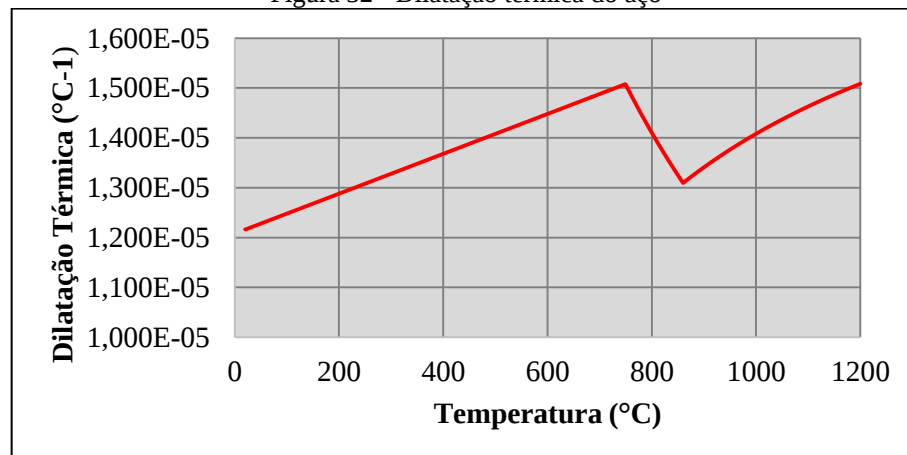


Fonte: O autor, 2018.

3.2.2.2 Dilatação térmica

Assim como para o concreto, o coeficiente de dilatação térmica do aço, pode ser definido como a variação da dimensão linear por unidade de comprimento (extensão) dividida pela variação de temperatura. Seu comportamento em função da temperatura pode ser observado no Figura 32.

Figura 32 - Dilatação térmica do aço



Fonte: O autor, 2018.

3.2.2.3 Calor específico

Define-se calor específico (c_a) como uma grandeza física que define a variação térmica de determinada substância ao receber determinada quantidade de calor. Para determinar a evolução da temperatura nas armaduras é necessário conhecer qual o valor do calor específico

do aço. Segundo a NBR 14323:2013, assim como o EN 1993-1-2 (2010), o calor específico (J/Kg °C) dos aços estruturais pode ser definido segundo as expressões seguintes:

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta_a < 600 \text{ °C} \quad (70)$$

$$c_a = 666 + 13002/(738 - \theta_a) \quad \text{para } 600 \text{ °C} \leq \theta_a < 735 \text{ °C} \quad (71)$$

$$c_a = 545 + 17820/(\theta_a - 731) \quad \text{para } 735 \text{ °C} \leq \theta_a < 900 \text{ °C} \quad (72)$$

$$c_a = 650 \quad \text{para } 900 \text{ °C} \leq \theta_a < 1200 \text{ °C} \quad (73)$$

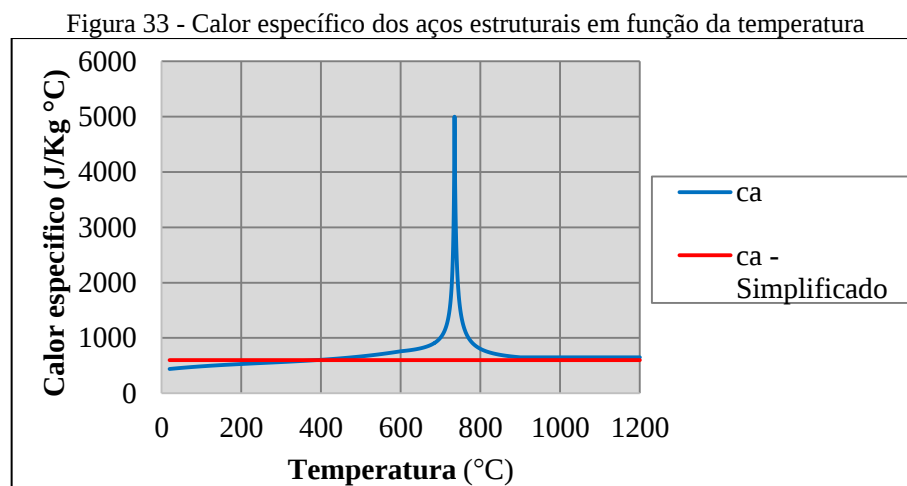
Onde:

⇒ θ_a é a temperatura do aço, expressa em graus Celsius (°C).

A NBR 14323:2013 traz ainda uma forma simplificada, onde o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do aço. Nesse caso, o seguinte valor deve ser assumido:

$$c_a = 600 \text{ J/Kg °C} \quad (74)$$

A variação do calor específico dos aços com a temperatura pode ser observada na Figura 33.



Fonte: O autor, 2018.

3.2.2.4 Condutividade térmica

A Condutividade Térmica quantifica a habilidade dos materiais de conduzir energia térmica. Estruturas feitas com materiais de alta condutividade térmica conduzem energia térmica de forma mais rápida e eficiente do que estruturas análogas feitas com materiais de baixa condutividade térmica.

A condutividade térmica do aço (λ_a), expressa em watt por metro e por grau Celsius ($\text{W/m } ^\circ\text{C}$), e segundo NBR 14323:2013, pode ser determinada da seguinte forma:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \cdot \theta_a \quad \text{para } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (75)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{para } 800 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (76)$$

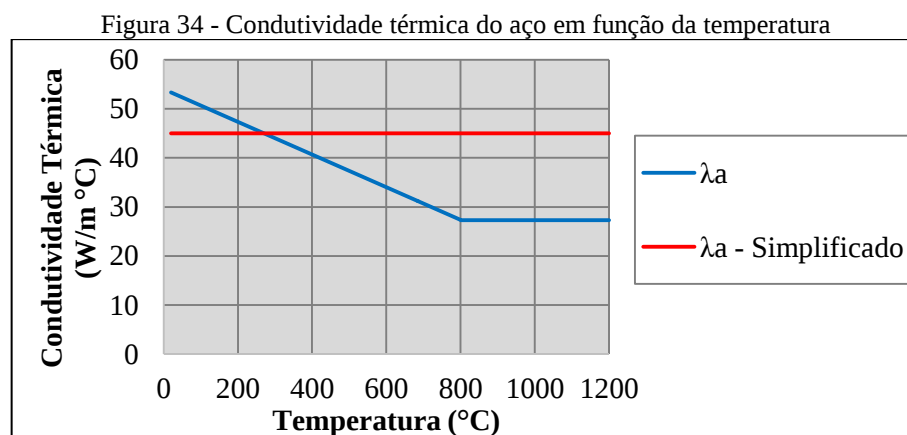
Onde:

$\Rightarrow \theta_a$ é a temperatura do aço, expressa em graus Celsius ($^\circ\text{C}$).

Da mesma forma que o calor específico, a NBR 14323:2013 traz ainda uma forma simplificada, da condutividade térmica, que pode ser considerado independente da temperatura do aço. Nesse caso, o seguinte valor pode ser adotado:

$$\lambda_a = 45 \text{ W/m } ^\circ\text{C} \quad (77)$$

A variação da condutividade térmica dos aços com a temperatura pode ser observada no Figura 34.



Fonte: O autor, 2018.

3.3 COMPORTAMENTO DO CONCRETO E DO AÇO RESFRIADOS, PÓS-INCÊNDIO

O concreto, ao ser resfriado, geralmente, não recupera a resistência inicial, podendo perder até 10% dessa resistência (GUO; SHI, 2011). O valor da resistência após o resfriamento, depende da temperatura atingida durante o incêndio e da velocidade do resfriamento. Quanto mais rápido o resfriamento, mais prejudicial será para a resistência do concreto (SILVA, 2012).

Como citado na seção 2.1, desta pesquisa, a elevação da temperatura no aço provoca transformações em sua cristalografia. O ponto eutético é aquele em que a austenita começa a se transformar em perlita. Até o aço atingir a temperatura correspondente ao ponto eutético (cerca de 720 °C), pode-se considerar que ele recupera totalmente a resistência inicial ao ser resfriado. Além dessa temperatura, o aço perde alguma resistência.

Por essas razões, a estrutura só pode ser reutilizada após um incêndio se for vistoriada, tiver sua capacidade remanescente verificada e sua recuperação for projetada e executada. Essa recuperação pressupõe que a estrutura volte a ter as características que apresentava antes do incêndio, recuperando todas as capacidades últimas e de serviço exigidas. Essa verificação pode eventualmente concluir que não existe necessidade de recuperação da estrutura, se o incêndio foi de pequena severidade ou se a estrutura tinha proteção superabundante (NBR 15200:2012).

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre as propriedades do concreto e do aço, submetidos a temperaturas elevadas, onde incidiu essencialmente nas normas brasileiras, europeias e expressões matemáticas desenvolvidos por alguns autores, resultado de análises experimentais, de modo a contextualizar a temática da presente dissertação. Os valores considerados, referente a caracterização do material, nos modelos numéricos desta pesquisa são os das normas brasileira 15200 e 14323, exceto o K_{cr} (coeficiente de minoração da resistência à compressão residual do concreto em função da temperatura), que foi adotado como referência o estudo feito por Guo e Shi (2011), para determinação desses coeficientes e estimativa da resistência à compressão residual do concreto, após o seu resfriamento, assim como K_{yr} (coeficiente de minoração da resistência residual ao escoamento do aço), adotado o do trabalho de Maraveas et al. (2017), pois as referentes normas não apresentam valores para resistência residual.

De modo a ter em consideração a degradação das propriedades mecânicas do concreto, a NBR 15200:2012 sugere a minoração das mesmas através dos fatores de redução ou minoração, dados em função da temperatura. No entanto, de acordo com a literatura existente, a norma tende a menosprezar estes valores para resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto, conduzindo a resultados não conservadores, podendo não estar do lado da segurança. Deste modo, a realização de estudos experimentais de caracterização do material apresenta uma boa solução quando se pretende realizar futuras modelagens numéricas.

4 ANÁLISE EXPERIMENTAL

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado o trabalho experimental desenvolvido por Oliveira (2006), no âmbito da presente dissertação, com o intuito de estudar o comportamento ao fogo de vigas de concreto armado submetidas a flexão pura, cujos resultados serviram para aferir os modelos numéricos usados nesta dissertação de mestrado. O referido trabalho experimental quantifica e avalia a redução na capacidade resistente de vigas isostáticas em concreto armado devido à ação de incêndios, onde segundo o autor optou-se em estudar a ruptura à flexão, que é a forma mais provável de falha em vigas sob a ação do fogo. A comparação foi feita com resultados de vigas semelhantes não expostas ao fogo.

De modo a investigar os parâmetros referidos no parágrafo anterior, foi feita uma análise relativa à distribuição e evolução de temperatura na seção transversal das vigas e ainda ao longo das mesmas, baseada nas temperaturas registradas nos ensaios experimentais, comparando assim os métodos de dimensionamento da NBR 6118 (1980) e (2003), em especial o cobrimento das armaduras 15 mm e 30 mm respectivamente e sua influência no experimento. As vigas das duas situações expostas acima, foram carregadas até a ruptura com o intuito de quantificar a perda da capacidade resistente do elemento quando exposto ao fogo.

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.2.1 Sistema experimental

As amostras foram expostas numa fornalha a gás natural, Figuras 35 e 36 a seguir, cujas dimensões internas são 2000x1000mm e altura de 1000mm. A potência do queimador utilizado era de 402000 Kcal/h (500 kW). A temperatura no interior da fornalha era monitorada por 4 termopares (T1 a T4) localizados no topo da mesma e outros 9 termopares (Ta a Ti), distribuídos de forma equidistantes a 400mm acima do piso inferior da fornalha (Figura 37). Todos os termopares eram tipo K e possuíam isolamento mineral.

A carga foi aplicada por uma prensa hidráulica cuja capacidade máxima de carga era 3000kN (Fotos 5 e 6). Nos ensaios com as vigas a carga foi registrada de forma computadorizada por uma célula de carga com capacidade de 300kN.

Figura 35 - Fornalha a gás natural



Fonte: Oliveira, 2006.

Figura 36 - Prensa usada para os ensaios de flexão de vigas



Fonte: Oliveira, 2006.

4.2.2 Tipos de cobrimento

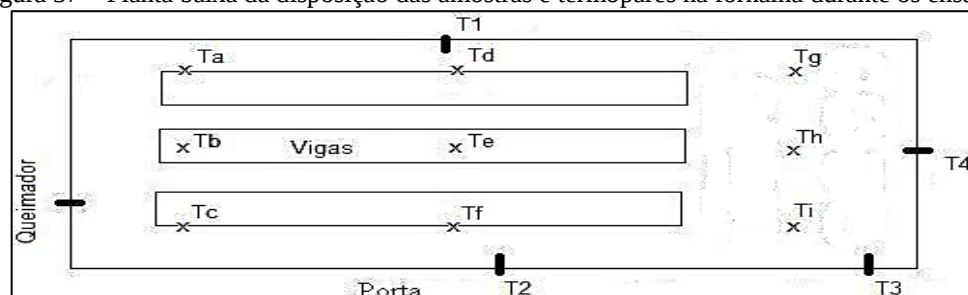
Além de verificar a perda de resistência nos elementos de viga, os testes têm como objetivo verificar a influência dos cobrimentos na proteção ao fogo. Deste modo testou-se cobrimentos com espessuras de:

- Cobrimento de 15 mm de concreto: Estabelecido para zonas urbanas pela NBR 6118:1980;
- Recobrimento de 30 mm de concreto: Estabelecido para zonas urbanas pela NBR 6118:2003.

4.2.3 Procedimento do ensaio

As amostras foram dispostas no interior da fornalha conforme a Figura 37. Cada exposição era composta por 3 vigas.

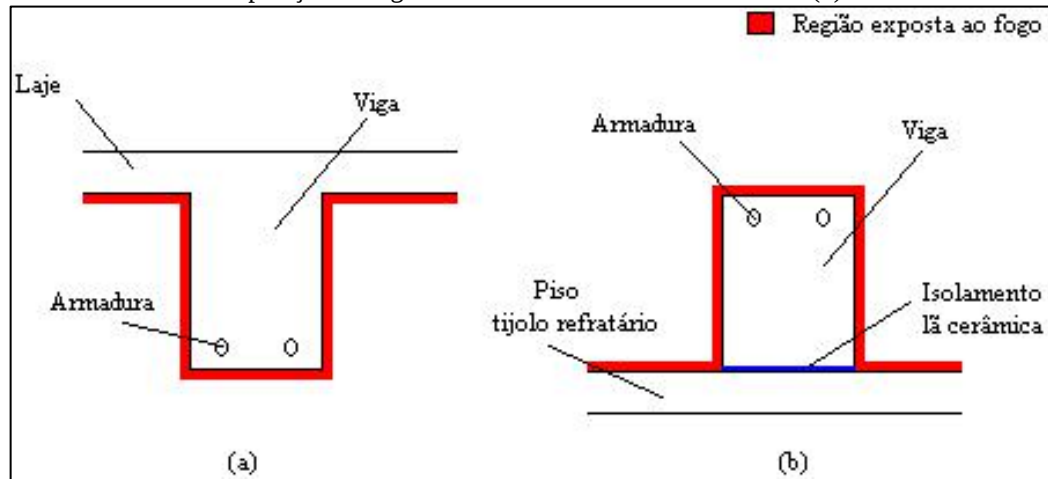
Figura 37 – Planta baixa da disposição das amostras e termopares na fornalha durante os ensaios.



Fonte: Oliveira, 2006.

As vigas foram expostas em três faces, situação comum em incêndios reais. Para tal, a região de tração era posta para cima e a de compressão isolada com fibra cerâmica (material isolante) e posta em contato com o fundo da fornalha.

Figura 38 - Viga em uma situação real de incêndio (a) e sua situação de exposição ao fogo no interior da câmara de combustão (b)

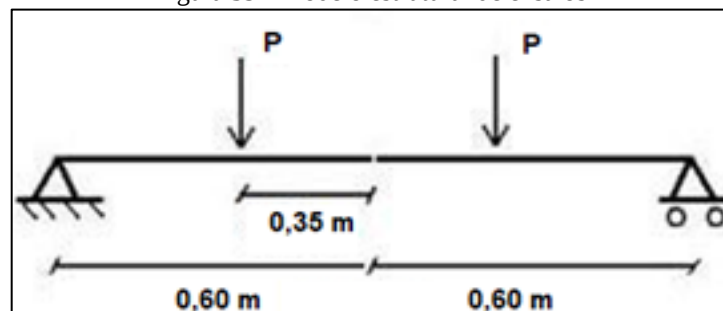


Fonte: Oliveira, 2006.

Em seguida o queimador era ligado em sua potência máxima durante o tempo de exposição do teste. Durante o aquecimento as vigas não se encontravam sob carga. Ao final da exposição a porta da fornalha era aberta e as amostras eram resfriadas ao ar livre por 24h.

Após o resfriamento, as vigas foram ensaiadas em ensaio de flexão de acordo com o modelo estrutural da Figura 39 a seguir, até a sua ruptura.

Figura 39 - Modelo estrutural de ensaios



Fonte: O autor, 2018.

4.2.4 Amostras

Ensaiou-se um total de 20 vigas em concreto armado, com seção transversal de 120x200mm e o comprimento 1500mm. As vigas foram dimensionadas segundo a NBR

6118:2003 e a armadura transversal reforçada de modo que a falha fosse por flexão, modo de falha mais provável em situação de incêndio. A armadura longitudinal era composta por 2Ø10mm, aço CA50 tipo B ($f_y=500\text{MPa}$ e $f_u=540\text{MPa}$) e a transversal por barras Ø6mm espaçadas a cada 80mm na região central e 60mm nos extremos, aço CA60 tipo B ($f_y=600\text{MPa}$ e $f_u=660\text{MPa}$), nas faces superiores das vigas, foram utilizadas 2 barras longitudinais $\phi_m=6\text{mm}$, Aço CA-50 tipo B, como armaduras de montagem, apenas com a função de porta-estribo.

Foram ensaiadas vigas sem proteção ao fogo com cobrimentos de 15mm e 30mm. Os tempos de exposição adotados nos testes foram 60, 120 e 210 min. Nos ensaios a temperatura ambiente para referência com os testes ao fogo foram realizados, para tal, a resistência à flexão de 5 vigas Tabela 11.

Tabela 11 - Plano de testes das vigas

Exposição	Referência	Nº Vigas
Vigas sem exposição	Ambiente	5
Vigas expostas por 60 min c/ cobrimento 15mm em concreto (espessura mínima prevista pela NBR 6118:1980)	REC15_60min	3
Vigas expostas por 60 min c/ cobrimento 30mm em concreto (espessura mínima prevista pela NBR 6118:2003)	REC30_60min	3
Vigas expostas por 120 min c/ cobrimento 15mm em concreto (espessura mínima prevista pela NBR 6118:1980)	REC15_120min	3
Vigas expostas por 210 min c/ cobrimento 15mm em concreto (espessura mínima prevista pela NBR 6118:1980)	REC15_210min	3
Vigas expostas por 210 min c/ cobrimento 30mm em concreto (espessura mínima prevista pela NBR 6118:1980)	REC30_210min	3

Fonte: Oliveira, 2006.

O concreto foi dosado e possuía as características apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12 - Características do concreto

Descrição	Valor
Cimento CP II F32 (Poty)	837 Kg
Areia Branca - Jazida	1089 Kg
Areia média - Votorantim	603 Kg
Brita 25mm	3741 Kg
Água	456 l
Retardador de pega MBT 61R	2,637 l
Fator água /cimento	0,54
Resistência à compressão aos 28 dias de projeto (f_{ck})	30 MPa
slump	$60 \pm 10\text{mm}$
Resistência à compressão média aos 28 dias de projeto (f_c)	47,6 MPa
Densidade Seca	2400 Kg/m ³

Fonte: Oliveira, 2006.

4.2.5 Preparação das amostras

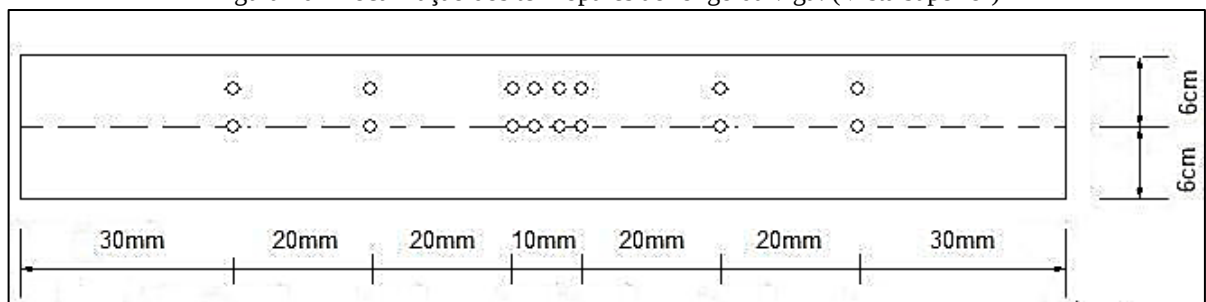
As vigas tiveram uma cura inicial de 24h ainda nas fôrmas, cobertas por uma lona plástica. Em seguida as fôrmas foram retiradas, e as vigas foram postas para cura ambiente cobertas por pó de serra úmido durante 28 dias. Após a cura as vigas foram expostas ao ar livre por mais 28 dias para reduzir sua umidade até o ensaio.

4.2.6 Instrumentação

A temperatura no interior da peça estrutural, assim como, dos gases no interior da câmara de combustão forma monitoradas pelos 20 termopares tipo K utilizados. No interior da viga, os termopares foram localizados a diferentes profundidades. Os furos foram isolados com a manta de fibra cerâmica.

A carga de ruptura das vigas foi determinada através de uma célula de carga de 300 kN.

Figura 40 - Localização dos termopares ao longo da viga. (Vista superior)



Fonte: Oliveira, 2006.

Figura 41 - Termopares localizados no interior da peça estrutural



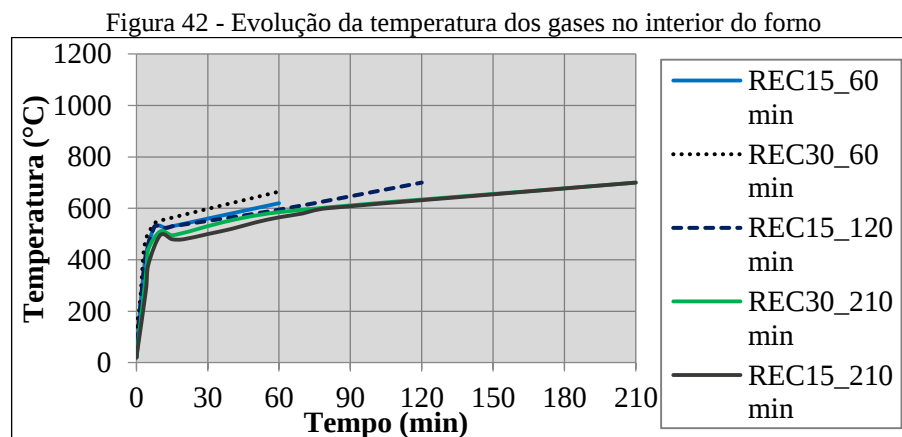
Fonte: Oliveira, 2006.

4.2.7 Análise estatística

Após os ensaios verificou-se se a resistência residual média de cada grupo, (i.e. exposição) era ou não diferente do outro grupo. Esta análise foi feita através da aplicação de Testes de Hipóteses. Adotou-se uma significância de 5% para rejeição ou não da hipótese nula.

4.3 RESULTADOS

Na Figura 42 apresenta a evolução das temperaturas no forno de alguns ensaios de resistência ao fogo, a título de exemplo.



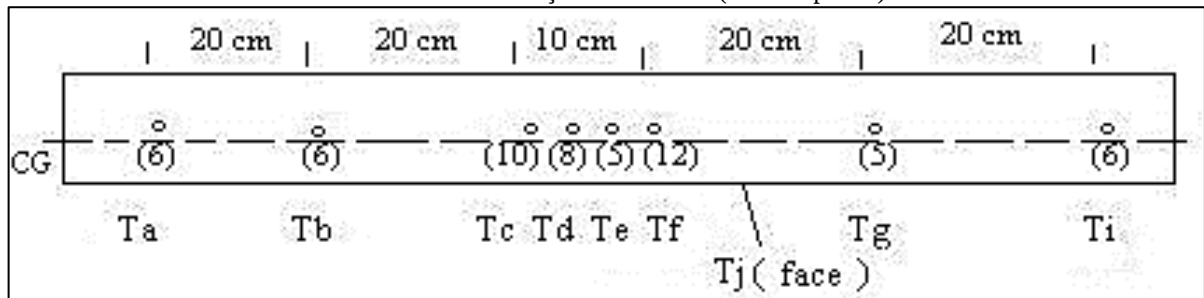
Fonte: O autor, 2018.

4.3.1 Experimento 60 min

4.3.1.1 Análise da temperatura

Os termopares localizados no interior das vigas permitiram acompanhar a evolução da temperatura no interior das peças (Figura 44 e 48). A localização dos termopares ao longo da viga, assim como suas profundidades em centímetros (entre parênteses) encontram-se nos layouts das Figuras 43 e 45.

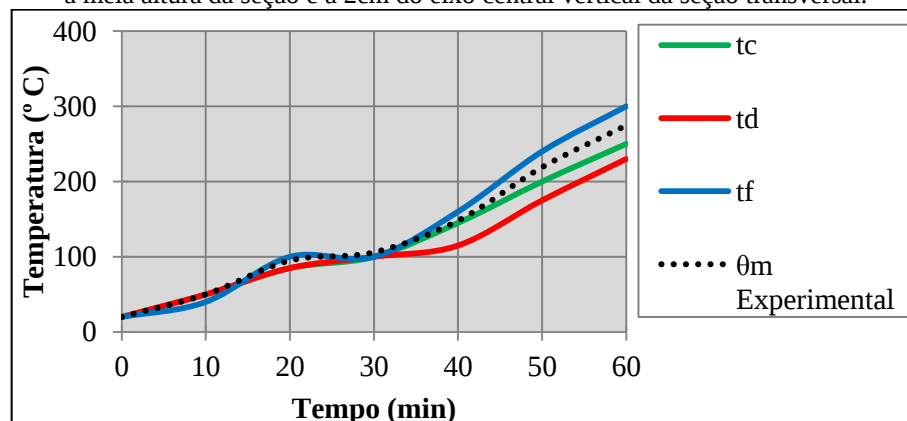
Figura 43 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_60min, a 2cm do eixo central vertical da seção transversal. (Vista superior)



Fonte: Oliveira, 2006.

Observa-se que a temperatura atingida em praticamente todo o experimento encontra-se abaixo dos 400 °C. Tal temperatura, segundo a revisão bibliográfica (PHAN; CARINO, 1996; XIAO; KONIG 2004), é suficiente para reduzir a resistência à compressão do concreto, mas, não para a redução de resistência a tração do aço.

Figura 44 - Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC15_60min, a meia altura da seção e a 2cm do eixo central vertical da seção transversal.



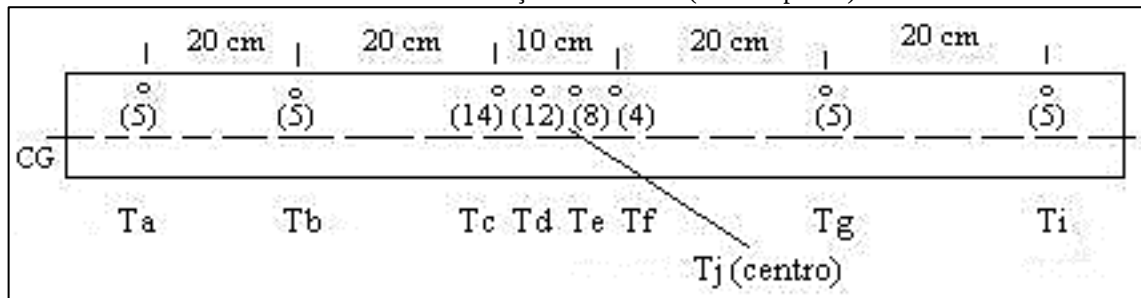
Fonte: O autor, 2018.

Onde:

⇒ θ_m Experimental representa a temperatura média no interior da viga.

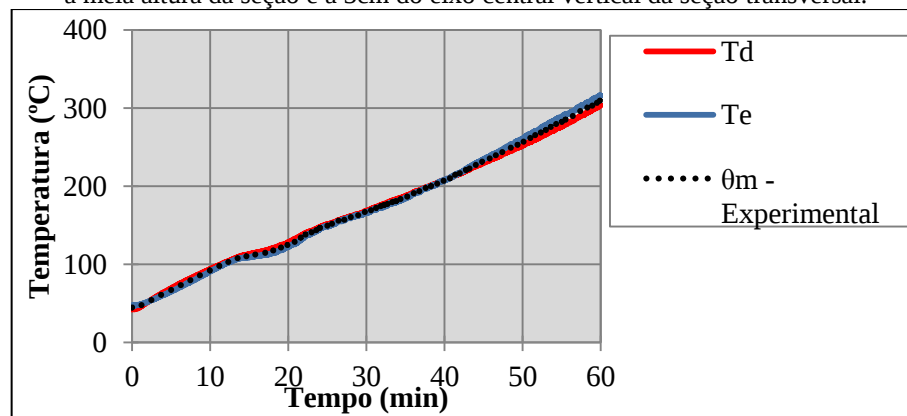
Próximo aos 100 °C as curvas de crescimento tornam-se constantes por um período de aproximadamente 10 minutos. Isto deve-se a mudança de estado da água livre existente nas peças. Este fenômeno também foi observado em corpos de prova em experimentos anteriores e é reportado por Kalifa et al. (2000), Phan e Carino (2000) e Rios (2005).

Figura 45 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_60min, a 3cm do eixo central vertical da seção transversal. (Vista superior)



Fonte: Oliveira, 2006.

Figura 46- Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_60min, a meia altura da seção e a 3cm do eixo central vertical da seção transversal.



Fonte: O autor, 2018.

Onde:

⇒ θ_m Experimental representa a temperatura média no interior da viga.

4.3.1.2 Impacto nas vigas de concreto armado

A resistência das vigas expostas ao fogo foi comparada com a de vigas que não foram expostas (i.e. ambiente). Os resultados das vigas não expostas são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Resultados dos ensaios com as vigas ambiente

Código	Esforços atuantes na ruptura		Experimento	Data
	Carga de ruptura (KN)	Momento Máx (KN x m)		
A07	78,3	19,6	Ambiente	05/05/2006
A01	83,5	20,9	Ambiente	05/05/2006
C05	81,8	20,4	Ambiente	12/05/2006
C01	73,2	18,3	Ambiente	12/05/2006
D07	76,1	19	Ambiente	10/06/2006
Média	78,6	19,6	--	--

Fonte: Oliveira, 2006.

Todas as rupturas nos experimentos (vigas expostas e ambiente) ocorreram por flexão, conforme previsto no dimensionamento das vigas. Desse modo, o parâmetro avaliado foi o momento fletor máximo na ruptura.

Os resultados das vigas submetidas a exposição encontram-se na Tabela 12. A redução da capacidade resistente é expressa pelo momento fletor residual ($M_{residual}$) e determinada pela Equação:

$$M_{residual} = \frac{M_{\max_{\theta}}}{M_{\max_{amb}}} \quad (78)$$

Onde:

$\Rightarrow M_{\max_{\theta}}$ é momento fletor máximo na ruptura das vigas expostas;

$\Rightarrow \overline{M_{\max_{amb}}}$ é a média do momento fletor máximo na ruptura das vigas ambiente.

Tabela 14 - Resultados dos ensaios com as vigas expostas

Código	Esforços atuantes na ruptura		Mresidual	Experimento
	Carga de ruptura (KN)	Momento Máx (KN x m)		
A03	73,1	18,3	93%	REC30_60min
A08	80,3	20,1	102%	REC30_60min
A05*	78,2	19,5	100%	REC30_60min
Média	77,2	19,3	98,20%	
C06	83,1	20,8	106%	REC15_60min
C02	80,2	20	102%	REC15_60min
D01*	72,5	18,1	92%	REC15_60min
Média	78,6	19,6	100,10%	

* Vigas furadas para colocação dos termopares. Os resultados podem ser menores do que as demais.

Fonte: Oliveira, 2006.

Através do teste de hipóteses citado no item 4.1.7, com significância adotada de 5%, constatou que as médias dos 3 experimentos (Ambiente, REC15_60 e REC30_60) são estatisticamente iguais a uma significância de 5%.

Dessa forma, a exposição não resultou em redução da capacidade resistente das vigas para esta bateria de experimentos (i.e. Experimentos de 60 minutos).

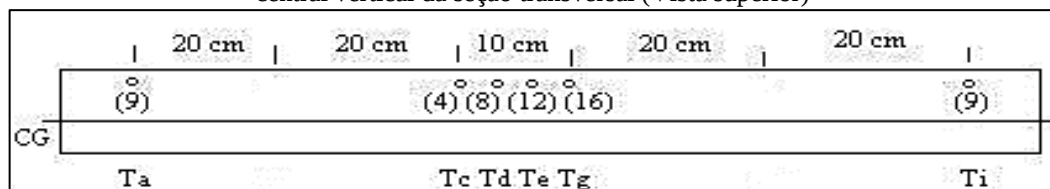
4.3.2 Experimento de 120 min

4.3.2.1 Análise da temperatura

Como a câmara de combustão limita o crescimento da temperatura, o tempo de exposição foi aumentado, tendo por intenção identificar a temperatura/tempo crítica capaz de causar impacto estrutural (i.e. redução na capacidade resistente) nas vigas e quantificar esta redução.

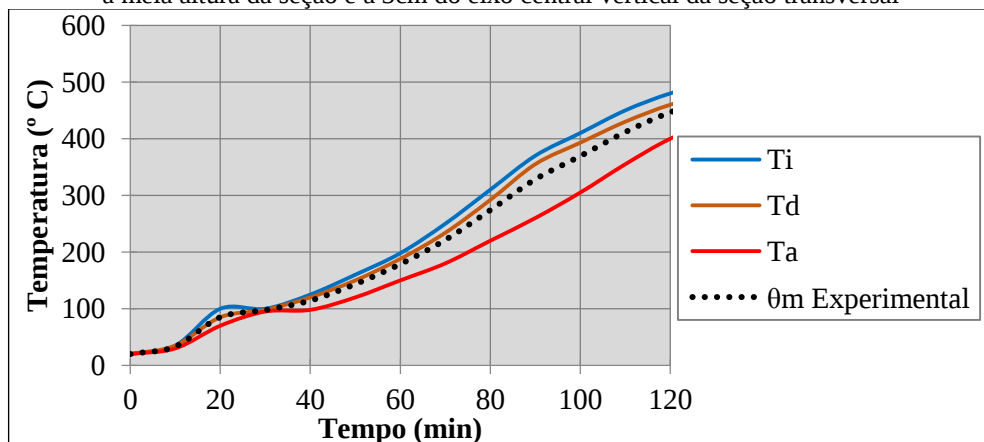
A 2ª bateria de experimentos deteve-se a exposição de vigas com cobrimento de 15mm durante 120 minutos (REC15_120min).

Figura 47 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_120min, a 3cm do eixo central vertical da seção transversal (Vista superior)



Fonte: Oliveira (2006)

Figura 48 - Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC15_120min, a meia altura da seção e a 3cm do eixo central vertical da seção transversal



Fonte: O autor, 2018.

Onde:

⇒ θ_m Experimental representa a temperatura média no interior da viga.

4.3.2.2 Impacto nas vigas de concreto armado

Os valores dos esforços atuantes no momento da ruptura, assim como o momento residual são apresentados na Tabela 15 a seguir.

Tabela 15 - Resultados dos ensaios com as vigas expostas para o experimento REC15_120min

Código	Esforços atuantes na ruptura		M_{residual}	Experimento
	Carga de ruptura (KN)	Momento Máx (KN x m)		
B01	75,2	18,8	95,70%	REC15_120min
B05	73,3	18,3	93,30%	REC15_120min
D02*	78,2	19,5	99,50%	REC15_120min
Média	75,6	18,9	96,30%	

* Vigas furadas para colocação dos termopares. Os resultados podem ser menores do que as demais.
Fonte: Oliveira, 2006.

Da mesma forma que o experimento de 60 min, constatou que as médias dos 2 experimentos (Ambiente e REC15_120) são estatisticamente iguais a uma significância de 5%.

Desta forma, conclui-se que as médias amostrais são iguais e, conseqüentemente, ainda não houve perda na capacidade resistente das vigas.

4.3.3 Experimento de 210 min

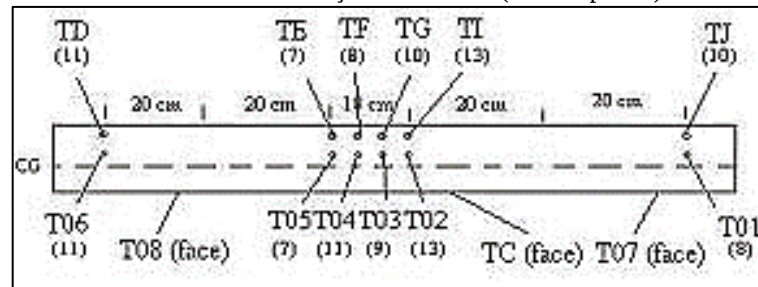
4.3.3.1 Análise da temperatura

O tempo de exposição nessa 3ª bateria de experimentos foi aumentado, pois com 120 minutos não foi observada redução na resistência das vigas. Em outras palavras, nessa bateria, manteve-se um tempo de exposição de 210 minutos dentro da câmara de combustão. Os experimentos realizados foram os seguintes:

- Vigas com recobrimento de 30 mm (REC30_210min);
- Vigas com recobrimento de 15 mm (REC15_210min).

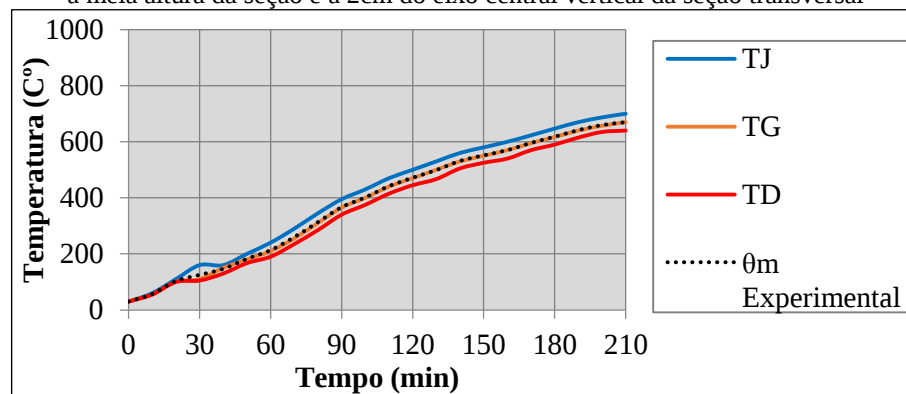
A Figura 49 apresenta o crescimento da temperatura ao longo da viga para o experimento REC30_210min. O crescimento da temperatura é semelhante ao do experimento REC15_210min.

Figura 49 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_210min, a 2cm do eixo central vertical da seção transversal (vista superior).



Fonte: Oliveira, 2006.

Figura 50 - Evolução da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_210min, a meia altura da seção e a 2cm do eixo central vertical da seção transversal



Fonte: O autor, 2018.

Onde:

⇒ θ_m Experimental representa a temperatura média no interior da viga.

4.3.3.2 Impacto nas vigas de concreto armado

Os resultados das vigas submetidas a exposição de 210 min encontram-se na Tabela 16. O momento residual é calculado conforme a Equação 78.

Tabela 16 - Resultados dos ensaios com as vigas expostas

Código	Esforços atuantes na ruptura		Mresidual	Experimento
	Carga de ruptura (KN)	Momento Máx (KN x m)		
A10*	45,6	11,4	58,00%	REC30_210min
A06	49	12,2	62,30%	REC30_210min
A04	48,3	12,1	61,50%	REC30_210min
Média	47,6	11,9	60,60%	
B09	53	13,2	67,40%	REC15_210min
B10	51,9	13	66,00%	REC15_210min
Média	52,4	13,1	66,70%	

* Vigas furadas para colocação dos termopares. Os resultados podem ser menores do que os demais.

Fonte: O autor, 2018.

Diante dos resultados expostos, com base na análise estatística citada no item 4.1.7, as médias dos 3 experimentos não são estatisticamente iguais a uma significância de 5%. Tal conclusão era visível diante da redução excessiva observada nos experimentos REC15_210min e REC30_210.

A média das amostras REC15_210min e REC30_210 são estatisticamente iguais e, portanto, não se pode afirmar que existe diferença no desempenho destas 2 espessuras de cobrimento. A capacidade resistente destes grupos é inferior à do grupo ambiente e seu momento residual está compreendido entre 60,6% e 66,7% do momento médio ambiente. Apesar desta constatação não ser conclusiva, foi aberta a discussão sobre a eficiência da proteção através do aumento do cobrimento de concreto.

5 ANÁLISE NUMÉRICA

5.1 INTRODUÇÃO

A realização de modelagens numéricas constitui uma ferramenta importante no mundo científico, promovendo uma redução dos recursos necessários no âmbito de uma pesquisa. Estes recursos dizem respeito, por exemplo, a materiais necessários à realização de ensaios experimentais, levando conseqüentemente a uma redução de custos. Aliada à sua elevada eficiência, a realização de estudos numéricos permite a realização de um elevado número de simulações para menores períodos de tempo, diferente de algo que requer uma maior gestão no caso dos estudos experimentais. De modo a validar as modelações numéricas, é necessário efetuar um processo iterativo de calibração dos mesmos. Esta calibração pode ser feita, por exemplo, através de comparação com resultados obtidos experimentalmente. A calibração de modelos numéricos possibilita a realização de futuros estudos paramétricos, nos quais é possível averiguar a influência de diferentes parâmetros sem custos materiais adicionais (MOTA, 2016).

Segundo o EN1992-1-2 (2010) os métodos avançados de cálculo são consolidados pelos modelos numéricos e devem envolver o cálculo da evolução de temperatura nos elementos estruturais e o cálculo do comportamento mecânico (deslocamentos e tensões) dos elementos ou da estrutura expostos ao fogo. Na medida em que a distribuição de temperaturas pode ser considerada independente da distribuição de tensões nos elementos, é possível resolver o problema de análise de uma estrutura ou de um elemento sujeito a ação do fogo em duas fases separadas (BRATINA et al., 2005; ZHA, 2003). Numa primeira fase resolve-se o problema de análise térmica para determinar a evolução de temperaturas nos elementos ao longo do tempo. Posteriormente, realiza-se a análise mecânica determinando os deslocamentos e a distribuição de tensões devido às ações mecânicas e à temperatura originada pela ação térmica.

No segmento dos ensaios experimentais realizados e expostos no capítulo anterior, foi realizada uma análise numérica com o intuito de criar modelos capazes de reproduzir os resultados obtidos experimentalmente. A modelação numérica foi realizada através do software de elementos finitos ABAQUS/CAE (SIMULIA Corp., 2013). No âmbito do comportamento ao fogo, o ABAQUS é uma ferramenta poderosa que permite a análise não linear de estruturas, por exemplo o efeito de um incêndio num elemento. Os resultados obtidos experimentalmente foram assim usados para calibração dos modelos aqui apresentados.

5.2 SOFTWARES DE MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os modelos de cálculo avançado existentes são agora aqui expostos. Estes são os modelos disponíveis no mercado e os mais utilizados na comunidade científica para modelação e cálculo de elementos sujeitos a temperaturas elevadas:

- **ABAQUS:** este programa, de uso comercial desenvolvido pela SIMULIA nos EUA, é uma ferramenta de cálculo bastante completa para a modelação e análise através de programas de elementos finitos do comportamento de materiais, processos e produtos. Através deste programa é possível realizar diferentes tipos de análises, desde acústicas, passando por ligações, avaliações de dano, fratura e falha. O ABAQUS/CAE é dotado de ferramentas necessárias para criar a geometria do modelo, ou então esta pode ser importada de arquivos CAD. Permite a criação de malhas de modo automático e/ou manual, permitindo ao utilizador gerar malhas de forma simples, rápida e com boa aproximação. Este programa é usado nas mais diferentes áreas e por empresas de topo no setor automóvel, aeroespacial, defesa, biomédica e de produtos de consumo. O ABAQUS é ideal para realizar análises estáticas ou de baixa velocidade, onde as ocorrências de esforços máximos são importantes. De forma complementar, este módulo possui ainda um módulo para análises dinâmicas de alta velocidade, onde podem ser realizadas simulações de queda, acidentes automóveis ou impactos balísticos. Este programa é dotado de uma extensa base de dados de materiais possíveis de serem utilizados e permite a criação de materiais com as características pretendidas. Permite ainda a definição da interação entre materiais e o meio envolvente (SIMULIA®, 2008). Este foi o programa utilizado para desenvolver este trabalho pelo que será posteriormente descrito de forma mais detalhada.

ALGOR: A semelhança do programa anterior, também este é de uso comercial nas áreas de engenharia, mecânica, civil, automóvel, aeroespacial, medica, militar, energia elétrica, petrolífera entre outras. Esta ferramenta de elementos finitos, permite a modelação, análise e simulação do comportamento real de materiais novos e existentes. Com recurso a este programa o usuário vê possível a realização de análises estáticas, mecânicas, com modelação linear e não linear do material, de dinâmicas lineares, de fadiga, a altas temperaturas, de fluidos, eletrostáticas, entre

outras. À semelhança de outros programas deste gênero possui interface com o CAD (ALGOR@, 2008).

- ANSYS: este é mais um programa de elementos finitos de uso comercial desenvolvido nos EUA. Deste programa fazem parte uma gama de produtos adequados a diferentes tipos de análises tais como ANSYS/Multiphysics, ANSYS/Mechanical, ANSYS/Structural, ANSYS/Professional, ANSYS/Emag, ANSYS Parallel Processing, ANSYS/DesignXplorer, ANSYS/DesignXplorer VT, ANSYS/DesignModeler, ANSYS/Fatigue e ANSYS/ED. ANSYS/Multiphysics permite simular de forma linear e não linear diversos fenômenos físicos como por exemplo estruturais, térmicos, de alta e baixa frequência eletromagnética, fluidos, eletroestáticos e acústicos num único campo, em ambiente estático ou dinâmico. Este programa de cálculo avançado não linear tem em consideração grandes esforços, diferentes materiais não lineares, flambagem não linear, pós flambagem e contato geral. Permite ainda construir e controlar modelos paramétricos e personalizados (ANSYS@, 2008);
- COSMOS: Este programa de elementos finitos foi desenvolvido nos EUA, também ele se enquadra na gama dos softwares comerciais. O programa possui uma variada gama de produtos tais como COSMOWorks, COSMODesignSTAR, COSMOSM, COSMOSMotion e COSMOSFloWorks. É dotado de diversos recursos para análise de tensões e uma biblioteca diversificada de propriedades dos materiais, propriedades estas definidas em função da temperatura, materiais isotrópicos, ortotrópicos, anisotrópicos, e compostos por múltiplas camadas. Permite realizar análise não linear avançada, tendo em consideração grandes deslocamentos, considera o contato entre os materiais, considera plasticidade, viscosidade, análise não linear elástica, etc (COSMOS@, 2008);
- DIANA: Este é mais um software comercial de elementos finitos, desenvolvido na Holanda. Permite realizar análises de elementos de concreto, aço, solo, rocha ou interação solo-estrutura. Pode realizar análises do tipo lineares, não lineares, de fluxo, dinâmicas, de instabilidade de Euler, etc. Com recurso a este software é possível realizar modelos bidimensionais e tridimensionais. Permite ainda, à semelhança de outros programas, a importação de arquivos CAD. Permite a modelação de uma enorme quantidade de problemas da engenharia com qualquer tipo de seção (TNODIANA@, 2008);

- FIRES-T3: Este programa começou a ser desenvolvido na Universidade da Califórnia em 1977. Permite estudar a evolução de temperaturas em elementos sólidos de três dimensões, simples ou composto como por exemplo o concreto armado, duas dimensões e elementos de uma estrutura a uma dimensão. Possibilita ainda conjugar elementos de uma, duas ou três dimensões, tudo no mesmo modelo. As temperaturas geradas pelo FIRES-T3 podem ser utilizadas para realizar análises mecânicas, quando conjugadas com programas como o FIRES-RC II ou FIRES-SL, prevendo desta forma o comportamento global da estrutura. O método de cálculo consiste na aplicação do método dos elementos finitos integrado em intervalos de tempo, a não linearidade requer um processo iterativo ao longo de intervalos de tempo. As curvas de fogo podem ser lineares ou não lineares, e têm em conta os efeitos de condução e radiação (IDING et al., 1977);
- LUSAS: É mais um programa de elementos finitos, composto por vários módulos. Um dos módulos foi especialmente concebido para o dimensionamento de pontes, outro para estruturas correntes, um módulo para a criação de elementos sólidos, outro destinado à análise e um último para meio académico. Através deste programa é possível desenvolver análises estáticas e dinâmicas, lineares e não lineares, térmicas entre outras. Na análise térmica, permite definir as características dos materiais em função da temperatura, quer seja um material isotrópico ou anisotrópico. Permite ainda definir outras características térmicas como calor específico, coeficiente de convecção, radiação, etc. Através deste programa é possível definir vários tipos de carregamento (LUSAS@, 2008);
- NEiNASTRAN: Este programa de elementos finitos, de uso comercial, foi desenvolvido nos EUA. Dele faz parte uma interface gráfica e um editor de modelação. Permite análises lineares e não lineares de esforços, análises dinâmicas e de transferências de calor entre corpos. Através de um programa de pré e pós-processamento (FEMAP) integrado no sistema, permite a criação, importação, geração de malhas de elementos finitos, criação de materiais, cargas, condições de contorno, estabelecer tipos de análises e opções de visualização, permitindo ainda a integração de outros programas de análise térmica. A este programa está ainda associado um editor que potencia o controle sobre as modelações e os resultados obtidos. Em tempos, este foi um programa de uso frequente nas indústrias aeroespacial, automóvel e marítima (NEiNASTRAN@, 2008);

- SAFIR: Este software de elementos finitos foi desenvolvido na Universidade de Liège por Jean-Marc Franssen, baseado num programa denominado CEFICOSS. Permite a realização de análises não lineares de estruturas tanto a temperaturas elevadas como à temperatura ambiente. Esta análise é feita por duas etapas, a primeira etapa consiste numa análise térmica e posteriormente, na segunda etapa, é aplicada uma ação mecânica. Este programa é dotado de uma biblioteca com vários materiais e respectivas propriedades térmicas (aço, concreto e alumínio) e curvas de incêndio. Este software é de uso comum entre a comunidade científica (FRANSSEN; KODUR; MASON, 2000);
- SUPERTEPCALC: Este programa de elementos finitos, foi desenvolvido de forma a ser possível determinar a distribuição de temperaturas numa seção específica de um material, embutido ou não em alvenarias, sujeita a temperaturas elevadas. Com recurso a este software é possível ainda determinar os esforços resistentes de elementos de concreto, aço e mistos. Este é mais um dos programas de uso comum entre a comunidade científica da área (CBCA@, 2008);
- TASEF: este programa foi desenvolvido para determinar a segurança de estruturas ao fogo, por SP Technical Research Institute of Sweden, na Suécia, como ferramenta auxiliar de cálculo em trabalhos de investigação e no meio educacional. Este programa, à semelhança dos anteriores, tem em conta a não linearidade das secções e a variação das propriedades mecânicas dos materiais com o aumento da temperatura. Tal como outros softwares, possibilita analisar estruturas em duas dimensões, simétricas, compostas por vários materiais. O programa permite a definição de qualquer curva de incêndio e tem em conta fenômenos como a radiação, convecção e fluxo de calor. Permite ainda considerar fenômenos como a evaporação, devido ao aumento da temperatura. A malha de elementos finitos é gerada apenas de forma automática, mas permite adotar diferentes tipos de elementos, de forma a permitir uma melhor convergência. Os resultados podem ser obtidos em qualquer região do modelo e são facilmente adquiridos, permite ainda traçar gráficos de tempo-temperatura para vários nós e linhas isotérmicas e campos de temperatura num determinado instante (SP@, 2008);
- VULCAN: Este programa, desenvolvido pela Vulcan Solutions Ltd, da universidade de Sheffield em Inglaterra, é um programa de elementos finitos que permite modelar a três dimensões o comportamento de edifícios aporticados com elementos mistos.

O processo de análise tem em conta a não linearidade geométrica de todos os elementos envolvidos no modelo (vigas, pilares e lajes), as ações aplicadas e ações de membrana na laje. Este programa é dotado ainda das curvas tensão-deformação e as características de expansão térmica são incorporadas em função da temperatura para o aço e concreto, com distribuição não uniforme de temperaturas. Este programa foi desenvolvido com o intuito de estudar o comportamento ao fogo de edifícios, permitindo definir lajes mistas através do conceito de rigidez efetiva e o recurso a ligações semi-rígidas, assim como criar interação parcial entre as ações de aço e as lajes. Ao contrário dos outros programas semelhantes, este destaca-se pela facilidade de utilização e pela rapidez de cálculo. Os resultados obtidos foram validados e comparação com os ensaios desenvolvidos pelo BRE, em Cardington, Inglaterra (VULCAN-SOLUTIONS@, 2008).

Outros programas permitem análises de estruturas a temperatura elevadas, são:

- Bofire, BRANZ-TR8, CMPST, COMPSL, FASBUS, HSLAB, SAWTEF, SISMEF, STA, STELA, TCSLBM, THELMA, TR8, WALL2D.

5.3 MODELAGEM SEGUNDO O SOFTWARE ABAQUS

Neste trabalho a modelagem numérica das vigas de concreto armado submetido a flexão pura, após o incêndio, foi feita com o programa ABAQUS (versão 6.13-1), programa que tem como base de sua rotina o método dos elementos finitos (MEF), através da técnica de integração implícita (ABAQUS/Standard).

O ABAQUS possui uma extensa biblioteca de elementos finitos que podem modelar adequadamente qualquer geometria, além de uma extensa lista de modelos para o comportamento de materiais que, por sua vez, são capazes de simular a maioria daqueles utilizados na engenharia de estruturas. Os elementos sólidos implementados no programa, podem ser usados para análises não lineares complexas envolvendo contato, plasticidade e grandes deformações.

O programa ABAQUS subdivide-se em três seções principais, cuja descrição foi extraída do ABAQUS (2013):

- ABAQUS/CAE: é uma interface gráfica do software, onde é possível desenvolver os modelos geométricos, definir diferentes materiais, bem como realizar a

montagem peça a peça do modelo. Nesta seção são estabelecidas diferentes sequências de análise, às quais são atribuídos diferentes tipos de carregamento e condições de contorno, estes podem variar ao longo do processo de cálculo, conforme o estabelecido. Ainda é possível gerir as simulações a efetuar e visualizar os resultados. Esta seção encontrasse organizada em módulos: o módulo “PART” permite definir a geometria das várias peças que constituem o modelo; o módulo “PROPERTY” permite definir as propriedades dos materiais, o módulo “ASSEMBLY” permite estabelecer a posição que cada “PART” ocupa na estrutura, ou seja permite fazer a montagem do modelo, o módulo “STEP” permite definir a sequência da análise pretendida, o módulo “INTERACTION” permite definir a interação entre as diferentes “PARTS” que constituem o modelo assim como as superfícies onde atua a ação térmica, o módulo “LOAD” permite definir as condições de contorno e os módulos de aplicação das diferentes cargas, o módulo “MESH” permite gerar a malha de elementos finitos para cada elemento do modelo e o módulo “JOB” permite dar início, finalizar e monitorar o processo de cálculo;

- ABAQUS/Standard: é o módulo de solução mais geral do software, capaz de resolver problemas lineares e não lineares de forma implícita, ou seja, através da resolução de um sistema de equações em cada incremento do processo de solução, envolvendo processos estáticos, dinâmicos ou térmicos. A solução baseia-se numa matriz de rigidez do modelo e trata-se de uma solução exata;
- ABAQUS/Explicit: é um módulo que está mais direcionado para a solução de problemas dinâmicos ou que envolvam uma mudança de condições de contorno. Enquanto o Standard faz iterações para determinar a solução, o Explicit determina a solução sem iterações, através da previsão com um método de integração explícita, do próximo estado cinemático a partir do estado obtido no incremento anterior. Requer menor esforço computacional, porém é um método condicionalmente estável, apresentando maiores problemas de convergência do que o Standard.

5.3.1 Módulo “PART”

Este módulo permite criar, gerir e editar “PARTS” que constituem o modelo numérico e que vão ser utilizadas posteriormente no módulo “ASSEMBLY”. É nesta seção que são definidas todas as características geométricas do elemento, assim como um conjunto de regras que definem o seu comportamento. Este módulo funciona como uma biblioteca onde é possível

armazenar uma série de elementos criados tendo em vista a constituição do modelo. Para criar uma “PART” é necessário definir as seguintes características:

- “Modeling Space”, aqui é possível definir a dimensão em que se vai criar a “PART”, em duas ou três dimensões;
- “Part Type”, aqui estão disponíveis três opções: “Deformable”, “Discrete Rigid”, “Analytical rigid” e “Eularian”;
- “Base Feature”, em relação a este, estão disponíveis as seguintes opções: “solid”, “shell”, “wire” e “point”.

5.3.2 Módulo “PROPERTY”

O módulo “PROPERTY” permite criar e definir propriedades físicas, térmicas e mecânicas, para diferentes tipos de materiais. As propriedades físicas e mecânicas atribuídas ao modelo, podem ou não ser variáveis com a temperatura. À semelhança do módulo “PART” permite também definir a geometria de seções, atribuir orientações, normal e tangencial às diferentes “PART”.

5.3.3 Módulo “ASSEMBLY”

Este módulo é utilizado para organizar e montar o modelo, ou seja, permite definir a posição de que cada “PART” ocupa em relação às restantes e a um sistema de coordenadas globais. Este pode conter diversas “PART”, contudo apenas um tipo de montagem. O posicionamento de cada “PART” é conseguido por aplicação sequencial de restrições, através de relação entre faces, arestas, pontos, ou apenas por translações ou rotações. É possível criar instâncias dependentes e/ou independentes, mantendo estas associadas com a “PART” original. Por defeito o ABAQUS/CAE cria instâncias dependentes, estes tipos de instâncias apenas podem sofrer alterações, como em relação à dimensão da malha, tipos de elementos, partições e alterações da seção, no módulo “PART”. Realizada esta alteração no módulo “PART”, todas as instâncias replicadas a partir dessa parte vão sofrer o mesmo tipo de modificações. As instâncias independentes são alteradas apenas no módulo de montagem “ASSEMBLY”. Comparativamente, apesar das instâncias independentes serem mais práticas, pois permitem a alteração das mesmas no módulo de montagem, as instâncias dependentes envolvem menor esforço de cálculo e no caso de haver “PART” dando origem a várias instâncias é preferível

alterar a “PART” apenas uma vez no módulo “PART”, pelo que as instâncias dependentes são preferíveis. Este módulo permite também a criação de superfícies e conjuntos que permitem uma fácil aplicação de interações, condições de contorno e cargas.

5.3.4 Módulo “STEP”

O módulo “STEP” permite criar e definir os diferentes tipos de análise (elasto-plástica, estática dinâmica, difusão de massa, térmica, ou de interação entre ambos). Para cada modelo é possível definir e criar uma ou várias etapas de análise. O fato de as etapas serem sequenciais, permite estabelecer mudanças nas variações de carga e de contorno do modelo, alterar a interação de peças entre si, remoção ou adição de instâncias constituintes do modelo e outras alterações que podem ocorrer no modelo no decorrer da análise. Através desta análise deste módulo é possível ainda alterar processos de análise e saída de dados. O software escreve a saída de resultados a partir da análise da base de dados de saída, sendo possível o utilizador especificar a sua saída através da criação de pedidos, que serão gerados para análises de etapas posteriores. O primeiro “STEP” a ser criado em todos os modelos é o inicial. Neste “STEP” encontram-se definidas as condições de contorno e interações que são aplicadas na fase inicial da análise do modelo. O “STEP” inicial é seguido por um ou vários outros “STEP”, que podem ser de temperatura, aplicação de cargas etc. O tipo de análise realizada pode ser alterado de “STEP” para “STEP”. Neste módulo, o programa oferece a possibilidade do usuário resolver problemas geometricamente não-lineares, através da ativação do parâmetro de não-linearidade geométrica (*NLGEOM=ON), desta forma tem em conta o efeito de grandes deslocamentos. Caso se pretenda ter em consideração os deslocamentos infinitesimais, este parâmetro deverá ter de ser desativado (*NLGEOM=OFF).

5.3.5 Módulo “INTERACTION”

O presente módulo possibilita a definição de interações, do tipo mecânicas e térmicas. Estas interações podem ser estabelecidas entre as diferentes instâncias do modelo ou entre a superfície do modelo e a sua vizinhança. Neste módulo é possível definir características ao nível de montagem, como no caso da armadura passiva e uma viga de concreto, fissurar regiões do modelo, definir molas e amortecedores entre dois pontos do modelo ou entre um ponto do modelo e o solo, definir a inércia (ponto de massa, inércia de rotação e capacidade de calor) para regiões do modelo. Uma vez que as interações podem sofrer alterações consoante cada

etapa, estas encontram-se associadas a diferentes “STEPS” de análise em que se pretende que estejam ativas.

5.3.6 Módulo “LOAD”

Através deste módulo é possível definir e gerir as condições de carregamento, condições de contorno, e casos de carga. À semelhança dos módulos anteriores, as condições estabelecidas são associadas a diferentes etapas de cálculo. Através da ferramenta “amplitude” é possível estabelecer no presente módulo dependências de tempo ou frequências que podem ser aplicadas às condições estabelecidas.

5.3.7 Módulo “MESH”

O módulo “MESH” contém ferramentas que tornam possível definir o tipo de elemento finito e o modo de geração de malhas de elementos finitos em partes do modelo ou em montagens criadas com o ABAQUS/CAE. As diferentes ferramentas disponíveis neste módulo permitem especificar desde a dimensão da malha, realizar um controle da malha, especificar a forma do elemento (triangular, quadrático ou hexagonal), definir o tipo de aproximação, se linear ou quadrática, assim como criar malhas diferentes para elementos diferentes e diferentes zonas do mesmo elemento. Todos estes elementos podem ser alterados ao longo do modelo sendo automaticamente regenerados.

5.3.8 Módulo “JOB”

Após a elaboração do modelo de elementos finitos e da introdução de todas as informações necessárias no software, a fase seguinte é executar a resolução do modelo. No módulo “JOB” é possível criar um trabalho e submeter a sua resolução ao ABAQUS/Standard ou ao ABAQUS/Explicit, e monitorar o seu progresso. Este módulo permite realizar uma análise por etapas, sendo esta peculiaridade uma vantagem para modelos que necessitem de efetuar uma análise passo a passo mais complexa. Esta característica revela ser extremamente útil uma vez que prevê por exemplo erros que possam surgir no decorrer da análise por ele efetuada. É possível examinar os resultados obtidos num “STEP”, antes de prosseguir para o “STEP” seguinte.

5.3.9 Módulo “VISUALIZATION”

Este módulo permite acompanhar a evolução do processo de cálculo. Aqui é possível acompanhar a evolução da temperatura, deslocamentos, forças, tensões e extensões ao longo do tempo, nos diferentes “STEPS” da análise em todos os nós da malha de elementos finitos. Por fim é possível extrair os resultados para um arquivo “txt” e importá-los para o “EXCEL”.

5.4 MODELO NUMÉRICO

Com o objetivo de reproduzir os resultados obtidos nos ensaios experimentais, foram realizados modelos numéricos de diferentes naturezas. O primeiro modelo diz respeito à modelagem térmica das seções ao longo das vigas, sendo o segundo um modelo mecânico no qual foi realizado o estudo do comportamento estrutural das vigas de concreto armado após o incêndio.

No modelo térmico foi reproduzida a distribuição e evolução das temperaturas observadas experimentalmente nas várias seções (Figuras 6, 7, 8 e 9). Trata-se de um modelo tridimensional, com variação da temperatura em função do tempo.

O segundo modelo desenvolvido diz respeito a um modelo tridimensional, onde foi realizada uma análise não linear física e geométrica, na qual se reproduziu o efeito do fogo, no comportamento estrutural das vigas, aplicando nas propriedades dos materiais a degradação provocada pela temperatura elevada.

5.4.1 Propriedades geométricas das vigas

As propriedades geométricas do modelo, assim como as propriedades físicas, mecânicas e térmicas dos materiais das vigas de concreto armado, foram admitidas de acordo com modelo experimental, apresentado no capítulo 4, e conforme as NBR 15200 (2012), 14323 (2013) e 6118 (2014).

5.4.2 Tipo de elemento finito

O ABAQUS dispõe de uma variedade de elementos finitos em sua biblioteca, sendo eles de diferentes tipos como Sólidos, SHELL, Membrane, Frame, entre outros.

Neste estudo, na análise térmica, para discretização das respectivas vigas, utilizou-se dois tipos de elementos finitos, sendo eles:

- DC3D8, sendo o mesmo 3D, de formação linear e composto por 8 nós, para o concreto e armadura longitudinal;
- DC1D2, elemento 1D, ou seja, link, com formação linear e composto por 2 nós, utilizado na armadura transversal.

Para a análise mecânica foi feito um estudo sobre aproximação linear e quadrática. Para análise de aproximação linear foram adotados os seguintes elementos:

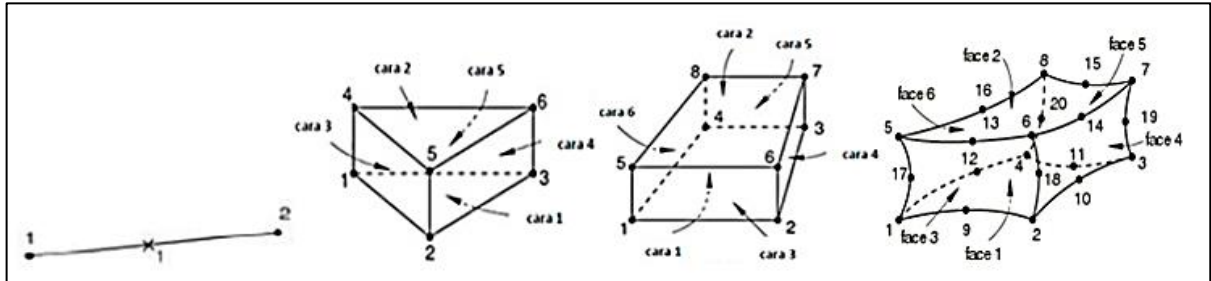
- C3D8R elemento do tipo solido, utilizado na discretização do concreto. O elemento C3D8R trata-se de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D), com oito nós (8), integração reduzida e tem a opção *hourglass control*, que permite melhorar a resolução de problemas relacionados com a obtenção de soluções oscilatórias, exibindo modos espúrios, ou seja, quando a matriz se torna singular ou quase singular (quando a matriz não admite inversa). Apresenta formação linear e três graus de liberdade de translação em cada nó;
- C3D6, elemento do tipo solido, utilizado na discretização da armadura longitudinal. O elemento C3D6 trata-se de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D) e com seis nós (6);
- T3D2, elemento de treliça que possui dois nós, apresentando três graus de liberdade por nó, referente as translações nas direções x, y e z. Este elemento foi utilizado na discretização da armadura transversal.

Para análise de aproximação quadrática foram adotados os seguintes elementos:

- C3D20R, elemento do tipo solido, utilizado na discretização do concreto. O elemento C3D20R trata-se de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D), com vinte nós (20), integração reduzida e tem a opção *hourglass control*, que permite melhorar a resolução de problemas relacionados com a obtenção de soluções oscilatórias, exibindo modos espúrios, ou seja, quando a matriz se torna singular ou quase singular (quando a matriz não admite inversa). Apresenta formação quadrática e três graus de liberdade de translação em cada nó.

Para armadura longitudinal e transversal foram adotados os mesmos elementos utilizados na análise por aproximação linear, C3D6 e T3D2, respectivamente.

Figura 51 - Elemento finito de dois nós, elemento finito triangular prismático de seis nós, elemento finito hexaedro de oito nós, elemento finito hexaedro de vinte nós



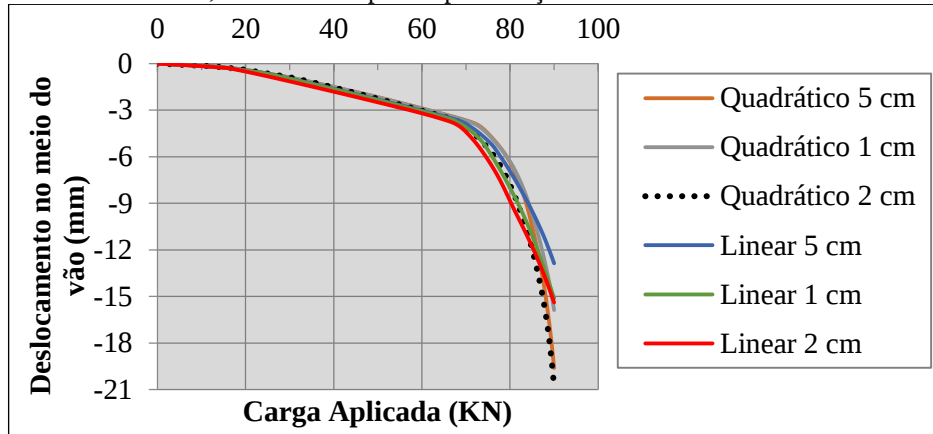
Fonte: Rodriguez, Bonilla e Hernandez, 2016.

5.4.3 Malha de elemento finito

As vigas de concreto armado foram discretizadas na análise térmica em malhas de 10 x 10 x 10mm para o concreto, 20 x 20 x 20mm para armadura longitudinal e 20mm para armadura transversal.

Na análise mecânica a dimensão da malha era maior em relação a análise térmica, para que o tempo de processamento de cálculo do mesmo não aumentasse, tendo em vista que após avaliação de uma malha mais refinada (10 e 20 mm), constatou-se que não haveria melhoria significativa nos resultados da análise. Portanto, após um estudo de malhas realizado, foi adotado para análise mecânica a discretização de malhas de 50 x 50 x 50 mm para o concreto, 40 x 40 x 40mm para a armadura longitudinal e 20mm para armadura transversal. Na Figura 52 é apresentada uma comparação do comportamento do deslocamento no meio do vão da viga de concreto armado do estudo em temperatura ambiente, a título de exemplo, levando em consideração o tipo de aproximação, linear e quadrática, assim como o refinamento da malha.

Figura 52 - Comportamento do deslocamento no meio do vão da viga em temperatura ambiente, avaliando o tipo de aproximação e o refinamento da malha



Fonte: O autor, 2018.

Portanto, para cada tipo de análise (térmica, mecânica com aproximação linear e mecânica com aproximação quadrática) foram gerados aproximadamente 49066, 2514 e 2514 elementos, conectados entre si por 56808, 3140 e 9907 nós, respectivamente.

5.4.4 Propriedades dos materiais

Para análise térmica é necessário a definição de algumas propriedades relevantes dos materiais utilizados (concreto e aço para as armaduras). Assim, definiu-se para cada material, a massa específica, coeficiente de dilatação térmica, condutividade térmica e calor específico, em função da temperatura. Foram utilizadas as expressões indicadas na NBR 15200:2012 e 14323:2013, apresentadas no capítulo 3 desta dissertação, para determinação das respectivas propriedades.

As propriedades dos materiais necessárias para a realização da análise mecânica foram o módulo de elasticidade, coeficiente de poisson e as propriedades plásticas dos materiais.

O comportamento estrutural do concreto na compressão é simulado por meio de uma relação constitutiva $\sigma \times \epsilon$ do tipo elasto-plástico. O modelo matemático utilizado foi adaptado do item 8.2.10.1 da NBR 6118(2014):

$$\sigma = f_c \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad (79)$$

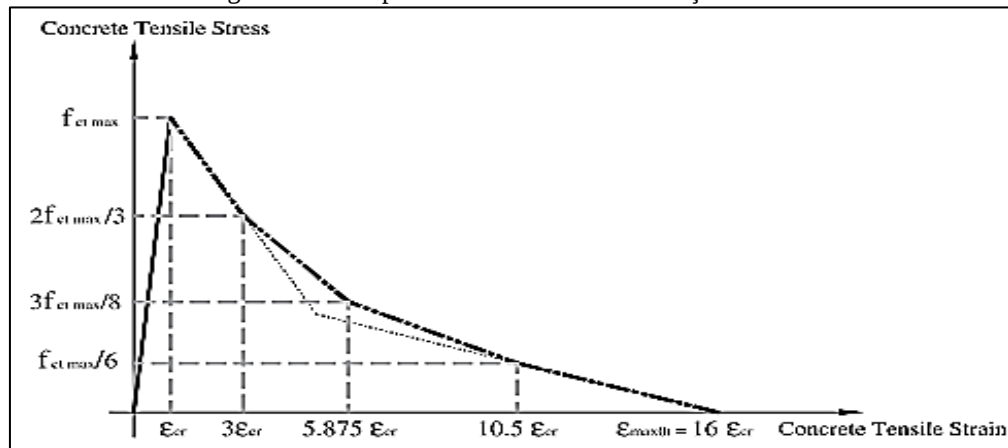
Onde:

ϵ_c é a deformação específica de encurtamento do concreto

ϵ_{c2} é a deformação específica correspondente à máxima tensão, igual a 0,002.

Para o concreto submetido a tensões de tração em carregamentos monotônicos, a resposta é considerada linear até a fissuração, sendo o módulo de elasticidade igual ao módulo tangente inicial (E_{ci}). Se a resistência à tração é atingida em uma seção, considera-se esta seção fissurada, e que apenas as armaduras contribuem para a resistência aos esforços de tração. No entanto, quando existem armaduras aderentes, o concreto também contribui para resistir aos esforços de tração, aumentando, dessa forma, a rigidez do elemento na zona fissurada. Este comportamento é chamado de *tension stiffening* e é simulado por meio de uma redução suave na tensão de tração do concreto, após exceder a tensão $f_{ct,máx}$. O comportamento estrutural do concreto na tração é representado na Figura 53.

Figura 53 - Comportamento do concreto à tração.



Fonte: Said M. Allam, et al. (2013)

Quando se considera que a estrutura sofrerá deformações finitas, a curva tensão x deformação deve ser considerada as tensões e deformações calculadas com base na geometria real da estrutura deformada. Para as armaduras, as tensões (σ) e deformações (ϵ) verdadeiras são dadas: por $\epsilon = \ln(\epsilon_{nom} + 1)$ e $\sigma = \sigma_{nom} \cdot (1 + \epsilon_{nom})$. No ABAQUS é considerado o comportamento plástico do material definido por essas medidas, com a tensão verdadeira relacionado a parcela plástica da deformação verdadeira (SILVA, 2006-b).

O concreto em temperatura ambiente apresentava uma resistência à compressão de 47,6 MPa, as armaduras longitudinais e transversais com tensão de escoamento de 500 e 600 MPa, respectivamente, e módulo de elasticidade do aço de 210 GPa.

Com objetivo de considerar as degradações mecânica do concreto submetido a temperaturas elevadas e resfriado em seguida, foram aplicados a sua resistência à compressão, os fatores de minoração do estudo experimental feito por Guo e Shi (2011), citado no capítulo

3, Equação 22, desta dissertação, para determinação da resistência residual do concreto. Para o aço os fatores de minoração da resistência ao escoamento utilizados, foram os de Maraveas et al. (2017), equações 50 a 52.

A elevação da temperatura no aço provoca transformações em sua cristalografia. Porém, até o aço atingir a temperatura correspondente ao ponto eutético (cerca de 720 °C), pode-se considerar que ele recupera totalmente a resistência inicial ao ser resfriado. Além dessa temperatura, o aço perde alguma resistência (SILVA et al., 2006). Portanto, nesse estudo foi apenas considerado a perda de resistência no aço para o tempo de exposição ao fogo de 210 min, equivalente a uma temperatura final na armadura, de 970 e 850°C, respectivamente para o REC15 e REC30, como poderá ser observada na evolução da temperatura nas barras de aço na seção 5.5.1 deste trabalho.

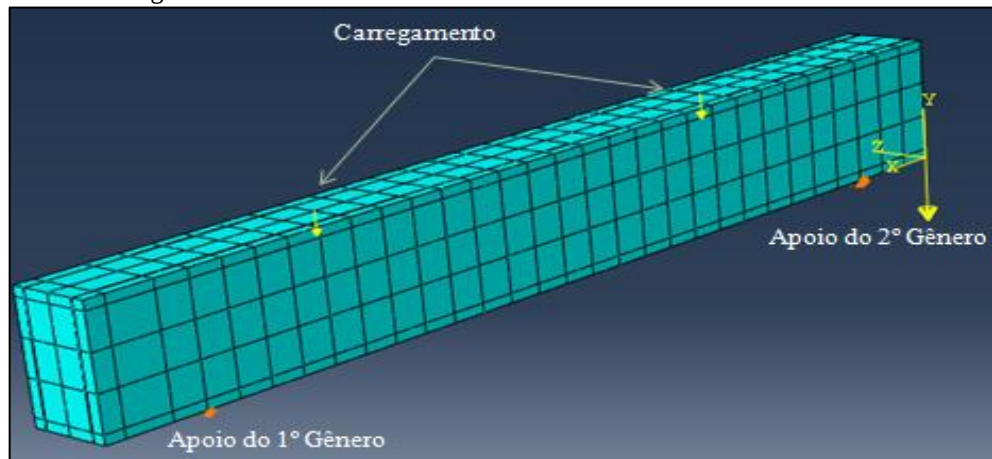
O coeficiente de poisson e peso específico do aço e do concreto foram considerados com os valores de 7850 kg/m³ e 0,3, assim como 2400 kg/m³ e 0,2, respectivamente.

5.4.5 Condições de contorno, carregamento e contato

No que diz respeito às condições de apoio, de um dos lados da viga, foram restringidos todos os graus de liberdade de translação dos nós localizados na linha transversal da face inferior, ou seja, com direção perpendicular ao eixo longitudinal da viga, a fim de modelar um apoio de 2º gênero. Neste sentido, no outro lado da viga, foi modelado um apoio do 1º gênero, ou seja, todos os graus de liberdade dos nós da respectiva linha transversal da face inferior também foram restringidos, com exceção da direção longitudinal da viga. Estas duas linhas se distanciavam uma da outra 1,20 m, como no caso da modelação das vigas ensaiadas no programa experimental.

O carregamento mecânico deste tipo de vigas foi efetuado por meio de duas cargas concentradas, localizadas a 0,25m dos apoios. Este carregamento foi efetuado sobre a face superior da viga, auxiliado pelo comando *constraint coupling*, localizado no menu *interection* no ABAQUS, que foi utilizado para evitar a concentração de esforços no ponto de aplicação da carga concentrada. Também foi considerado o peso próprio da viga.

Figura 54 - Modelo numérico utilizado na análise de elementos finitos



Fonte: O autor, 2018.

Como na análise experimental, o modelo numérico foi carregado até a sua ruptura, ou seja, a sua falha, para isso foi admitido como critério de falha o deslocamento vertical no meio do vão do elemento. Sendo assim, a partir da carga de ruptura no experimento, foi calculado o valor do deslocamento vertical no meio do vão, levando em consideração o cálculo da rigidez equivalente, conforme item 17.3.2.1.1, da NBR 6118:2014. A partir disso foi admitido no modelo numérico, que quando a viga atingisse a determinada flecha, o valor da carga que a provocara, seria a ruptura da viga no modelo numérico. Os valores dos deslocamentos verticais no meio do vão, calculados analiticamente, são apresentados na tabela 17 em seguida:

Tabela 17. Deslocamento no meio do vão, calculados analiticamente.

Tempo de exposição ao fogo	*Cenário 1 (mm)		**Cenário 2 (mm)	
	REC - 15	REC - 30	REC - 15	REC - 30
Ambiente	4,40	5,29	4,40	5,29
60 min	4,40	5,23	4,45	5,26
120 min	4,34	5,22	4,42	5,33
210 min	3,39	3,72	3,55	3,92

*Cenário 1 considera o efeito da temperatura média do núcleo da seção transversal da viga, desconsiderando o cobrimento.

**Cenário 2 considera o efeito da temperatura média em toda seção transversal da viga.

Fonte: O autor, 2018.

Para simular a ação térmica no modelo foram utilizados dois tipos de superfícies ao redor da viga sujeito ao fogo, nomeadamente, *film condition e radiation* que traduzem respectivamente os fenômenos de transferência de calor por convecção e radiação. De salientar

ainda que foi considerado o valor de 0,95 para a emissividade do concreto, devido a sua baixa capacidade de emissão de energia por radiação da sua superfície.

Para coeficiente de transferência de calor por convecção foi adotado para efeitos práticos, o valor de 25 W/m².

O contato no modelo térmico entre o concreto e as armaduras longitudinais e transversais, foi modelado com comportamento *Tie* simulando assim o contato perfeito, para que não houvesse perda de calor. Já no modelo mecânico, o contato entre o concreto e as armaduras foi feito pela função *Embedded region*, com objetivo de garantir uma solidariedade perfeita entre os materiais, conforme hipótese fundamental da teoria do concreto armado.

5.4.6 Métodos de análise

A análise numérica no ABAQUS foi realizada em duas fases, sendo primeira a térmica onde se obteve o desenvolvimento das temperaturas das vigas ao longo do tempo, quando submetido a simulação da temperatura dos gases no forno, apresentada no capítulo 4, desta dissertação. Em seguida foi feita a análise mecânica submetendo as cargas concentradas e já sendo considerado a degradação no valor da resistência inicial do concreto, devido ao efeito do aquecimento e posterior resfriamento do elemento estrutural, em duas situações. A primeira (Cenário 1) considera o efeito da temperatura média do núcleo da seção transversal da viga desconsiderando o cobrimento. A segunda situação (Cenário 2) foi considerado o efeito dos gradientes térmicos elevados (toda seção transversal), desenvolvidos devido à baixa condutividade térmica do concreto, calculando assim um coeficiente minorador, para cada trecho, da seção transversal com variação de 100 °C, e a partir disso foi calculado uma média aritmética dos respectivos coeficientes, para estimativa da resistência residual média da peça. Os coeficientes minoradores utilizados para o cálculo da estimativa da resistência residual nas duas situações, foram do estudo feito por Guo e Shi (2011), apresentados no capítulo 3 desta pesquisa.

Para validação da análise numérica foi utilizado a evolução da temperatura e o valor da carga de ruptura extraídos do modelo experimental.

5.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS

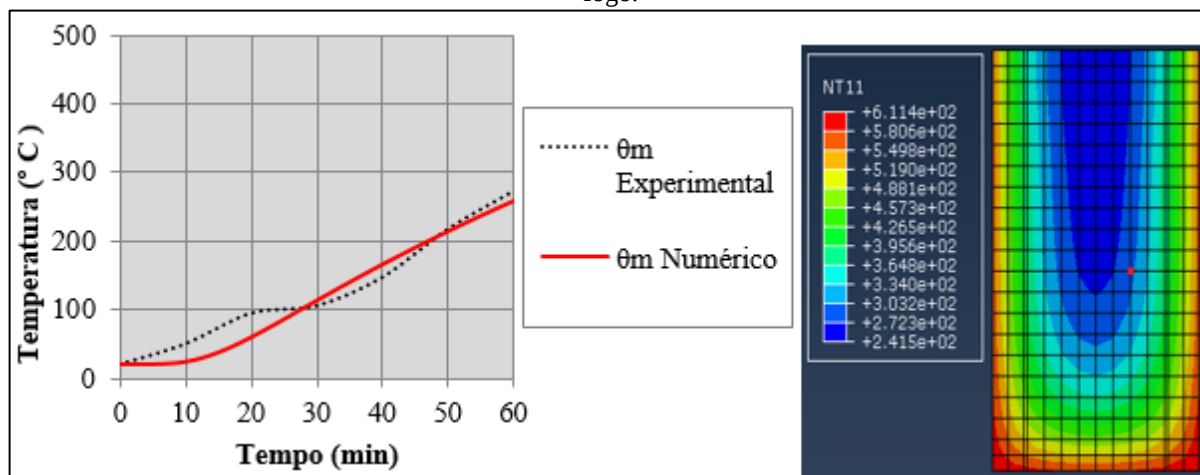
5.5.1 Análise das Temperaturas

Nas Figuras 55, 56, 57 e 58 apresenta-se a evolução da temperatura média na seção transversal em função do tempo, nas vigas de concreto armado ensaiadas de forma experimental, assim como os resultados da análise numérica. O ponto vermelho apresentado nas figuras na seção transversal do modelo numérico corresponde, ao trecho analisado graficamente, como também a posição no qual foram aferidas as temperaturas com termopar tipo K, na análise experimental.

Onde:

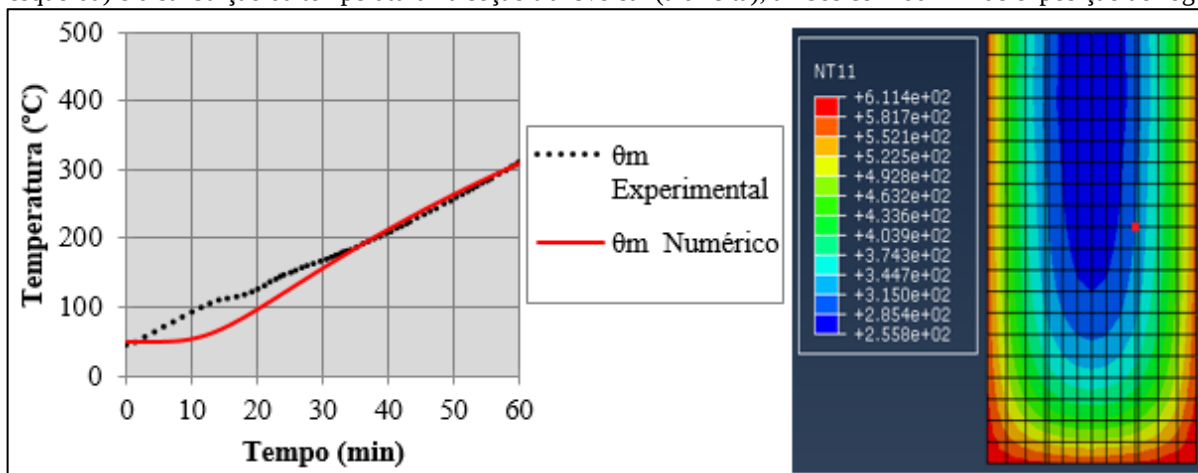
- ⇒ θ_m Experimental representa a temperatura média no interior da viga ensaiada;
- ⇒ θ_m Numérico representa a temperatura média no interior da viga do modelo numérico.

Figura 55 - Temperatura média da viga REC15, a meia altura da seção e a 2cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambos com 60 min de exposição ao fogo.



Fonte: O autor, 2018.

Figura 56 - Temperatura média da viga REC30, a meia altura da seção e 3cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambos com 60 min de exposição ao fogo

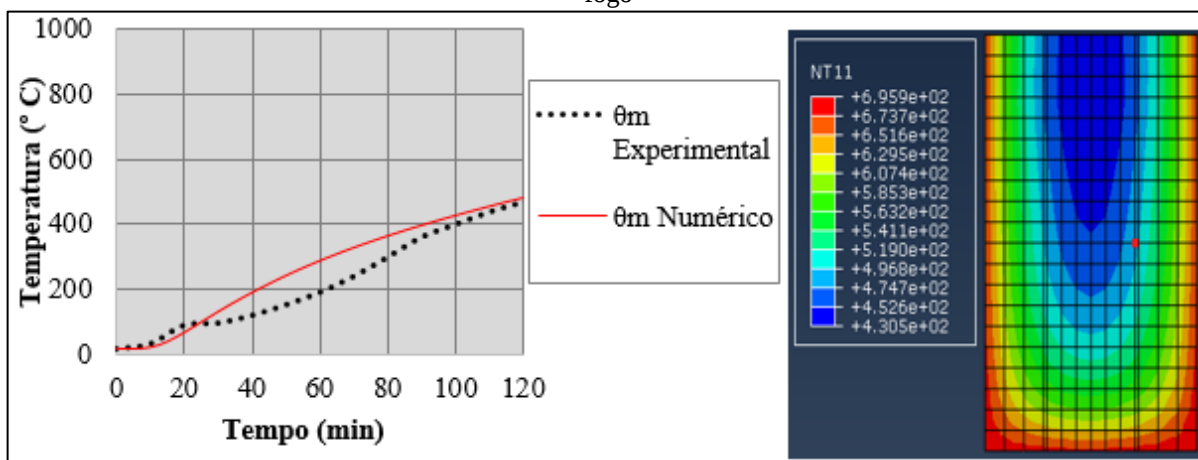


Fonte: O autor, 2018.

Como citado no capítulo 3, próximo aos 100 °C as curvas de crescimento, do modelo experimental, tornam-se constantes por um período de aproximadamente 10 minutos. Isto deve-se a mudança de estado da água livre existente nas peças. Nesse trecho o modelo numérico não acompanha este comportamento, porém mesmo assim apresenta uma aproximação aceitável dos resultados.

Na Figura seguinte é representada a evolução da temperatura das vigas com cobrimento de 15 mm durante a exposição de 120 minutos (REC15_120min). Não houve resultado experimental para o tempo 120 min e exposição com cobrimento de 30 mm.

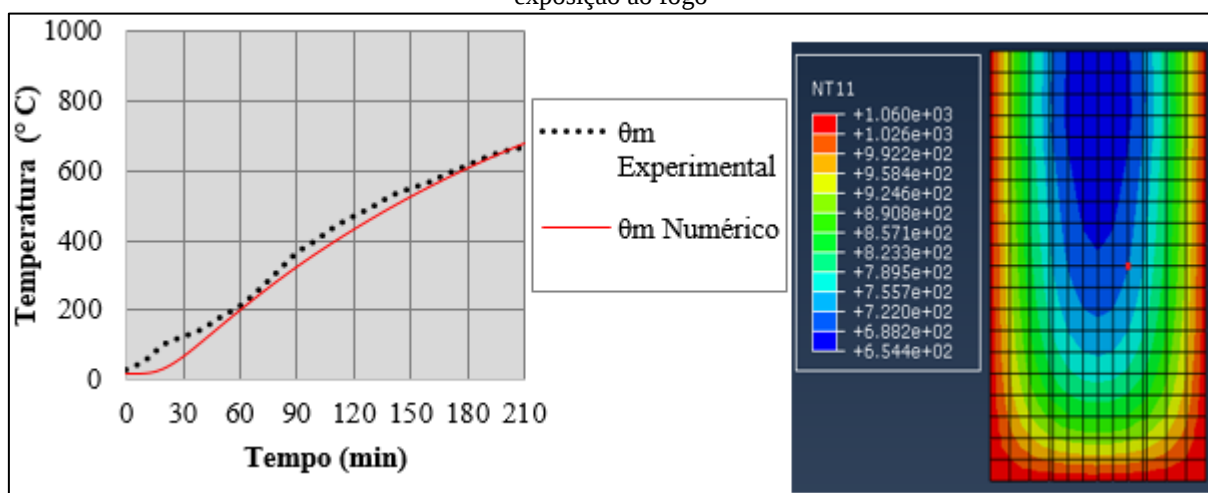
Figura 57 - Temperatura média da viga REC15, a meia altura da seção e a 3 cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambos com 120 min de exposição ao fogo



Fonte: O autor, 2018.

A Figura abaixo representa o crescimento da temperatura ao longo da viga para o experimento e o modelo numérico REC15_210min. O crescimento da temperatura é semelhante REC30_210min.

Figura 58 - Temperatura média da viga REC15 e REC30, a meia altura da seção e 2cm do eixo central vertical da seção (à esquerda) e distribuição da temperatura na seção transversal (à direita), ambos com 210 min de exposição ao fogo

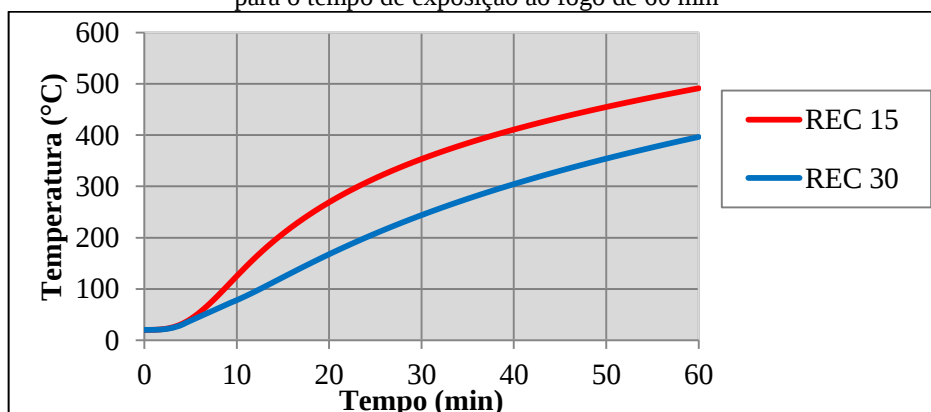


Fonte: O autor, 2018.

Como pode observado todas as curvas numéricas apresentaram comportamento semelhante aos obtidos experimentalmente, significa que o modelo numérico térmico desenvolvido é possivelmente válido e preciso para prever o comportamento térmico em vigas de concreto armado.

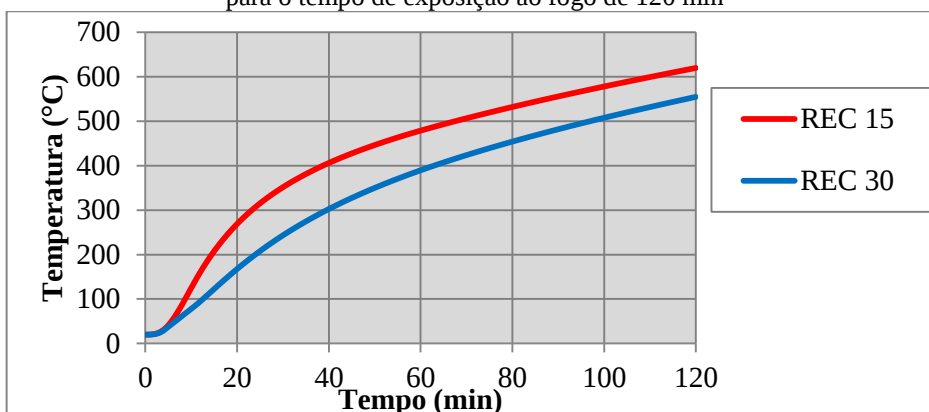
Nas Figuras 59, 60 e 61 é representada graficamente a evolução da temperatura no meio do vão da barra longitudinal do trecho tracionado da viga, para os tempos de exposição ao fogo em estudo.

Figura 59 - Evolução da temperatura no meio do vão da barra longitudinal positiva, para o tempo de exposição ao fogo de 60 min



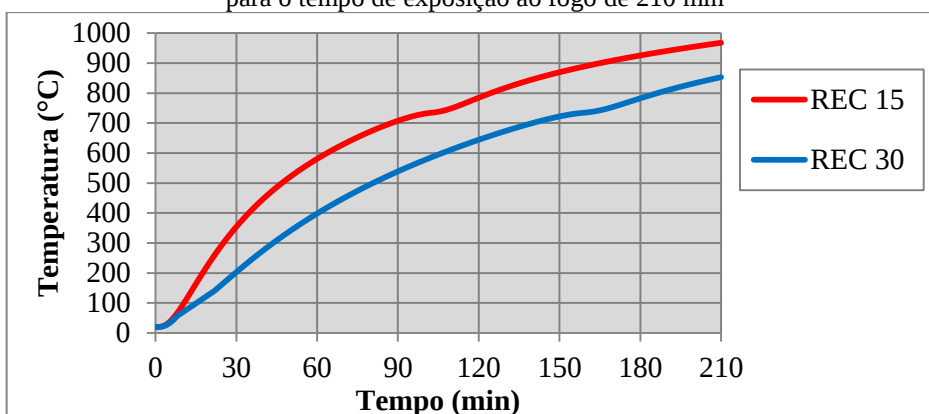
Fonte: O autor, 2018.

Figura 60 - Evolução da temperatura no meio do vão da barra longitudinal positiva, para o tempo de exposição ao fogo de 120 min



Fonte: O autor, 2018.

Figura 61 - Evolução da temperatura no meio do vão da barra longitudinal positiva, para o tempo de exposição ao fogo de 210 min



Fonte: O autor, 2018

Avaliando a influência do cobrimento da armadura, de 15 e 30mm, em função da elevação da temperatura, pode-se observar nas Figuras 59, 60 e 61, que para os tempos de exposição ao fogo de 60 e 120 min, apresentaram uma variação da temperatura na barra, entre os diferentes cobrimentos, de aproximadamente 100° C. Para o tempo de exposição de 210 min, chegou a apresentar variações de até 200° C. Através dos resultados obtidos pode-se concluir que quanto maior o cobrimento, maior será a proteção da armadura no interior do concreto quando submetido a temperaturas elevadas

5.5.2 Análise Mecânica

A tabela abaixo apresenta os valores estimados, a partir da expressão de Guo e Shi (2011), apresentada no capítulo 3, da resistência residual à compressão do concreto, aplicando ao valor da resistência à compressão do concreto em situação ambiente os coeficientes

minoradores, que consideram a degradação do material após submetido a elevadas temperaturas e resfriado em seguida.

Tabela 18 - Valor estimado da resistência residual à compressão do concreto para o modelo numérico

Tempo de exposição ao fogo	Cenário 1- f_c (MPa)		Cenário 2- f_c (MPa)	
	REC - 15	REC - 30	REC - 15	REC - 30
Ambiente	47,6	47,6	47,6	47,6
60 min	47,4	45,6	44,15	44,15
120 min	39,9	39,9	34,9	34,9
210 min	16,3	16,3	11,7	11,7

Fonte: O autor, 2018.

A tabela 19 apresenta uma comparação da carga de ruptura das vigas de concreto armado REC15, do modelo experimental, do modelo numérico cenário 1 (considera o efeito da temperatura média do núcleo da seção transversal da viga) e do modelo numérico cenário 2 (considerado o efeito dos gradientes térmicos elevados de toda a seção transversal), como citado na seção 5.4.6, para validação do modelo mecânico.

Tabela 19 - Comparação da Carga de Ruptura do modelo experimental e numérico – Vigas REC15

Tempo de Exposição ao Fogo	Carga de Ruptura (KN) Experimental	Aproximação	Carga de Ruptura (KN)		Erro (%)	
			Numérico (Cenário 1)	Numérico (Cenário 2)	exp./num. 1	exp./num. 2
Ambiente	78,6	Linear	72,62	72,62	7,6%	7,6%
		Quadrática	74,64	74,64	5,0%	5,0%
60 min	78,6	Linear	72	73,53	8,4%	6,5%
		Quadrática	74,95	77,4	4,6%	1,5%
120 min	75,6	Linear	68,7	68,6	9,1%	9,3%
		Quadrática	71,65	72,62	5,2%	3,9%
210 min	52,4	Linear	47,83	51,1	8,7%	2,5%
		Quadrática	48,72	50	7,0%	4,6%

Fonte: O autor, 2018.

Pode-se assim observar que todos resultados numéricos tiveram uma tendência muito semelhante às obtidas experimentalmente, onde em todos os tempos de exposição ao fogo, apresentaram erros inferiores a 10%. Como esta concordância foi muito boa, significa que o modelo numérico da vigas REC15 cenário 1 e 2 desenvolvido é válido e preciso para prever o comportamento estrutural de vigas de concreto armado submetida a flexão pura, após o incêndio.

Em seguida é apresentado na Tabela 20 os resultados da carga de ruptura para as vigas de concreto armado com comprimento de 30 mm, intituladas vigas REC30.

Tabela 20 - Comparação da Carga de Ruptura do modelo experimental e numérico – Vigas REC30

Tempo de Exposição ao Fogo	Carga de Ruptura (KN) Experimental	Aproximação	Carga de Ruptura (KN)		Erro (%)	
			Numérico (Cenário 1)	Numérico (Cenário 2)	exp./num. 1	exp./num. 2
Ambiente	78,6	Linear	75,35	75,35	4,1%	4,1%
		Quadrática	74,53	74,53	5,2%	5,2%
60 min	77,2	Linear	74,35	73,8	3,7%	4,4%
		Quadrática	73,45	73,52	4,9%	4,8%
120 min	75,6	Linear	71,3	67,3	5,7%	11,0%
		Quadrática	70,75	68,24	6,4%	9,7%
210 min	47,6	Linear	44,6	40,3	6,3%	15,3%
		Quadrática	44,9	39,25	5,7%	17,5%

Fonte: O autor, 2018.

Assim como resultado do modelo numérico das vigas com comprimento de 15mm, o modelo numérico mecânico das vigas REC30, apresentaram uma tendência muito semelhante às obtidas experimentalmente, em especial o modelo numérico do cenário 1, onde em todos os tempos de exposição ao fogo, apresentaram erros inferiores a 7%. Como esta concordância foi muito boa, significa que o modelo numérico cenário 1 desenvolvido é possivelmente válido e preciso para prever o comportamento estrutural de vigas de concreto armado submetida a flexão pura, após o incêndio.

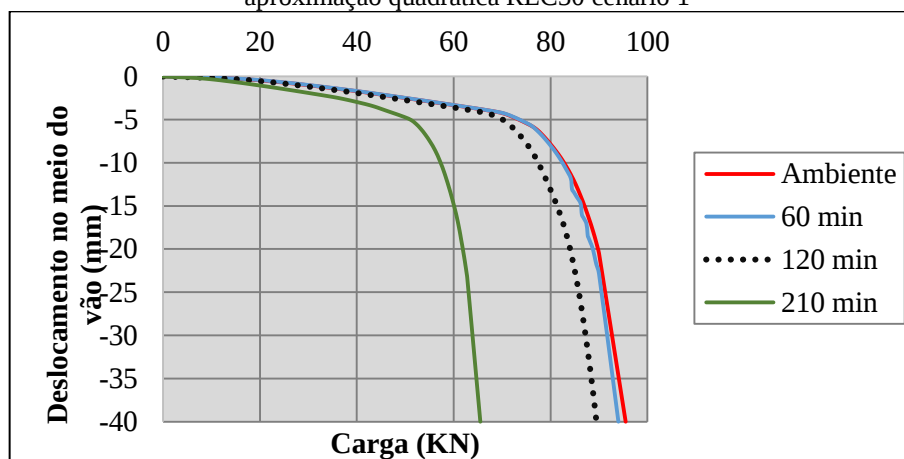
Por outro lado no modelo numérico do cenário 2, os resultados obtidos até o tempo de exposição ao fogo de 120 min com aproximação quadrática, apresentou erros aceitáveis, sendo eles inferiores a 10%, porém ao tempo de 120 min com aproximação linear até o tempo de 210 min o mesmo apresentou um erro de até 17,5%, ou seja, nesse último tempo de exposição ao fogo na análise experimental a viga rompeu com a carga de 47,6 KN, já no modelo numérico de aproximação quadrática, com 39,25 KN, apresentando valor excessivamente conservador. Análises adicionais quanto ao cenário 2, do modelo viga REC30, estão sendo conduzidas, pois resultados preliminares obtidos sugerem que há importantes alterações que precisam ser estudadas em detalhes.

O tipo de aproximação linear e quadrática, não apresentou diferenças significativas, e em alguns momentos, o modelo linear obteve erros inferiores do que o modelo quadrático. Isto é justificado, devido na ruptura da viga em estudo, a mesma não apresenta uma curvatura acentuada, consequência do seu pequeno vão (1,20m), portanto o modelo linear já é suficiente para prever comportamento da viga.

Nas Figuras 62 e 63 são apresentado o comportamento do deslocamento vertical no meio do vão, a medida em que o elemento é carregado, para o modelo numérico feito no cenário 1 e 2, respectivamente. Tendo em vista a validação do mesmo pela sua carga de ruptura junto ao modelo experimental, como apresentado na Tabela 19, pode ser considerado aceitável o seu

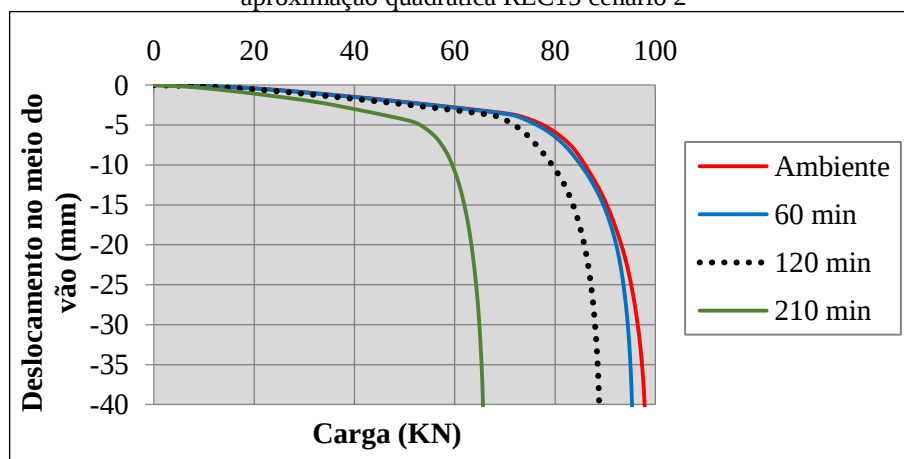
resultado para representar a flecha no meio do vão da viga de concreto armado em estudo, considerando também que as perdas significativas na resistência do concreto, apenas pode ser observada a partir do tempo de exposição ao fogo de 120 min, que corresponde a uma temperatura média de 400 °C, em conformidade com a análise experimental e pesquisas sobre concreto em situação de incêndio.

Figura 62 - Deslocamento vertical no meio do vão (mm), modelo numérico aproximação quadrática REC30 cenário 1



Fonte: O autor, 2018.

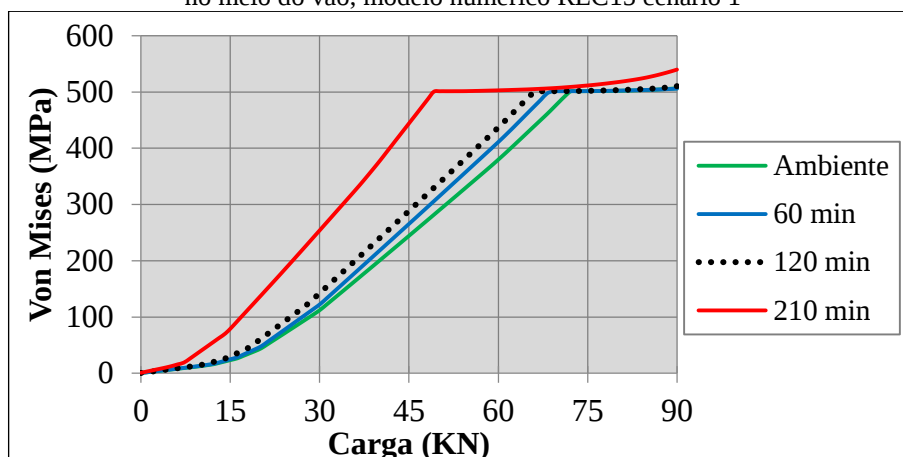
Figura 63 - Deslocamento vertical no meio do vão (mm), modelo numérico aproximação quadrática REC15 cenário 2



Fonte: O autor, 2018.

Na Figura 64 é representada graficamente as tensões de Von mises da armadura longitudinal positiva no trecho do meio do vão, em função do carregamento, do modelo numérico REC15 cenário1.

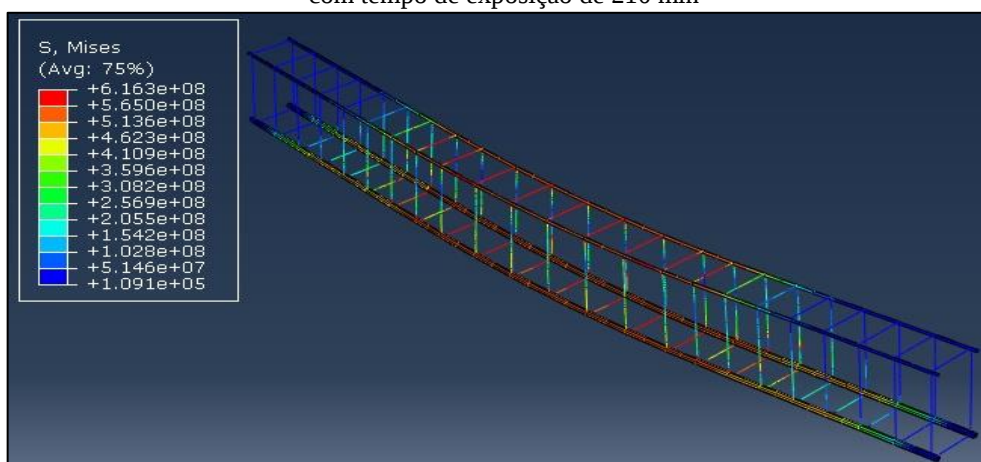
Figura 64 - Tensões de Von Mises na armadura longitudinal positiva, no meio do vão, modelo numérico REC15 cenário 1



Fonte: O autor, 2018.

Na Figura 65, pode-se observar o comportamento das tensões de Von mises na armadura da viga REC 30 carregada, no modelo numérico referente ao tempo de exposição de 210 min.

Figura 65 - Tensões de Von Mises na Armadura da Viga REC 15 com tempo de exposição de 210 min



Fonte: O autor, 2018.

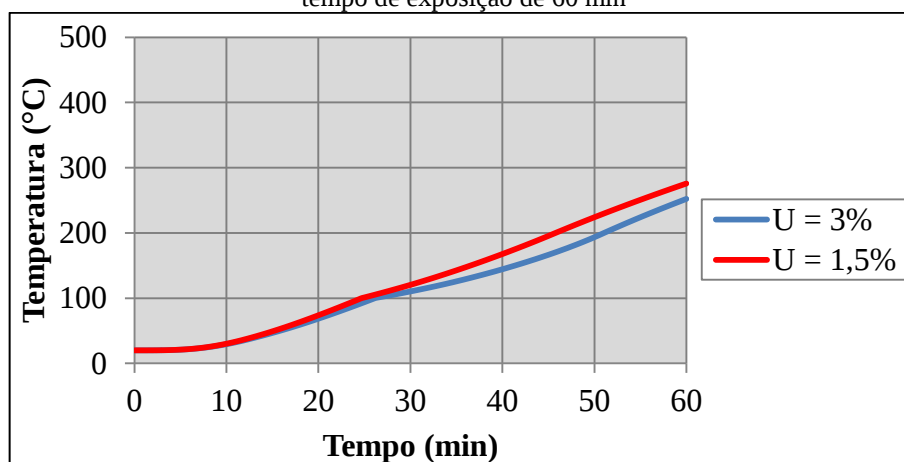
6 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Após validação do modelo numérico de elementos finitos, um estudo paramétrico foi realizado de modo a estudar o desempenho ao fogo das vigas de concreto armado, variando diferentes parâmetros, sendo um deles o percentual da umidade do material entre 1,5% e 3%, tendo em vista que na comparação entre o modelo experimental e numérico, a umidade considerada era de 4,4%. Nesse estudo paramétrico também foi feita uma análise avaliando a influência do tipo de agregado. Para realização deste, foram adotadas as propriedades para a análise térmica e mecânica, de acordo com as normas brasileira 15200 (2012) e 14323 (2013). Em relação a curva de aquecimento foi utilizada a mesma da Figura 42, para todos os tempos de exposição, apresentadano capítulo 4 desta pesquisa.

6.1 INFLUÊNCIA DA UMIDADE

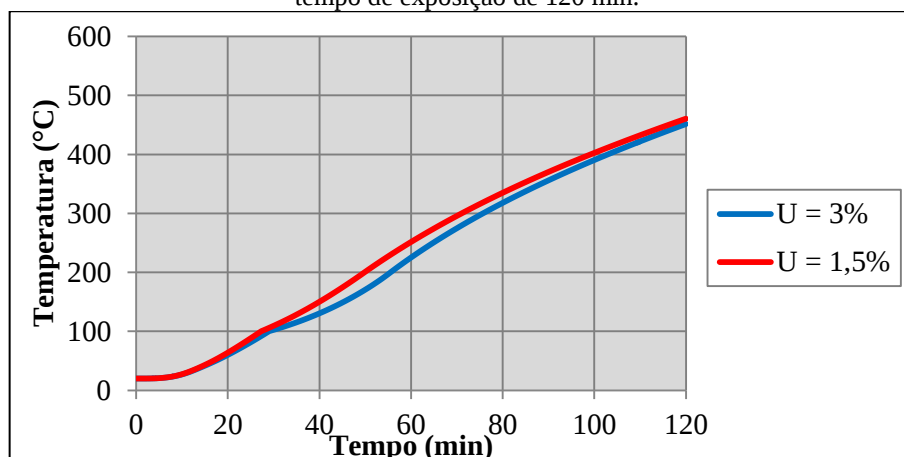
As Figuras 66, 67 e 68 representam a evolução da temperatura média, em referência aos pontos das figuras 43, 47 e 49, respectivamente, no interior das vigas de concreto armado REC15 para os tempos de exposição estudados de 60 min, 120 min e 210 min. Ressalta-se também que o comportamento da temperaturas para as vigas do tipo REC30, apresentou resultados semelhantes.

Figura 66 - Evolução da temperatura média no interior vigas REC15 e tempo de exposição de 60 min



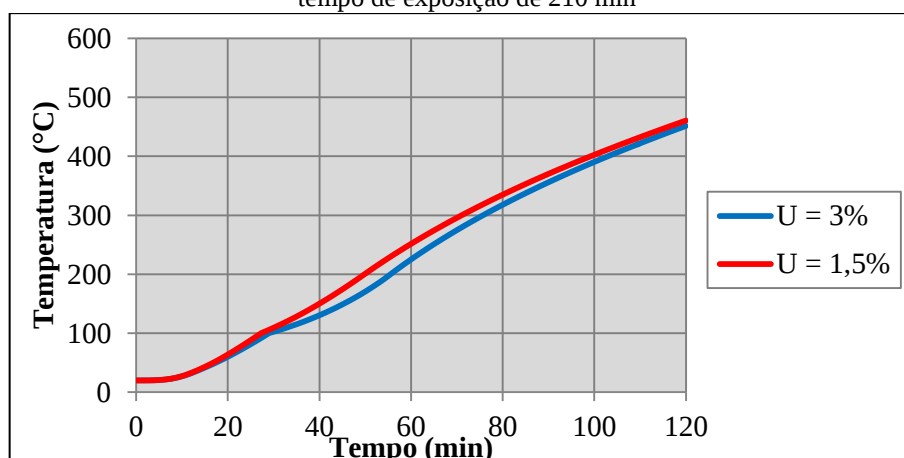
Fonte: O autor, 2018.

Figura 67 - Evolução da temperatura média no interior vigas REC15 e tempo de exposição de 120 min.



Fonte: O autor, 2018.

Figura 68 - Evolução da temperatura média no interior vigas REC15 e tempo de exposição de 210 min



Fonte: O autor, 2018.

A partir da análise gráfica observa-se que a partir de 100 °C, temperatura que ocorre a mudança de estado da água livre existente nas peças, a evolução da temperatura média no interior das vigas apresenta uma pequena variação em seu valor, e de acordo com o aumento desta temperatura as curvas tendem a se encontrar, isso se justifica pela evaporação da água presente no elemento estrutural. Como esperado as vigas com menor percentual de umidade (U), apresentaram um aquecimento mais rápido do que as vigas com maior percentual, motivado quantidade de água presente no elemento.

A umidade é um dos fatores que provocam o spalling e está associado às mudanças de estado da água e a expansão do ar existente na rede de poros devido às altas temperaturas. Isto resulta em altas pressões de vapor e gradientes de pressão. Com isso pode-se dizer que a viga de $U=3\%$ está mais susceptível a ocorrência do lascamento do que a viga de $U=1,5\%$. Em

seguida é apresentado na Tabela 21 a temperatura média ao final dos tempos de exposição estudados, para as umidades $U = 1,5\%$ e $U = 3\%$, onde se percebe, que com o crescimento da temperatura, a variação térmica entre os dois diminui, tendendo a se convergir.

Tabela 17 - Temperatura média no interior das vigas ao final do tempo de exposição

Tempo de exposição ao fogo (min)	U		$U_{3\%} / U_{1,5\%}$
	1,50%	3%	
60	276 °C	252 °C	91%
120	460 °C	451 °C	98%
210	713 °C	706 °C	99%

Fonte: O autor, 2018.

6.2 INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO

Para consideração do tipo do agregado e degradação do material devido a elevada temperatura ao qual foi submetida, foi utilizado os coeficientes minoradores da resistência à compressão do concreto, da NBR 15200:2012, para estimativa resistência no cenário 1. A resistência à compressão do concreto em situação ambiente, foi a mesma utilizada no experimento, $f_c = 47,6$ MPa e a temperatura de referência para estimativa da resistência nos tempos de exposição em estudo é apresentada na Tabela 22.

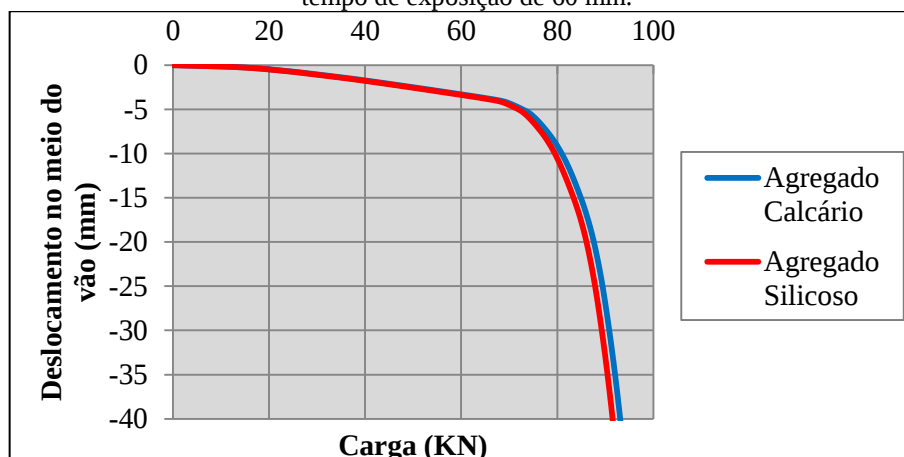
As Figuras 69, 70 e 71 representam a evolução do deslocamento no meio do vão, à medida em que a viga é carregada. Os resultados representados graficamente são referentes às vigas REC30 para o cenário 1. As mesmas apresentaram o comportamento esperado, ou seja, quanto maior a temperatura de referência menor será a carga de suporte do elemento, assim como a predominância do agregado calcário sobre o agregado silicoso.

Tabela 18 - Estimativa da resistência à compressão do concreto e temperatura de referência, para vigas REC30 do cenário 1

Tempo de exposição ao fogo (min)	Cenário 1		Temperatura de referência (°C)
	f_c – Agregado Silicoso (MPa)	f_c - Agregado Calcário (MPa)	
60 min	42,45	44,5	258,4
120 min	30,7	36,8	470
240 min	16,4	22,9	670

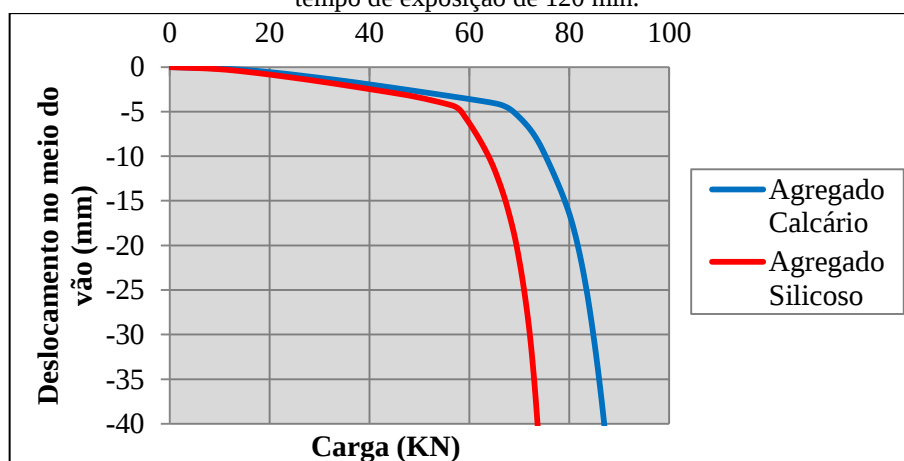
Fonte: O autor, 2018.

Figura 69 - Deslocamento no meio do vão das vigas REC30 do cenário 1 e tempo de exposição de 60 min.



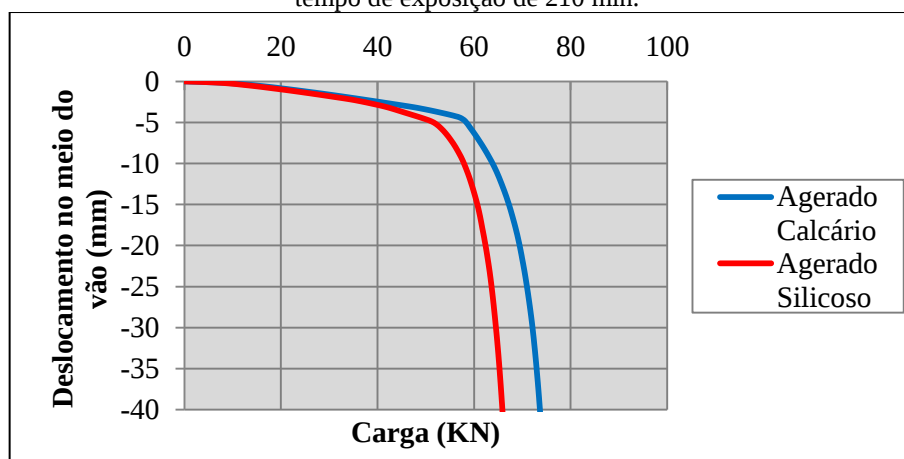
Fonte: O autor, 2018.

Figura 70 - Deslocamento no meio do vão das vigas REC30 do cenário 1 e tempo de exposição de 120 min.



Fonte: O autor, 2018.

Figura 71 - Deslocamento no meio do vão das vigas REC30 do cenário 1 e tempo de exposição de 210 min.



Fonte: O autor, 2018.

7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

Os prejuízos relacionados a perdas devido a incêndios somam bilhões de dólares anualmente pelo mundo. São registrados inúmeros casos de incêndios que abalam a economia de indivíduos, empresas, e até mesmo de cidades. Por outro lado, perdas sociais (i.e. vidas humanas), culturais e ambientais causam danos e tragédias irreparáveis a sociedade.

Neste contexto, é imprescindível à sociedade moderna a prevenção das consequências do incêndio. Porém, para que seu impacto seja minimizado é necessário o entendimento de sua dinâmica, sobretudo em ambientes compartimentados.

Neste estudo buscou-se desenvolver-se uma modelação numérica de vigas de concreto armado, após o incêndio, em função dos resultados obtidos experimentalmente, que pudesse ser aplicada posteriormente a outras vigas com características diferentes, nomeadamente, tipo de seção, taxa de armadura, distribuição da mesma na seção e o cobrimento, e que permitisse assim desenvolver métodos simplificados do dimensionamento ao fogo destes tipos de elementos, assim como contribuir na compreensão do comportamento da resistência mecânica residual de vigas em concreto armado após incêndio. Desenvolvido com base no método dos elementos finitos, foram utilizando elementos do tipo sólido e Link. Seus resultados foram validados através comparação das análises térmicas e da carga de ruptura, com os resultados obtidos experimentalmente.

A partir dos resultados das análises realizadas, podem ser extraídas as seguintes conclusões:

- O modelo térmico numérico desenvolvido é válido e preciso para prever o comportamento térmico em vigas de concreto armado, tendo em vista ter apresentado comportamento semelhante aos obtidos experimentalmente.
- Como a concordância entre os resultados numéricos e experimentais foi semelhante, pode-se afirmar que o modelo numérico mecânico é válido e com boa precisão, salientando que no cenário 1 apresentou erros inferiores a 7%, prevendo assim o comportamento estrutural de vigas de concreto armado, após o incêndio.

- No modelo numérico mecânico cenário 2 nos tempos de exposição ao fogo de 60 min e 120 min, conseguiu-se obter uma boa aproximação ao que se verificou experimentalmente, já no tempo de 210 min o resultado não correspondeu ao experimentalmente observado, apresentando erros de até 17,5%. Análises adicionais quanto ao cenário 2, do modelo viga REC30, estão sendo conduzidas, pois resultados preliminares obtidos sugerem que há importantes alterações que precisam ser estudadas em detalhes.
- Percebe-se no modelo numérico térmico, que os cobrimentos estudados de 15mm e 30mm, para o tempo de exposição ao fogo de 60 e 120 min, apresentaram uma variação da temperatura na barra, entre os diferentes cobrimentos, de aproximadamente 100° C. Para o tempo de exposição de 210 min, chegou a apresentar variações de até 200° C, porém assim como no modelo experimental, não influenciou significativamente a capacidade resistente das vigas de concreto armado submetida a flexão pura, após o incêndio estudadas.
- Para o modelo numérico mecânico, o tipo de aproximação linear e quadrática, não apresentou diferenças significativas, e em alguns momentos, o modelo linear obteve erros inferiores do que o modelo quadrático. Isto justifica-se devido ao pequeno vão da viga do estudo, que quando carregada não gera uma deformação tão acentuada. Portanto o modelo numérico linear é suficiente para prever o seu comportamento mecânico.

7.2 DESENVOLVIMENTO FUTUROS

Em seguida são listadas algumas proposições para o desenvolvimento de investigações futuras sobre o assunto.

- Realização de novos ensaios experimentais em vigas de concreto armado no âmbito térmico e mecânico, assim como vigas com proteção passiva de revestimento contra fogo.
- Criação de um novo modelo numérico, no qual será simulado, o efeito dos elevados gradientes térmicos existentes em análise de estruturas de concreto, ou seja, para cada camada com variação térmica na seção transversal, serão caracterizadas com as propriedades do concreto referente a temperatura da

mesma, tendo assim uma maior proximidade com o comportamento real de uma estrutura de concreto, quando submetida ao fogo;

- Considerar no modelo numérico, o efeito de proteção passiva para as vigas, através de placas de materiais isolantes como Gesso e Vermiculita;
- Modelo numérico levando em consideração retração axial do elemento e avaliar a sua influência na capacidade resistente da viga de concreto armado, após o incêndio, assim como um modelo numérico que avalie a ligação pilar-viga e o comportamento dessa região quando submetido a temperatura elevadas.
- Modelo numérico de uma edificação em estrutura de concreto armado em situação de incêndio.

Os resultados deste trabalho evidenciam a importância de uma maior preocupação por parte dos profissionais e pesquisadores da área em melhor compreender e tratar o gerenciamento de riscos de incêndio no que diz respeito à análise de suas consequências (impacto) em estruturas, no caso estudado concreto armado.

REFERÊNCIAS

ABAQUS/CAE: “Standard User’s Manual, version 6.13”. USA: Simulia Corp., 2013.

ALGOR@. 2008. Disponível em: <<http://www.algor.com/>>. Acesso em: 17 jun. 2017.

ANDERBERG, Y.; THELANDERSSON, S. **Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures**: 2 experimental investigation and material behaviour model. Bulletin 54. Sweden (Lund): Lund Institute of Technology, 1976.

ANSYS@. 2008. Disponível em: <<http://www.ansys.com/>>. Acesso em: 17 jun. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-14323**: projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR-6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR-15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

BAHR, O. et al. Young’s modulus and Poisson’s ratio of concrete at high temperatures: Experimental investigations. **Materials and Design**, Oxford, v. 45, p. 421-429, 2013.

BAZANT, P.; CHERN, J. C. Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete. **Journal of Engineering Mechanics**, Reston, Va, v. 113, n. 10, p. 1493-1511, 1987.

BRATINA, S. et al. Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2. **International Journal of Solids and Structures**, New York, v. 42, p. 5715-5733, 2005.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BSI**: Structural Use of Concrete. BS 8110. Structural use of concrete. Code of practice for design and construction, 1997.

BUCHANAN, A. H. **Structural design for fire safety**. University of Canterbury. New Zealand: John Wiley & sons Ltd, 2001.

CASTRO, A.; TIBA, P.; PANDOLFELLI, V. Polypropylene fibers and their influence on the behavior of concretes exposed to high temperatures. Review. **Cerâmica**, v. 57, p. 22-31, 2011.

CHAN, Y. N.; LUO, X.; SUN, W. Compressive strength and pore structure of high-performance concrete after exposure to high temperature up to 800 °C. **Cement and Concrete Research**, Oxford, v. 30, n. 2, p. 247-251, 2000.

CORRÊA, Cristiano et al. Mapeamento de incêndios em edificações: um estudo de caso na cidade do Recife. **Revista de Engenharia Civil IMED**, Porto Alegre, v. 2, n. 3, p. 15-34, 2015. Disponível em: <<https://seer.imed.edu.br/index.php/revistaec/article/download/1115/763>>. Acesso em: 22 out. 2017.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. **NUTAU**, 2002a. Disponível em: <http://www.lmc.ep.usp.br/grupos/gsi/wp-content/artigos1/tecno_conc_fire_NUTAU20002.pdf>. Acesso em: 21 jun. 2017.

_____. O fenômeno do lascamento (spalling) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio: uma revisão crítica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., Belo Horizonte. **Anais...** São. Paulo: IBRACON, 2002b.

COSTA, C. N.; RITA, I. A.; SILVA, V. P. Princípios do “método dos 500°C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 para projeto à temperatura ambiente. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. 46., Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: IBRACON, 2006.

CSEFIRE@ **International survey of computer models for fire and smoke**. 2008. Disponível em: <<http://www.firemodelsurvey.com/FireEnduranceModels.html>>. Acesso em: 21 jun. 2017.

DAL PONT, S.; MEFTAH, F.; SCHREFLER, B. A. A three-dimensional staggered finite element approach for random parametric modeling of thermo-hygral coupled phenomena in porous media. **International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics**. Geomech, v. 36, n. 5, p. 574-596, feb. 2012.

DAL PONT, S.; MEFTAH, F.; SCHREFLER, B. A. Modeling concrete under severe conditions as a multiphase material. **Nuclear Engineering and Design**, Amsterdamv. 241, n. 3, p. 562-572, mar. 2011.

DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIE. Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton. Règles de calcul FB. **AFNOR DTU P92-701**, déc. 2000.

EN1992. Design of concrete structures, Part 1_2: General rules_Structuralfire design.2010.

EN1993. Design of steel structures, Part 1_2: General rules_Structuralfire design.2010.

FLECTHER, I. et al. Performance of concrete in fire: a review of the state of the art, with a case study of the windsor tower fire. In: INTERNATIONAL WORKSHOP STRUCTURES IN FIRE, Portugal. **Anais...** Portugal: [s.n.], 2006. p. 779-790.

FRANSSEN, J. M.; KODUR, V. K. R.; MASON, J. **User's manual for SAFIR-2001**: a computer program for analysis of structures submitted to the fire. University of Liège, Department Structures du Génie Civil, 2000.

GUO, Z.; SHI, X. **Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures**. Elsevier: Rio de Janeiro, 2011.

HERTZ, K. D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. **Fire Safety Journal**, Lausanne, v. 38, n. 2, p. 103-116, 2003.

LAKHANI, H.; SHARMA, A.; HOFMANN, J. **Coupled thermo-mechanical inelastic analysis of reinforced concrete flexural members subjected to fire loads**, University of Stuttgart, Institute of Construction Materials, Fastening Technology Department, 2016.

IDING, R. **FIRES-T3**: a computer program for the fire response of structures-thermal three-dimensional version. University of California, Fire Research Group, 1977.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834 Fire-resistance tests**: elements of building construction – Part 1: General requirements. 1999.

KALIFA, P. et al. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. **Cemente and concrete Research**, Oxford, n. 30, p. 1915-1927, 2000.

KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 2, n. 4, p. 429-447, oct./dec. 2000.

LI, L.; PURKISS, J. A. Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. **Fire Safety**, v. 40, p. 669-686, 2005.

LI, M.; QIAN, C. X.; SUN, W. Mechanical properties of high-strength concrete after fire. **Cement and Concrete Research**, Oxford, v. 34, p. 1001-1005, 2004.

LI, W. G. Z. Experimental investigation on strength and deformation of concrete under high temperature. **Journal in the Building Structure (Chinese)**, v. 14, n. 1, p. 8-16, 1993.

LIE, T. T.; LIN, T. D. Fire performance of reinforced concrete columns. **ASTM STP 882**. FireSafety: ScienceandEngineering. 1985. p. 176-205. Disponível em: <<http://nparc.cisti-icist.nrc-cnrc.gc.ca/eng/view/accepted/?id=271176ee-5e5c-4ee4-a3ef-248e2196171c>>. Acesso em: 22 jul. 2017.

LIE, T. T.; ROWE, T. J.; LIN, T. D. **Residual strength of fire exposed RC columns evaluation and repair of fire damage to concrete**. Detroit: American Concrete Institute, 1986.

LUSAS@. 2008. Disponível em: <<http://www.lusas.org>>. Acesso em: 12 jul. 2017.

MARAVEAS, C., Fasoulakis, Z., Tsavdaridis, K. D.(2017), "Post-fire assessment and reinstatement of steel structures". *Journal of structural fire engineering*, v. 8, n. 2, p. 181-201.

MATIAS, A. S. F. **Modelação do comportamento ao fogo de ligações mistas de aço e betão**. 2013. 82 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil)—Universidade de Coimbra, Coimbra, 2013. Disponível em: <<https://goo.gl/aQPPQW>>. Acesso em: 10 jun. 2017.

MEYER-OTTENS, C. **Spalling of normal**: strength concrete structures under fire loading. Ph. D. thesis, Braunschweig University of Technology, Braunschweig, Germany. 1972.

MORALES, G.; CAMPOS, A.; FAGARELLO, A. M. P. The action of the fire on the components of the concrete”. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan./mar. 2011. Disponível em: <<http://www.uel.br/revistas/uel/index.php/semexatas/article/viewFile/4057/8315>>. Acesso em: 22 out. 2017.

MOTA, A. S. **Resistência ao fogo de colunas de aço enformado a frio com secção em sigma**. 2016. 73 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil)–Universidade de Coimbra, Coimbra. 2016. Disponível em: <<https://goo.gl/oo1X8W>> Acesso em: 22 out. 2017.

NEINASTRAN@. 2008. Disponível em: <<http://www.nenastran.com/>>. Acesso em: 25 jul. 2017.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997.

NIU, H. et al. Fire-resistance research on lightweight aggregate elements. **Chin Build Struct**, 26, 7, p. 29-33, 1996.

NOUMOWE, A. Mechanical properties and microstructure of high strength concrete containing polypropylene fiber exposed to temperatures up to 200 °C. **Cement Concrete, Res.** 35, n. 11, p. 2192-2198, 2005.

OLIVEIRA, T. A. C. P. de. **Gerenciamento de riscos de incêndio: avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas**. 2006. 147 f. Dissertação (Mestrado)–Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006. Disponível em: <http://www.bdt.d.ufpe.br/bitstream/handle/123456789/5749/arquivo7327_1.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 22 jun. 2017.

OSMOS@. 2008. Disponível em: <<http://www.cosmosm.com/>>. Acesso em: 25 jun. 2017.

PHAN, L. T. Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art. **National Institute of Standards and Technology**. 1996. Disponível em: <<http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build96/PDF/b96075.pdf>>. Acesso em: 22 out. 2017.

PHAN, L. T.; CARINO, N. J. Fire performance of high-strength concrete: research needs. **National Institute of Standards and Technology**. 2000. Disponível em: <<http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.477.845&rep=rep1&type=pdf>>. Acesso em: 22 out. 2017.

POON, C. S. et al. Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing. **Paper – Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 1307-1318, 2001.

RIOS, F. C. M. **Um estudo das propriedades mecânicas do concreto submetido a elevadas temperaturas para dar suporte ao gerenciamento dos riscos de incêndios em edifícios**. 2005. 228 f. (Dissertação)–Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.

RODRIGUEZ, G; BONILLA, J; HERNANDEZ, J. Modelación numérica de vigas continuas de gran peralte de hormigón armado. **Revista Ingeniería de Construcción**, 2016, vol.31, n.3, p. 163-174. 2016. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732016000300002>>. Acesso em: 12 nov. 2017.

SAID M. ALLAM, MOHIE S. SHOUKRY, GEHAD E. RASHAD, AMAL S. HASSAN. Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members. **Alexandria Engineering Journal** (2013) 52, 163–173

SCHNEIDER, U. Behaviour of concrete at high temperatures. **RILEM - Committee**, 44-PHT, feb. 1983.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme ABNT NBR 15200:2012. São Paulo: Blucher, 2012.

SILVA, A. L. R. C. Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à Compressão uniaxial. 2006. (Tese de Doutorado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006-b.

SILVA, V. P. et al. **A real fire in small apartment**: a case study. 2006. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/265972104_a_real_fire_in_small_apartment_-_a_case_study>. Acesso em: 17 jul. 2017.

SP@. **Technical Research Institute of Sweden**. Suécia. 2008. Disponível em: <<http://www3b.sp.se/en/index/services/calculations/TASEF/Sidor/default.aspx>>. Acesso em: 17 out. 2017.

TNODIANA@. 2008. Disponível em: <<http://www.tnodiana.com>>. Acesso em: 17 out. 2017.

VULCAN-SOLUTIONS@. 2008. Disponível em: <<http://www.vulcan-solutions.com/>>. Acesso em: 17 out. 2017.

XIAO, J.; KONIG, G. Study on concrete at high temperature in China-an overview. **Fire Safety Journal**, Lausanne, v. 39, p. 89-103, 2004.

YOUSSEF, M. A.; MOFTAH, M. General stress-strain relationship for concrete at elevated temperatures. **Engineering Structures**, v. 29, p. 2618-2634, 2007. Disponível em: <<https://goo.gl/GifWY2>>. Acesso em: 22 nov. 2017.

ZHA, X. X. Three-dimensional non-linear analysis of reinforced concrete members in Fire. **Building and Environment**, v. 38, n. 2, p. 297-307. feb. 2003. Disponível em: <[https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(02\)00059-8](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(02)00059-8)>. Acesso em: 11 jul. 2017.