

Universidade Federal da Paraíba – UFPB
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS ÀS ALTAS TEMPERATURAS
UTILIZANDO A METODOLOGIA DO PLANEJAMENTO FATORIAL**

LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA

Orientador: Prof. Dr. Givanildo Alves de Azerêdo

João Pessoa – PB
Março, 2016

Universidade Federal da Paraíba – UFPB
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS ÀS ALTAS TEMPERATURAS
UTILIZANDO A METODOLOGIA DO PLANEJAMENTO FATORIAL**

Dissertação apresentada por Leovegildo Douglas
Pereira de Souza ao Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECAM) da
Universidade Federal da Paraíba (UFPB) como
atividade final para obtenção do Título de Mestre
conforme legislação vigente.

João Pessoa – PB
Março, 2016

S729a Souza, Leovegildo Douglas Pereira de.
Análise do comportamento estrutural de vigas de concreto armado submetidas às altas temperaturas utilizando a metodologia do planejamento fatorial / Leovegildo Douglas Pereira de Souza.- João Pessoa, 2016.
112f. : il.
Orientador: Givanildo Alves de Azerêdo
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT
1. Engenharia civil e ambiental. 2. Edificações - incêndios.
3. Estrutura de concreto armado. 4. Comportamento estrutural.
5. Planejamento fatorial.

UFPB/BC

CDU: 624:504(043)

PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE
MESTRADO ACADÊMICO DE:

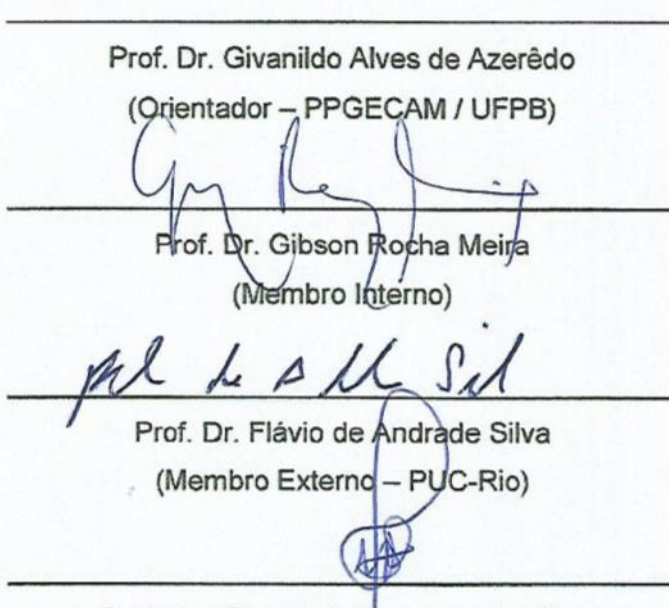
LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA

**“ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS ÀS ALTAS TEMPERATURAS
UTILIZANDO A METODOLOGIA DO PLANEJAMENTO FATORIAL”**

Área de Concentração: Estruturas e Materiais

A comissão examinadora composta pelos membros abaixo relacionados e, sob a presidência do orientador, considera o candidato LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA **APROVADO** e lhe concede o título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL conforme a legislação vigente.

Registre-se e publique-se



Prof. Dr. Givanildo Alves de Azerêdo
(Orientador – PPGECAM / UFPB)

Prof. Dr. Gibson Rocha Meira
(Membro Interno)

Prof. Dr. Flávio de Andrade Silva
(Membro Externo – PUC-Rio)

Prof. Dr. Flávio Luiz Honorato da Silva
(Membro Externo – UFPB)

*Com todo carinho e amor à minha
“princesinha parabólica”, minha irmã Vitória.
“A distância não separabólica”.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, Grande Arquiteto do Universo, nosso Pai Celestial, pela oportunidade de evolução espiritual e intelectual e todas as bênçãos alcançadas ao longo de minha vida. Sem Seu auxílio divino nada disso seria possível.

Aos meus pais, Jucilene Pereira de Souza e Neciano de Souza pelo incentivo, pelas muitas dificuldades que enfrentaram para que eu pudesse chegar até aqui e, principalmente, por tudo aquilo que me ensinaram. Sem seu apoio e a formação moral que recebi desde cedo no seio de minha casa nada mais me seria possível.

À minha irmã Vitória, minha avó Maria e às tias Jucileide e Fátima por todo carinho durante todos os anos de minha vida, mas que se fizeram tão importantes desde que saí oficialmente do meu lar.

Ao Professor Givanildo Azerêdo, que antes de orientador se fez amigo, colocando-se ao lado no desenvolvimento e dificuldades que esta pesquisa impôs. A este meu respeito e gratidão por seu grande exemplo profissional.

A todos os companheiros de trabalho, alunos de IC, colegas de pós-graduação e amigos externos que dispuseram seu tempo e empenho para que este trabalho se tornasse possível mesmo quando parecia não ter mais fim. Por meio dos amigos Lucas Araújo, Ângelo Renner, Leandro Guedes, Dimas Teixeira e da Professora Aline Azerêdo, agradeço indistintamente a todos. Meu mais sincero muito obrigado.

Aos amigos, irmãos e companheiros da A.ºB.ºL.ºS.º. Regeneração Campinense Nº 02, do Capítulo Deus, Pátria e Família Nº 08 da Ordem DeMolay, do Capítulo Príncipe da Paz Nº 38 da Ordem DeMolay, do Rotaract Club Campina Grande, do Rotaract Club João Pessoa Bancários, do Sopão Solidário e da Rede Feminina de Combate ao Câncer meu mais sincero obrigado pela oportunidade de compartilhar com vocês tantos ensinamentos me fortalecendo para as lutas diárias.

Aos professores de graduação Luiz Mendes de Albuquerque Neto, pelo grande exemplo e por apresentar as maravilhas do conhecimento matemático, José de Arimatéia Fernandes, meu mentor intelectual e grande responsável por minha formação científica e Andréa Carla de Lima Rodrigues pelo seu exemplo profissional e por mostrar que do fogo pode-se fazer ciência.

Aos amigos Thiago Batista, Natália Fernandes, Sinaldo Luna, Eliamin Rosendo, Iuri Werneck, Rafael Medeiros, Monika Borges, Thaís Bandeira, Jezreel Paulo, Hugo Saraiva, Robson Kel, Thaise Manguiera, Bruno Martins, Rosângela Lira, Dyego Carlos e Clayton Alves meu mais carinhoso obrigado pela amizade sincera e tantas boas e importantes conversas durante esta etapa.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a conclusão exitosa desta jornada.

“Toda manhã na África um antílope acorda e levanta. Ele sabe que deve correr mais rápido que o leão ou será morto. Toda manhã na África um leão acorda e levanta. Ele sabe que deve correr mais rápido que o antílope ou será morto. Então, não importa se você é antílope ou leão. Amanheceu, corra.” (Provérbio Africano)

RESUMO

Situações de incêndio em edificações com estruturas de concreto armado são comuns, dado o vasto uso estrutural do material. Entretanto, a análise e mensuração dos danos causados por esses sinistros ainda carecem de pormenorização e a relação entre as variáveis que influenciam na capacidade resistente das peças estruturais devem ser analisadas conjuntamente. Assim sendo, este trabalho apresenta a análise do comportamento estrutural de vigas de concreto armado submetidas às altas temperaturas com parâmetros de cobrimento e fator água-cimento analisados conjuntamente com os níveis de temperatura através do planejamento experimental estatístico 2^3 em delineamento composto central rotacional (DCCR). O planejamento fatorial foi utilizado desde a seleção das variáveis estudadas, a definição dos níveis e o pós-processamento dos dados. Assim, definidos os materiais e suas proporções (dosagem), foram confeccionadas 48 vigas reduzidas com diferentes cobrimentos e fatores água-cimento. Após o processo de cura e secagem, as vigas foram submetidas a distintos níveis de temperatura e analisou-se a variação na capacidade resistente das peças submetidas à flexão simples através da sua curva de carga x deflexão. Procedimento análogo foi efetuado para 29 corpos-de-prova que foram ensaiados à compressão simples. Com amostras dos corpos-de-prova e das vigas, foram realizados ainda ensaios de termogravimetria, microscopia eletrônica de varredura e difração de raios-x objetivando detectar o efeito causado nos produtos de hidratação do cimento e relacioná-los com a perda da capacidade resistente das peças. Ao cabo, comparando resultados estatísticos e microestruturais, verificou-se a influência preponderante da variável fator água / cimento. Foi detectada uma faixa de interseção entre a/c e temperatura para a qual o concreto ganha resistência e tem seu processo de hidratação acelerado na formação da portlandita e tobermorita. As conclusões abrem caminho para discussão a respeito da proteção de estruturas sob situação de incêndio mediante o controle do fator água / cimento.

ABSTRACT

Fire situations in reinforced concrete structures' building are common because the widespread use of structural material. However, the analysis and measurement of the damage caused by these claims still need more details and the relationship between the variables that influence the structural capacity should be examined together. Therefore, this work presents the analysis of the structural behavior of reinforced concrete beams subjected to high temperatures with parameters of coatings and water-cement ratio analyzed together with the temperature levels through the statistical experimental design 2^3 in central composite rotational design (CCRD). The factorial design was used from the selection of variables, the definition of the levels and the post-processing data. Thus defined the materials and their proportions, were made 48 beams reduced with different coatings and water-cement factors. After the curing process and drying, the beams were subjected to different levels of temperature and analyzed the variation in the capacity of the beams subjected to simple bending through its curve of load x deflection. An analogous procedure was performed for 29 specimens were tested to simple compression. With samples of the specimens and the beams also were conducted thermogravimetry tests, scanning electron microscopy and diffraction of x-rays intended to detect the effect on the cement hydration products and relate them with the loss of resistant capacity. At the end, comparing statistical and microstructural results, it was found the predominant influence of the variable factors water / cement and that there is intersection between w/a ratio and temperature at which concrete gains strength and has its accelerated hydration process in the formation of portlandite and tobermorite detected. The findings open the way for discussion of the protection of structures under fire situation by controlling water-cement ratio.

LISTA DE FIGURAS:

Figura 1 - TG para amostras de pastas cimentícias com diferentes teores de álcalis e taxas de aquecimento. FONTE: CASTELLOTE, et al., 2004	12
Figura 2 - DTA para amostras de superfície à uma profundidade de 50 mm para corpos-de-prova de concreto monitorando a proporção de calcita e portlandita. FONTE: HANDOO, et al., 2002.....	13
Figura 3 - Monitoramento na superfície a uma profundidade de 50 mm da portlandita (a) e da calcita (b) para amostras que foram aquecidas. FONTE: HANDOO, et al., 2002.	14
Figura 4 - MEV para amostras de núcleo à profundidade de 50 mm monitorando alterações microestruturais em diferentes temperaturas. FONTE: HANDOO, et al., 2002.	17
Figura 5 - MEV para amostras de concreto com adição de fibras de PVA que passaram por degradação térmica. FONTE: SAHMARAN, et al., 2010.....	18
Figura 6 - MEV para concretos com agregados dolomíticos e de seixos rolados submetidos a diferentes níveis de temperatura. FONTE: YAN, et al., 2007.....	19
Figura 7 - Distribuição de tensões na seção transversal. (a) Modelo linear de Euler-Bernoulli. (b) Modelo de Timoshenko	21
Figura 8 - Regiões de descontinuidade para uma viga curta no modelo das bielas e dos tirantes	22
Figura 9 - Exemplo de detalhe de armadura para o nível 0 de cobrimento	27
Figura 10 - Armadura com espaçadores	28
Figura 11 - Moldagem e adensamento das vigas.....	28
Figura 12 - Processo de cura submersa das vigas	29
Figura 13 - Granulometria do Agregado Miúdo	30
Figura 14 - Granulometria do Agregado Graúdo	30
Figura 15 - Ensaio de empacotamento dos agregados.....	31
Figura 16 - Forno de aquecimento das peças	32
Figura 17 - Curva de aquecimento do forno	33
Figura 18 - Prensa de ruptura por compressão simples para corpos-de-prova	35
Figura 19 - Detalhe do apoio rotulado para as vigas	36
Figura 20 - Pórtico utilizado para ruptura das vigas com defletômetro posicionado..	37

Figura 21 - Gráfico de dispersão Temperatura x Resistência para os corpos-de-prova	41
Figura 22 - Gráfico de dispersão Fator água / cimento x Resistência para os corpos-de-prova	41
Figura 23 - Comparação da influência individual entre as variáveis a/c e T para a análise com corpos-de-prova.	43
Figura 24 - Superfície de resposta para análise DCCR em corpos-de-prova com duas variáveis	46
Figura 25 - Superfície de resposta 2D para análise DCCR em corpos-de-prova com duas variáveis	47
Figura 26 - Diagrama de Pareto para análise DCCR em corpos-de-prova com duas variáveis	47
Figura 27 - Curva de dispersão entre valores observados e o modelo de ajuste.....	48
Figura 28 - TG's para amostras de superfície.	50
Figura 29 - DTG's para amostras de superfície.....	50
Figura 30 - TG's para amostras de centro.....	51
Figura 31 - DTG's para amostras de centro.	51
Figura 32 - TG's e DTG's para amostra de referência.	53
Figura 33 - TG's e DTG's para amostras aquecidas a 260 °C.	53
Figura 34 - TG's e DTG's para amostras aquecidas a 400 °C.	54
Figura 35 - TG's e DTG's para amostras aquecidas a 540 °C.	54
Figura 36 - MEV para amostra de superfície aquecida a 540°C. (a) 50x. (b) 2000x .	56
Figura 37 - MEV para amostra de centro aquecida a 540°C. (a) 50x. (b) 2000x.....	56
Figura 38 - MEV para amostra de superfície de referência. (a) 50x. (b) 2000x.....	56
Figura 39 - MEV para amostra de centro de referência. (a) 50x. (b) 2000x	57
Figura 40 - Gráfico de dispersão Cobrimento x Carga para os as vigas reduzidas...	60
Figura 41 - Gráfico de dispersão Fator água / cimento x Carga para os as vigas reduzidas.....	60
Figura 42 - Gráfico de dispersão Temperatura x Carga para os as vigas reduzidas.	61
Figura 43 - Comparação da influência individual entre as variáveis a/c, T e c para a análise com vigas reduzidas	63
Figura 44 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 300$ °C. 1 (a), 1.1 (b) e 1.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	64

Figura 45 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 500$ °C. 2 (a), 2.1 (b) e 2.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	65
Figura 46 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 300$ °C. 3 (a), 3.1 (b) e 3.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	65
Figura 47 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 500$ °C. 4 (a), 4.1 (b) e 4.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	66
Figura 48 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 300$ °C. 5 (a), 5.1 (b) e 5.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	66
Figura 49 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 500$ °C. 6 (a), 6.1 (b) e 6.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	67
Figura 50 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 300$ °C. 7 (a), 7.1 (b) e 7.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	67
Figura 51 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 500$ °C. 8 (a), 8.1 (b) e 8.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	68
Figura 52 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 232$ °C. 9 (a), 9.1 (b) e 9.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	68
Figura 53 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 568$ °C. 10 (a), 10.1 (b) e 10.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	69
Figura 54 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,37$ e $T = 400$ °C. 11 (a), 11.1 (b) e 11.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	69
Figura 55 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,57$ e $T = 400$ °C. 12 (a), 12.1 (b) e 12.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	70
Figura 56 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,0$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 13 (a), 13.1 (b) e 13.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	70
Figura 57 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,5$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 14 (a), 14.1 (b) e 14.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	71
Figura 58 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 15 (a), 15.1 (b) e 15.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	71
Figura 59 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 16 (a), 16.1 (b) e 16.2 (c) c e curvas carga x deflexão (d).....	72
Figura 60 - Detecção das regiões de descontinuidade para o modelo biela tirantes em vigas curtas	73
Figura 61 - Processo de dobradura em corte das armaduras	74

Figura 62 - Ruptura do estribo e desprendimento superficial do concreto.	74
Figura 63 - Diagrama de Pareto para análise DCCR em vigas reduzidas com três variáveis	77
Figura 64 - Superfície de resposta (a) e sua curva de nível (b) para o nível $T = 0$ (400 °C)	77
Figura 65 - Superfície de resposta (a) e sua curva de nível (b) para o nível $a/c = 0$ (0,47).....	78
Figura 66 - Superfície de resposta (a) e sua curva de nível (b) para o nível $c = 0$ (3,25 cm)	78
Figura 67 - Curva de dispersão entre valores observados e o modelo de ajuste para vigas reduzidas	79
Figura 68 - DRX's para vigas de referência (11, 12 e 15)	82
Figura 69 - DRX's para vigas aquecidas (9.1, 10.1, 11.1, 12.1, e 15.1)	82
Figura 70 - DRX's para vigas com $a/c = -\alpha$ (11 e 11.1)	83
Figura 71 - DRX's para vigas com $a/c = +\alpha$ (12 e 12.1)	83
Figura 72 - DRX's para vigas com $a/c = 0$ (15, 9.1, 10.1 e 15.1).....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Níveis das variáveis	25
Tabela 2 - Propriedade dos agregados	30
Tabela 3 - Variáveis e seus níveis para estudo preliminar com corpos-de-prova	34
Tabela 4 - Matriz de planejamento para vigas.....	36
Tabela 5 - Resultados de compressão simples de corpos-de-prova para análise DCCR.....	40
Tabela 6 - Resultados de referência (temperatura ambiente) para os corpos-de-prova	42
Tabela 7 - Comparação entre valores de referência e pós-aquecidos	42
Tabela 8 - Tabela de análise de variância para DCCR com duas variáveis em os corpos-de-prova	45
Tabela 9 - Tabela de análise de variância para DCCR com duas variáveis em os corpos-de-prova considerando a exclusão de variáveis sem significância estatística.	46
Tabela 10 - Resultados obtidos para os ensaios com vigas reduzidas	59
Tabela 11 - Resistência dos corpos-de-prova de referência para os traços de concreto utilizados nas vigas.....	61
Tabela 12 - Variação percentual da carga admissível entre as vigas de referência e suas réplicas aquecidas.	62
Tabela 13 - Tabela de análise de variância para DCCR com três variáveis em vigas reduzidas.....	76
Tabela 14 - Comparação entre as vigas de referência e aquecidas com base nos efeitos estatísticos do DCCR.....	79

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS:

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ANOVA: Análise de Variância;
a/c: Fator água / cimento;
°C: Graus Celsius;
c: Cobrimento;
CP-II-E/Z: Cimento Portland Tipo II com adição de Escória ou Pozolana;
C-S-H: Silicato de Cálcio Hidratado;
CuK α : Classe de Radiação da Difração de Raios-X;
DCCR: Delineamento Composto Central Rotacional;
DRX: Difração de Raios-X;
DTG: Diferencial de Termogravimetria;
f_{ck}: Resistência Característica do Concreto;
g (mg, kg): grama (e multiplicadores);
h: Hora;
m (nm, mm, cm): metro (e multiplicadores);
MEV: Microscopia Eletrônica de Varredura;
Min: Minutos;
MPa: Megapascal;
N (k): Newton (e seu multiplicador);
NBR: Norma Brasileira;
s: Segundos;
T: Temperatura;
TG: Termogravimetria;
TRRF: Tempo Requerido de Resistência ao Fogo;
UFPB: Universidade Federal da Paraíba;
- α , - 1, 0, +1, + α : Níveis Parametrizados Utilizados no DCCR;
2 θ : Ângulo de Difração de Raios-X;
 Φ : Seção Transversal da Barra de Aço.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO:	1
1.1. Justificativa:	1
1.2. Objetivos:	3
1.2.1. Objetivo Geral:	3
1.2.2. Objetivos Específicos:	3
1.3. Escopo da Dissertação:	3
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA:	5
2.1. Concreto armado submetido às altas temperaturas:	5
2.1.1. Microestrutura do concreto:	6
2.1.2. Comportamento do concreto sob altas temperaturas:	6
2.1.3. Comportamento da armadura no concreto sob altas temperaturas:	8
2.2. Condições dos ensaios sob altas temperaturas:	8
2.3. Processo de reidratação e recuperação do concreto:	10
2.4. Considerações normativas no Brasil:	10
2.5. Análises microestruturais:	11
2.5.1. Termogravimetria (TG):	11
2.5.2. Difração de Raios-X (DRX):	13
2.5.3. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV):	15
2.6. Teoria de vigas:	20
2.7. Modelo estrutural de vigas de concreto armado:	21
2.8. Planejamento experimental DCCR:	22
2.9. Lacunas a serem exploradas e outros estudos importantes	23
3. MATERIAIS E MÉTODOS:	25
3.1. Variáveis e Seus Níveis:	25
3.1.1. Níveis de Temperatura:	26

3.1.2.	Níveis de a/c:.....	26
3.1.3.	Níveis de cobrimento da armadura:.....	26
3.2.	Peças estudadas:.....	27
3.3.	Concreto:.....	29
3.4.	Cimento.....	32
3.5.	Aquecimento:	32
3.6.	Ensaio com corpos-de-prova:.....	34
3.7.	Ensaio com vigas:	35
3.8.	Parâmetros microestruturais:	38
3.8.1.	Parâmetros dos corpos-de-prova:	38
3.8.2.	Parâmetros das vigas reduzidas:.....	39
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES:.....	40
4.1.	Ensaio em corpos-de-prova:	40
4.1.1.	Análises microestruturais:.....	49
4.2.	Ensaio em vigas reduzidas:.....	58
4.2.1.	Análises microestruturais:.....	81
4.3.	Considerações gerais sobre os resultados:	85
5.	CONCLUSÕES:.....	86
5.1.	Sugestões para trabalhos futuros:	88
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:.....	89

1. INTRODUÇÃO:

1.1. Justificativa:

Estruturas urbanas estão constantemente submetidas a situações adversas que podem comprometer sua qualidade e durabilidade.

Além disto, em virtude da larga utilização de estruturas de concreto, suas propriedades mecânicas e físicas são fontes de estudos diversos e investigações científicas em distintas situações e condições por todo mundo. Uma das condições constantemente citadas na literatura técnica são as situações de altas temperaturas, entre elas as situações de incêndio, que inevitavelmente ocorrem em ambientes urbanos e geram perdas não apenas no âmbito material.

Apesar de pouco frequentes, os casos de incêndio em edificações causam também um enorme prejuízo emocional na sociedade. No Brasil, diversos casos de incêndio são relatados na história recente, a exemplo dos edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974) em São Paulo e, mais recentemente, a boate “Kiss” (2013) em Santa Maria, Rio Grande do Sul.

De maneira geral, estima-se que no Brasil são registradas aproximadamente 160 mortes e um prejuízo de aproximadamente R\$ 750.000.000 por ano em sinistros de incêndio em edificações fechadas (OLIVEIRA, 2006). Boa parte dos prejuízos contabilizados é dada em virtude da não capacidade de reaproveitamento da estrutura ou da não possibilidade de mensuração real dos danos ocorridos.

No critério estrutural, em situações de incêndio, a prioridade é a manutenção das vidas humanas. Logo, deseja-se que a estrutura mantenha resistência suficiente para não entrar em colapso, enquanto acontece a evacuação e extinção do incêndio. Dessa forma, quando comparados com outros materiais convencionais de construção como o aço e a madeira, o concreto apresenta ainda inúmeras vantagens sob tais condições. Entretanto, um quesito que merece atenção também é a análise das possibilidades de reutilização estrutural da edificação após o sinistro.

A análise e verificação deste tipo de degradação em estruturas já têm extensas referências no âmbito acadêmico desde a década de 70. Porém, o surgimento de novos materiais e o dinamismo das construções atuais exigem a renovação e o aperfeiçoamento dos conceitos já existentes.

Seja no desenvolvimento de concretos refratários para utilização industrial (ou em ambientes muito específicos) ou no estudo de situações onde um aquecimento do concreto é possível, mesmo que improvável, o estudo das propriedades físicas e mecânicas residuais do material se torna de suma importância para a validação ou rejeição de métodos construtivos e aplicações distintas.

Neste contexto, uma importante aplicação dos estudos de concreto sob altas temperaturas está na análise de estruturas que tenham sido submetidas aos sinistros de incêndios.

Neste íterim, este trabalho de dissertação estuda a capacidade residual de vigas de concreto armado de desempenho normal submetidas às altas temperaturas utilizando a metodologia do planejamento fatorial com DCCR (Delineamento Composto Central Rotacional).

Entende-se aqui capacidade residual como um esforço admissível por uma peça após um processo de degradação da estrutura de concreto, neste caso sob altas temperaturas. Esta deterioração é aqui estudada em vigas reduzidas e corpos-de-prova. A temperatura foi controlada por fornos com capacidade de atingir até 1000 °C.

O planejamento experimental fatorial, por sua vez, consiste numa metodologia que envolve o processamento antes, durante e após a obtenção dos dados, permitindo definir com maior qualidade os níveis dos agentes quantitativos que são estudados. Permite também obter parâmetros estatísticos representativos das amostras analisadas, como erro e coeficiente de ajustamento, e, por fim, encontrar as curvas de ajustes da interação entre as variáveis nas respostas desejadas.

Dessa forma, o planejamento DCCR 2^3 é aplicado ao processo supracitado estudando as variáveis: fator água-cimento (a/c), cobrimento das peças e temperatura submetida em níveis pré-determinados. Tais níveis são representativos do processo desejado à visualização de suas superfícies de resposta obtidas com credibilidade estatística.

1.2. Objetivos:

1.2.1. Objetivo Geral:

- Descrever, por meio de análises estatísticas e microestruturais, o processo de degradação estrutural sofrido por vigas de concreto armado submetidas às altas temperaturas, correlacionando as variáveis fator água-cimento (a/c), cobrimento e temperatura.

1.2.2. Objetivos Específicos:

- Mensurar variações de propriedades físicas do concreto sob incêndio;
- Estudar a relação entre a microestrutura e as propriedades mecânicas do concreto submetido a altas temperaturas;
- Detectar parâmetros estatísticos de efeito e interação entre as variáveis e sua confiabilidade numérica;
- Inferir as influências das variáveis estudadas nas alterações químicas da matriz cimentícia.

1.3. Escopo da Dissertação:

O presente trabalho de dissertação acadêmica é apresentado em 6 capítulos e volume único contendo todas as informações necessárias para seu entendimento e referências externas para o seu balizamento.

O primeiro capítulo faz uma introdução ao trabalho, apresentando a motivação e importância do estudo, seus objetivos e este preâmbulo de exibição e delineamento.

O segundo capítulo traz uma fundamentação teórica a respeito do estado-da-arte até o momento da publicação no que diz respeito ao objeto de estudo deste trabalho de dissertação. Dividido em subitens, esta revisão bibliográfica apresenta sucintamente os principais estudos desenvolvidos na área e apresenta conceitos importantes para o entendimento e fluidez na leitura.

O terceiro capítulo apresenta os materiais e metodologias utilizadas no trabalho, sua motivação, referências bibliográficas e normativas além de especificações e propriedades dos materiais objetos de estudo. Neste capítulo podem ser consultados todos os procedimentos que podem servir como base para repetição e adequação dos processos em ocasião futura.

O quarto capítulo, por sua vez, consiste no cerne do trabalho com os resultados obtidos, seu processamento numérico estatístico e parâmetros qualitativos colhidos durante os ensaios. Apresenta-se também a discussão dos resultados obtidos e suas implicações científicas com comentários e pareceres técnicos do autor.

O quinto capítulo traz as conclusões inferidas após a discussão dos resultados além de sugestões para continuação do estudo.

Por fim, no sexto e último capítulo são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento deste estudo.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA:

2.1. Concreto armado submetido às altas temperaturas:

O concreto, quando em altas temperaturas, consegue manter sua estabilidade dimensional e resistência por muito mais tempo que outros materiais. A norma brasileira de segurança estrutural contra incêndio, neste caso a NBR 15200:2004 – Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio, indica a consideração do chamado TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo) em pelo menos 02 (duas) horas (SILVA, 2007).

Todavia, estudos anteriores e casos reais relatam ocorrências de resistências de mais de quatro horas sob incêndio sem que houvesse colapso da estrutura de concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008), (OLIVEIRA, 2006). Além disso, o concreto é um material incombustível, que não exala gases tóxicos quando aquecido, e estanque à propagação de fumaça.

Entretanto, a utilização de novos materiais e a dinâmica de inovação da construção de civil exige a verificação e análise das propriedades do concreto pós-incêndio uma vez que a mera extrapolação dos conhecimentos de concretos convencionais não é exata. Por exemplo, POON et al. (2001) estudaram a influência de diferentes materiais pozolânicos nos concretos de resistência alta e normal submetidos às altas temperaturas e observou-se que algumas pozolanas auxiliam na manutenção de uma alta resistência residual, enquanto outras proporcionam alto índice de fissuração e grandes perdas de resistência.

É importante salientar ainda que o comportamento do concreto armado sob situação de incêndio depende em grande parte do comportamento individual dos materiais constituintes. Logo, o comportamento do concreto varia com o grau de hidratação, proporção água-ligantes, finos existentes, tipo de agregados etc. Da mesma forma, o comportamento do concreto armado será um resultado do comportamento do concreto, do aço e da interação entre eles.

Nisto, algumas considerações importantes merecem destaque, conforme discutido a seguir.

2.1.1. Microestrutura do concreto:

O estudo da microestrutura do concreto é extremamente importante para, por meio dela, inferir as propriedades macroestruturais. A saber, a microestrutura do concreto é particionada em três regiões com propriedades distintas, a fase do agregado, a matriz de cimento hidratado e uma zona de transição que as conecta.

Na fase agregado encontra-se basicamente o mineral que compõe o agregado que é responsável principal pela massa unitária do concreto. A forma e superfície do agregado também influem na adesão do agregado com a matriz. (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Na fase pasta encontram-se basicamente os produtos de hidratação do cimento em diferentes estágios.

A água acrescentada ao cimento aos poucos vai reagindo e formando os produtos que conferem as propriedades do concreto. Inicialmente, o principal produto de hidratação é trissulfatoaluminato de cálcio hidratado, conhecido com etringita que, ao longo do tempo se torna instável e vai perdendo os sulfatoaluminatos, dando origem ao silicato de cálcio hidratado, conhecido como tobermorita ou C-S-H, que é o principal responsável pela resistência do concreto (TAYLOR, 1990).

O hidróxido de cálcio, geralmente referenciado como portlandita e que responde secundariamente pela resistência do concreto, e o carbonato de cálcio, referido como calcita, são outros importantes produtos de hidratação do cimento presentes na matriz.

Enquanto isso, a zona de transição entre matriz e agregados apresenta uma maior proporção de etringita e maior porosidade, especialmente em virtude da água aderida à superfície do agregado. Essa zona é responsável pela baixa resistência do concreto à tração e principal ponto de propagação de fissuras. (NEVILLE, 1997).

Além das fases supracitadas, os poros no concreto e água livre também são importantes na caracterização e estudo das propriedades do concreto.

2.1.2. Comportamento do concreto sob altas temperaturas:

Em situações de altas temperaturas, o concreto sofre gradativa perda de resistência conforme o nível de temperatura atingido, tempo de exposição à alta temperatura, gradiente térmico e velocidade de aquecimento. SCHNEIDER (1988)

faz um apanhado do que se conhece sobre o comportamento de concretos de resistência normal e agregados graníticos com fases bem definidas. Em especial, deste estudo, enfatizam-se as indicações de que taxas de aquecimento menores que 10 °C/min e que a dimensão do agregado gráudo pouco influenciam no processo. Ressalta-se ainda que quanto maior a proporção água/cimento, menor a perda de capacidade resistente percentual, fato este justificado pela maior porosidade da matriz e consequente menores efeitos de sobrepressão e fissuração decorrente (BAMONT & GAMBAROVA, 2014).

Sabe-se ainda que, entre 65 °C e 110 °C, toda a água adsorvida que não tenha reagido com o cimento inicia o processo de evaporação e em concretos de baixa porosidade, a rápida evaporação da água, associada a um fluxo lento dentro do concreto, causa um aumento de pressão e consequente fissuração ou, em casos mais latentes, o lascamento e explosões superficiais do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Esse lascamento superficial é constantemente relatado na literatura como *spalling* e é danoso à estrutura, pois reduz a área resistente do concreto na seção e expõe a armadura. (SILVA, 2012)

É de conhecimento ainda que a pasta de cimento hidratada começa a sofrer o desgaste químico a partir dos 200 °C com a redução das forças de Van der Walls (NEVILLE, 1997). A partir dos 300 °C, a água interlamelar contida na formação do silicato de cálcio hidratado (tobermorita, C-S-H) inicia seu processo de evaporação (MEHTA & MONTEIRO, 2008) e, ao atingir 900 °C, toda a água interlamelar do C-S-H terá sido perdida, comprometendo significativamente a resistência do concreto.

Neste ínterim, a portlandita começa a desidratar em temperaturas em torno de 450 °C e a calcita sofre processo de quebra e liberação de dióxido de carbono próximo de 700 °C.

A quebra da tobermorita é responsável direta pela perda de resistência do concreto e ainda é acompanhada pela redução de volume da pasta aumentando a fissuração. Além da redução da resistência nos estágios de temperatura citados, é de conhecimento ainda que o módulo de resistência do concreto reduz continuamente com o aumento da temperatura (NEVILLE, 1997).

Na composição do concreto, entretanto, é importante observar o efeito do aumento de temperatura no agregado. Esse efeito varia de acordo com o tipo de composição do agregado. Agregados silicosos, por exemplo, apresentam expansão

térmica elevada e contribuem para o aumento da fissuração e consequente redução da resistência na interface matriz-agregados. Em contrapartida, agregados calcáreos apresentam comportamento distinto, com menor dilatação térmica.

2.1.3. Comportamento da armadura no concreto sob altas temperaturas:

Para projetos convencionais de estruturas de concreto armado, consideram-se, sob condições normais de variação de temperatura, iguais os módulos de deformação para o concreto e para o aço.

Entretanto, em escala maior de temperatura, como no caso de um incêndio, o efeito da temperatura no aço é mais acentuado. Em altas temperaturas, o aço dilata-se mais que o concreto, o que aumenta o atrito entre ambos (OLIVEIRA, 2006).

Uma vez com a resistência reduzida, o concreto minora também o efeito da aglutinação na ligação com a armadura.

Outro aspecto interessante é que a perda de aderência em peças armadas de concreto é mais acentuada após o resfriamento (mais especialmente se este for brusco) que durante o próprio processo de aquecimento. Tal fato pode ser atribuído especialmente às diferenças de condutividade térmica, fazendo que os materiais se resfriem em diferentes proporções gerando gradientes de deformação (XIAOA & KÖNIG, 2004).

2.2. Condições dos ensaios sob altas temperaturas:

Ao observar experimentalmente o comportamento de estruturas de concreto sob altas temperaturas em simulações laboratoriais, as condições de aquecimento e carregamento podem ser distintas de acordo com o objetivo do estudo. PHAN (1996) exhibe um resumo a respeito de tais condições e suas explicações são apresentadas a seguir.

No que diz respeito à condição de temperatura em que o ensaio é realizado, pode-se executá-lo na condição aquecida, ou seja, o carregamento e as aferições desejadas são feitas enquanto a estrutura estudada está quente e/ou sob aquecimento; ou na situação resfriada, na qual o experimento é realizado apenas após o resfriamento pré-determinado da estrutura. Neste último caso, diz-se que se trata do estudo residual.

No tangente às condições de carregamento, os ensaios podem ser feitos na condição com pré-carregamento (*“stressed”*), na qual uma carga inicial (de aproximadamente 30% da carga estimada) é aplicada à estrutura que, por conseguinte, é aquecida. Após o aquecimento, o restante da carga é aplicada à estrutura e as medidas desejadas são efetuadas.

Em contraponto a esta metodologia, existe o ensaio sem pré-carregamento (*“unstressed”*) no qual toda carga é aplicada apenas após o aquecimento.

No mesmo trabalho PHAN (1996) detecta que, para concretos de resistência normal, os ensaios residuais indicam que as estruturas sofrem uma perda considerável para temperaturas a partir de 200 °C enquanto que para os ensaios sob situação aquecida, com ou sem pré-carga, as estruturas apresentam ligeiro ganho de resistência para temperaturas entre 200 e 400 °C; a partir de 400 °C as perdas apresentam-se consideráveis.

Também comparando o efeito dos diferentes tipos de ensaios, BAMONT & GAMBAROVA (2014) apresentam graficamente que os ensaios em condições aquecidas com pré-carregamento apresentam maiores resistências para uma mesma temperatura.

No que diz respeito às condições nas quais a estrutura é resfriada para o caso dos ensaios residuais, NEVILLE (1997) explicita que a situação de resfriamento lento, preferencialmente dentro da câmara de aquecimento, é menos prejudicial à estrutura. Entende-se que, no caso de resfriamentos bruscos, o choque térmico é responsável pelo aumento da fissuração.

Nesta linha, OLIVEIRA (2006) apresenta estudo de resistência residual (sem pré-carregamento e resfriado) enquanto que KHOURY (2000), por sua vez, lança mão de ensaios com pré-aquecimento.

A utilização das condições de aquecimento e carregamento estão, logicamente, condicionadas ao dispositivo experimental disponível. Assim, os estudos comumente relatados na literatura acontecem na situação de ensaios residuais, em virtude da maior facilidade de manuseio e combinação de equipamentos. A saber, no Brasil, existe apenas um laboratório onde se pode efetuar o carregamento de uma estrutura durante seu aquecimento em forno apropriado (Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) da Universidade de São Paulo (USP)).

2.3. Processo de reidratação e recuperação do concreto:

Durante o processo de cura do concreto, as reações de hidratação do cimento são responsáveis pelo acréscimo de resistência do concreto em virtude da formação dos produtos que lhe conferem resistência, como a tobermorita.

Conforme supracitado, durante o aquecimento, entretanto, a água livre ou mesmo a água de formação de alguns compostos começa a se perder e este é um dos aspectos responsáveis pela perda de resistência.

Entretanto, após a degradação e passado o fenômeno da alta temperatura, a matriz de cimento pode iniciar seu processo de reidratação e consequente reconstituição da microestrutura de acordo com o grau de hidratação previamente atingido.

FARAGE et al. (2003), por exemplo, exibem que concretos de resistência normal conseguem readquirir integralmente a sua porosidade inicial depois de aquecimentos de até 300 °C em apenas 7 dias de reidratação em vapor úmido.

Na mesma linha de estudo, HENRY et al. (2014) detectaram para concretos de alto desempenho a recuperação total da estrutura porosa em até 28 dias para corpos-de-prova submetidos até 600 °C e em seguida recuperados submersos. O mesmo estudo ainda observa uma redução nos poros conectados para corpos-de-prova re-curados ao ar.

Ainda, YAN et al. (2007) apresentam o resfriamento lento e aumento contínuo da umidade como método auxiliar de recuperação de estruturas de concreto de alto desempenho submetidas a situações de altas temperaturas.

Os processos aqui relatados estão atrelados à capacidade do cimento de reiniciar seu processo de hidratação e recuperar a microestrutura da matriz.

2.4. Considerações normativas no Brasil:

As considerações normativas para a proteção de estruturas de concreto armado em situação de incêndio estão definidas na NBR 15200:2004 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

Tal norma apresenta a metodologia para verificação de estruturas em situação de incêndio. A saber, são propostos quatro métodos, o tabular, o simplificado, o geral e o experimental.

O método tabular apresenta basicamente a exigência de cobrimentos proporcionais ao TRRF exigido para cada tipo de peça estrutural e oferece alternativas com o uso de argamassas com vermiculita ou gesso na sua proteção. A norma apresenta diversas tabelas detalhando o método e sua aplicabilidade (SILVA, 2012).

Os demais métodos são expostos de maneira superficial, deixando a critério do projetista a determinação dos parâmetros e referindo-se à metodologias para redução de resistência e da tensão admissível na seção. Nestes casos, permite-se o uso de modelagem computacional para tal (métodos simplificado e geral) ou mesmo a adoção de critérios experimentais para cada situação, esta última abordagem sendo bastante aplicado para o caso de estruturas pré-moldadas (experimental) (OLIVEIRA, 2006).

2.5. Análises microestruturais:

Dado que a microestrutura do concreto está diretamente ligada à sua resistência, faz-se necessária a utilização de técnicas diversas que permitam a exploração.

Dentre as várias metodologias existentes, aqui serão abordadas a termogravimetria, a difração de raios-x e a microscopia eletrônica de varredura.

2.5.1. Termogravimetria (TG):

A termogravimetria é uma das abordagens dentro dos métodos termoanalíticos e sua origem teórica é baseada na termodinâmica clássica, e, em linhas gerais, faz a mensuração das perdas de massa numa amostra conforme a variação do nível de temperatura.

No que diz respeito à TG e DTG como instrumento de investigação da microestrutura de concretos convencionais com cimento Portland, conhecidos os principais produtos desejados e, utilizando a DTG para identificar as temperaturas de início e fim de cada processo de decaimento, pode-se identificar e quantificar

numericamente a proporção de cada produto estudado, a saber, em especial, deseja-se observar a proporção dos principais produtos de hidratação (etringita, tobermorita, portlandita e calcita) e da água livre na matriz cimentícia. (KHOURY, 2000).

Deve-se ressaltar, entretanto que a análise via TG e DTG não se faz suficiente para a completa caracterização da microestrutura do concreto, uma vez que algumas formações minerais secundárias não são identificadas dentre todos os decaimentos térmicos e não fornece informações a respeito de fissuração, porosidade etc., ficando tais propriedades a cargo de outras técnicas (ANJOS, et al., 2013).

Em estudos de verificação do processo de degradação de pastas de cimento sob altas temperaturas, CASTELLOTE, et al. (2004) estudaram o comportamento das curvas de TG para dois tipos de cimento que diferem no seu teor de álcalis (a saber, o cimento A com alto teor de álcalis, enquanto o cimento B com baixo teor). No mesmo estudo são trabalhadas diferentes taxas de aquecimento de 1 °C/min (exp-1 e exp-4) ou 2 °C/min (exp-2 e exp-3) e tipo da amostra, em bloco (exp-1, exp-2 e exp-4) ou pulverizada (exp-3) que foram aquecidas a 620 °C, cujos resultados são exibidos na Figura 1.

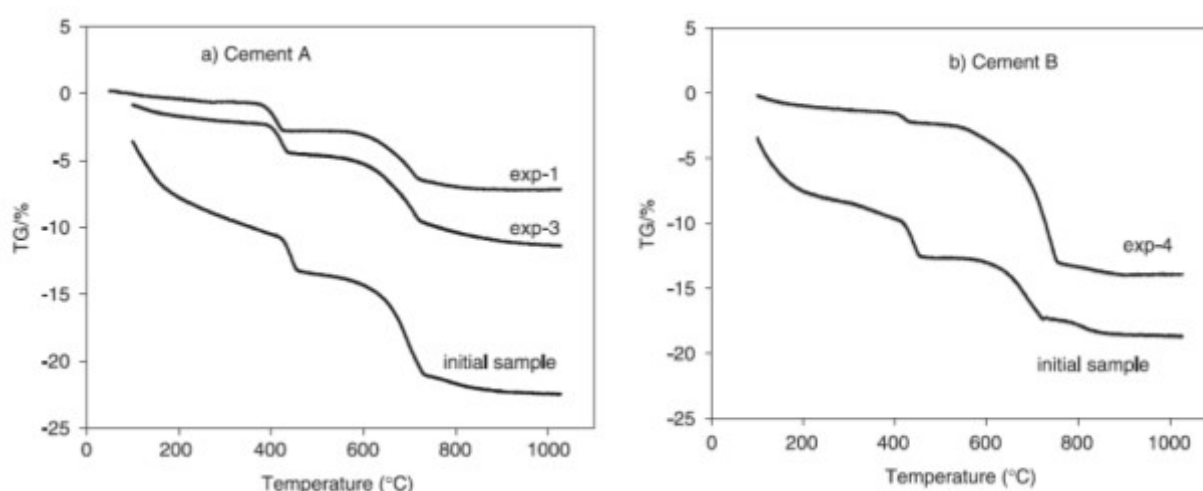


Figura 1 - TG para amostras de pastas cimentícias com diferentes teores de álcalis e taxas de aquecimento. FONTE: CASTELLOTE, et al., 2004

Analisando numericamente os dados, no mesmo trabalho, chegam a conclusões de que utilizando o cimento com baixo teor de álcalis, o decréscimo de portlandita durante o aquecimento é maior quando comparado ao do cimento com

alto teor de álcalis (87% contra 38%) quando, em contrapartida, os cimentos com alto teor de álcalis apresentam maior perda de calcita (71% contra 10,25%).

Em outro trabalho, HANDOO, et al. (2002) estudam a variação de temperatura em corpos de concreto na superfície e a uma profundidade de 50 mm. No estudo utilizam-se DTA como forma de monitoramento da temperatura além da TG e DRX no acompanhamento do decréscimo das estruturas da portlandita e da calcita. O resultado obtido é exibido na Figura 2.

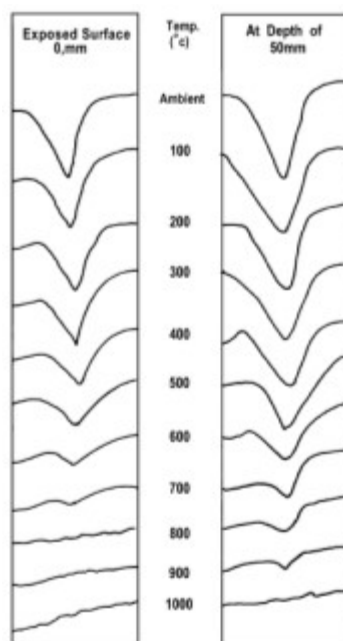


Figura 2 - DTA para amostras de superfície à uma profundidade e 50 mm para corpos-de-prova de concreto monitorando a proporção de calcita e portlandita. FONTE: HANDOO, et al., 2002.

Outro fato interessante que merece comentários é que a utilização de métodos térmicos para estudo de pastas cimentícias que passaram por altas temperaturas exige uma análise qualitativa diferente. Nestes casos deve-se observar a diferença entre as perdas de massa de uma amostra que foi aquecida com uma amostra de referência e, inferir-se desta diferença, a massa que foi perdida durante o processo de aquecimento analisado.

2.5.2. Difração de Raios-X (DRX):

O ensaio de DRX é mais um método de caracterização de materiais que objetiva identificar os cristais minerais presentes numa amostra através do difratogramas.

No tangente à caracterização do concreto com a difração de raios-x, a varredura é feita objetivando identificar os picos dos produtos de hidratação do cimento, em especial a etringita, gel de tobermorita, portlandita e calcita. Picos secundários também se fazem importantes uma vez que podem indicar a presença de outros minerais, como sulfoaluminatos e sais estranhos ao processo ou mesmo servir como base para métodos quantitativos e predições para a proporcionalidade de cada elemento. (KIM, et al., 2011).

Para o estudo de materiais cimentícios submetidos às altas temperaturas, o DRX auxilia na detecção e variação dos picos e consequente identificação de quais minerais foram decompostos durante o processo de aquecimento.

HANDOO, et al. (2002) em seu estudo, utilizam o DRX como forma de monitoramento das quantidades de calcita e portlandita comparadas para amostras aquecidas a diferentes níveis de temperatura e diferentes pontos do corpo-de-prova (superfície e profundidade de 50 mm) conforme exibido na Figura 3.

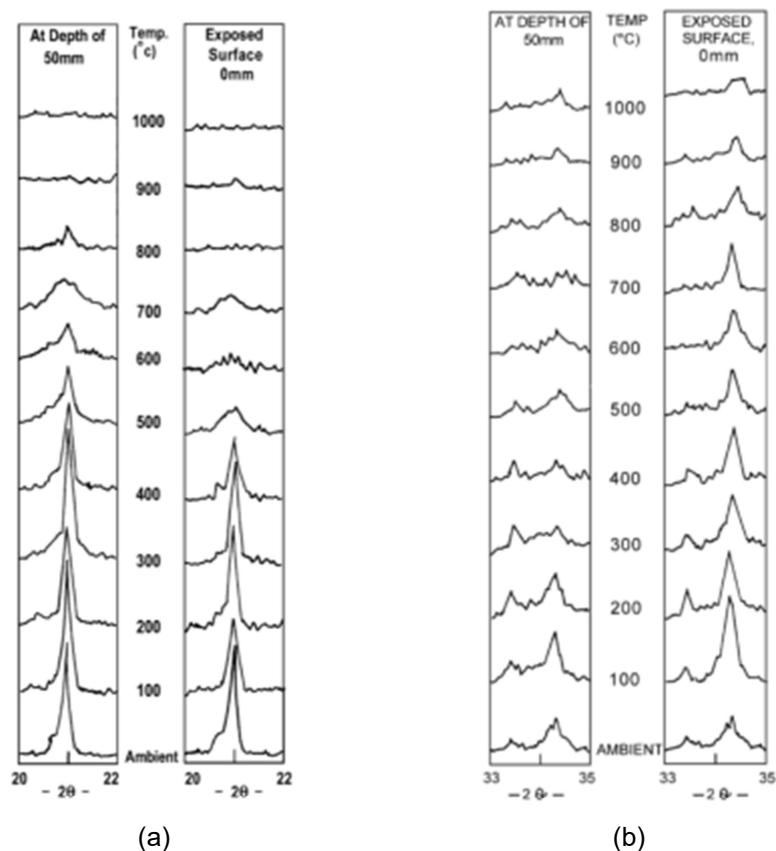


Figura 3 - Monitoramento na superfície a uma profundidade de 50 mm da portlandita (a) e da calcita (b) para amostras que foram aquecidas. FONTE: HANDOO, et al., 2002.

Observe-se que, conforme a temperatura aumenta, os níveis de ambos os minerais são menores, uma vez que vai acontecendo o decaimento térmico, o qual pode-se identificar entre 400 e 500 °C para a portlandita e 700 e 800 °C para a calcita.

2.5.3. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV):

O ensaio de microscopia eletrônica de varredura, MEV, consiste basicamente na aplicação de um feixe de elétrons por meio de um campo elétrico de alta tensão na amostra. Os feixes são então focalizados e refletidos formando imagens virtuais da superfície na qual é incidido com uma ampliação que pode chegar a 300.000 x.

Na caracterização de concretos, o MEV é utilizado a fim de visualizar a estrutura cristalina da amostra e identificar possíveis alterações. Por exemplo, sabe-se que a etringita possui uma estrutura de finas agulhas agrupadas em feixe, enquanto os cristais de portlandita apresentam estrutura prismática hexagonal e a tobermorita se apresenta como um gel de arranjo irregular de fibras com camadas dispersas e alta área superficial (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

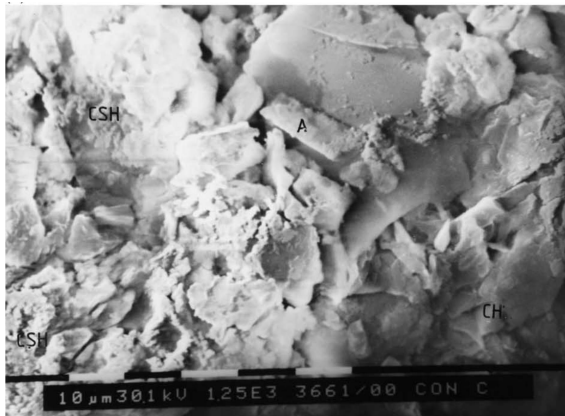
A identificação da concentração destas estruturas ajuda a explicar alguns fenômenos. Por exemplo, sabe-se que existe uma maior concentração de etringita na zona de transição entre matriz e agregados, o que confere a essa região uma maior fragilidade (NEVILLE, 1997). Ainda, as dimensões e espaço interlamelar nas moléculas de tobermorita podem servir como referência para as implicações na resistência do concreto na região observada (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Outra aplicação importante está no fato de que, em ampliações menores na amostra, é possível observar a porosidade e fissuração no material. As formas, direções e dimensões das fissuras podem ser observadas e assim servir como parâmetro de análise qualitativa do campo de tensões.

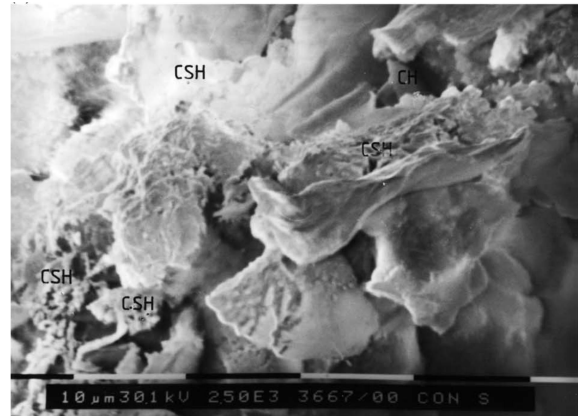
No estudo de concretos sob situações de altas temperaturas, o MEV auxilia na visualização e identificação dos minerais compostos além de sua localização e possíveis anomalias morfológicas que possam servir como parâmetro de degradação.

HANDOO et al. (2002) estudam a microestrutura de concretos de resistência normal submetidos a diferentes níveis de temperatura por meio de imagens de MEV, cujos resultados são exibidos na Figura 4.

Temperatura Ambiente



(a) profundidade de 50 mm

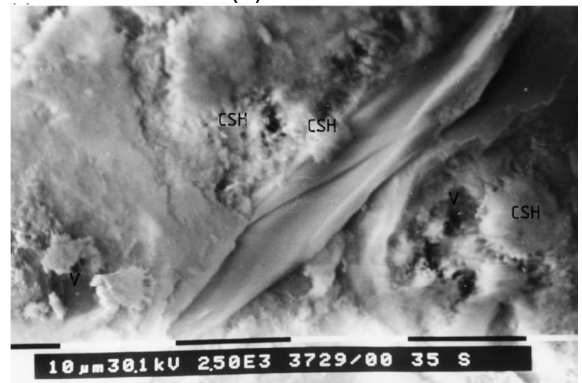


(b) núcleo

300 °C

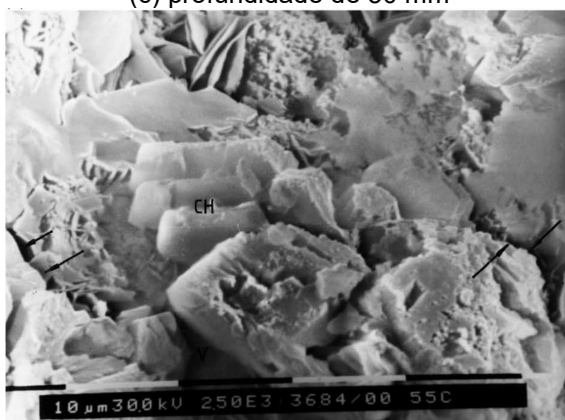


(c) profundidade de 50 mm

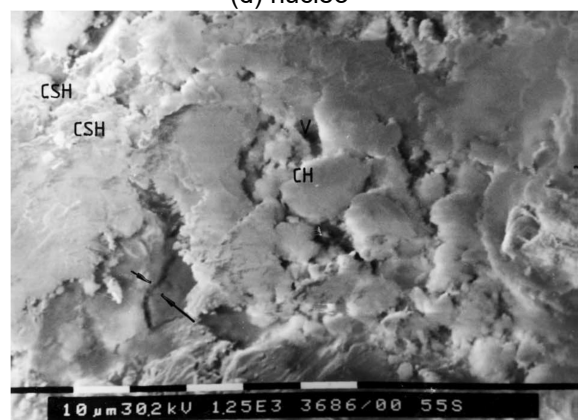


(d) núcleo

500 °C

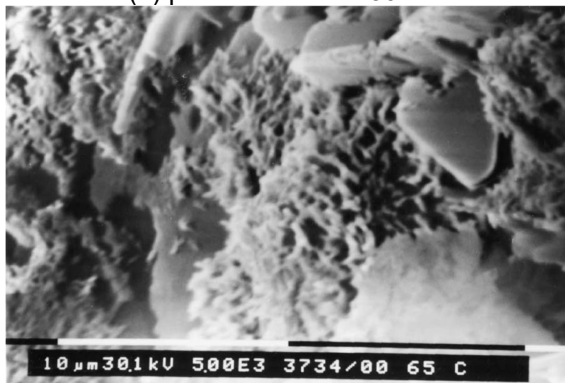


(e) profundidade de 50 mm

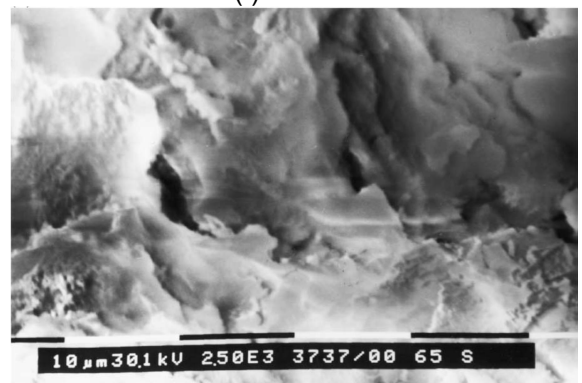


(f) núcleo

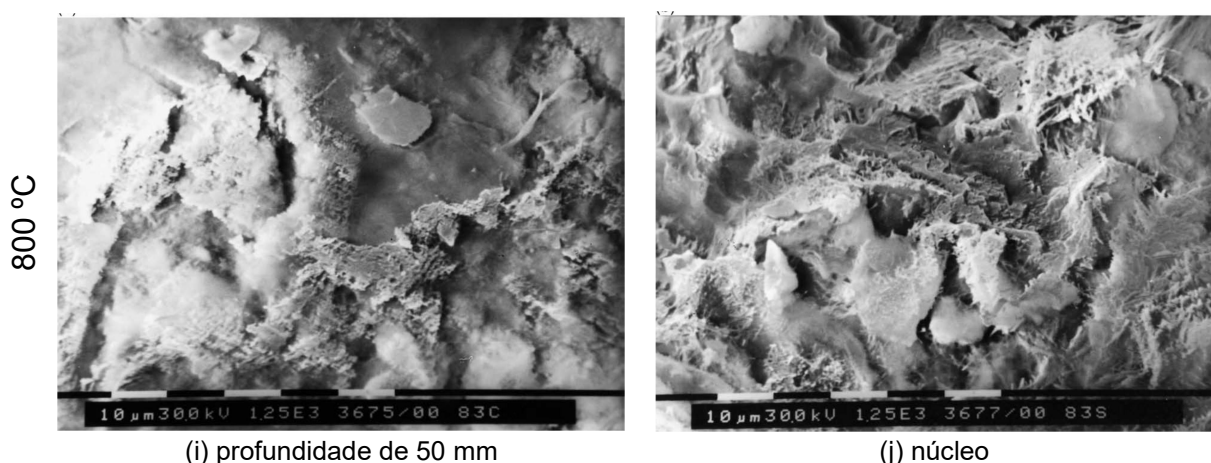
600 °C



(g) profundidade de 50 mm



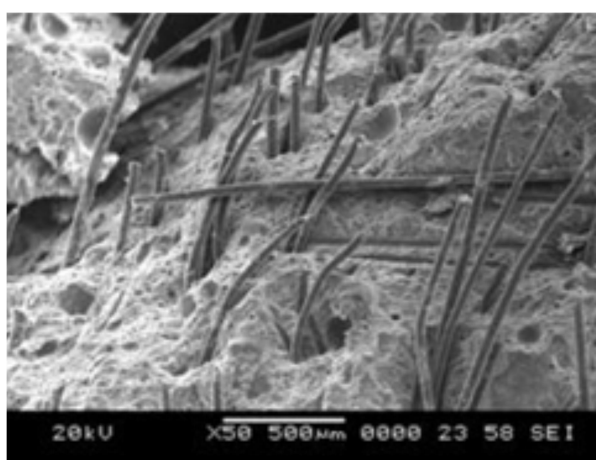
(h) núcleo



(i) profundidade de 50 mm (j) núcleo
 Figura 4 - MEV para amostras de núcleo à profundidade de 50 mm monitorando alterações microestruturais em diferentes temperaturas. FONTE: HANDOO, et al., 2002.

Assim, HANDOO, et al. (2002) vão detectando a quebra da tobermorita, portlandita conforme o nível de temperatura aumenta além do avanço desigual para as amostras de núcleo e à profundidade de 50 mm.

Estudando o comportamento térmico de concretos com adição de fibras de PVA, SAHMARAN, et al. (2010) utilizaram imagens de MEV para observar o processo de derretimento das fibras e a consequente influência na microestrutura do concreto. Observam ainda a decomposição contínua da microestrutura com a quebra dos produtos de hidratação do cimento e que, conforme as fibras de PVA vão se derretendo há um crescimento da porosidade do material em virtude do aumento massivo da microfissuração. As imagens obtidas por SAHMARAN, et al. (2010) são exibidas na Figura 5.



(a) Temperatura Ambiente

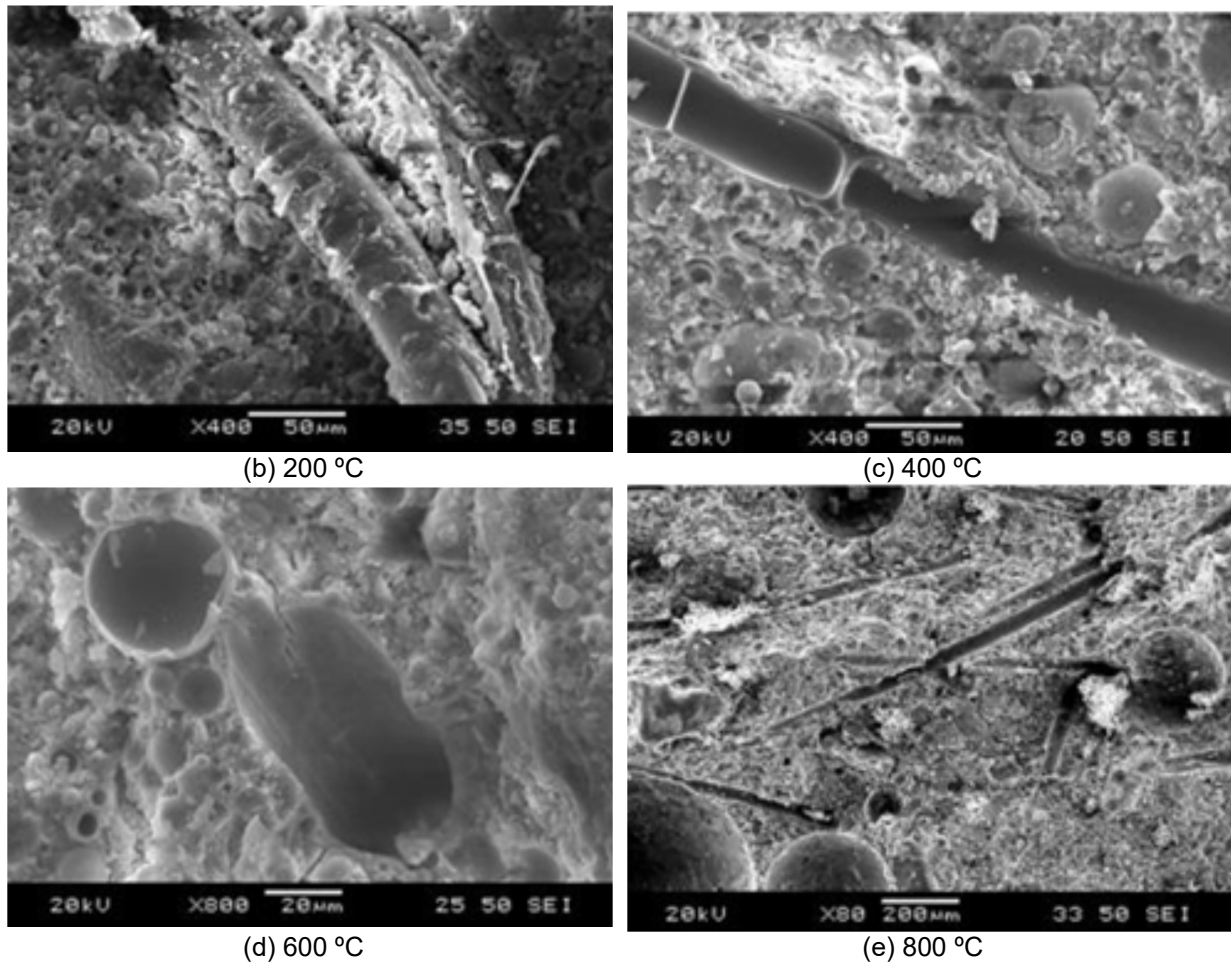
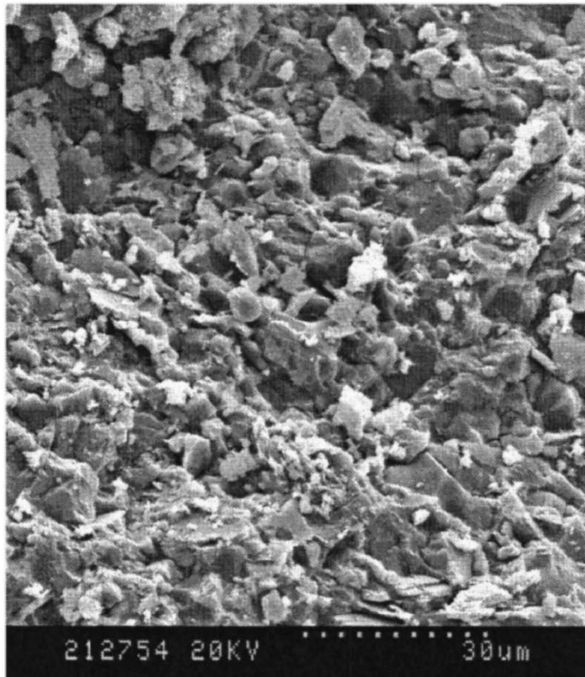
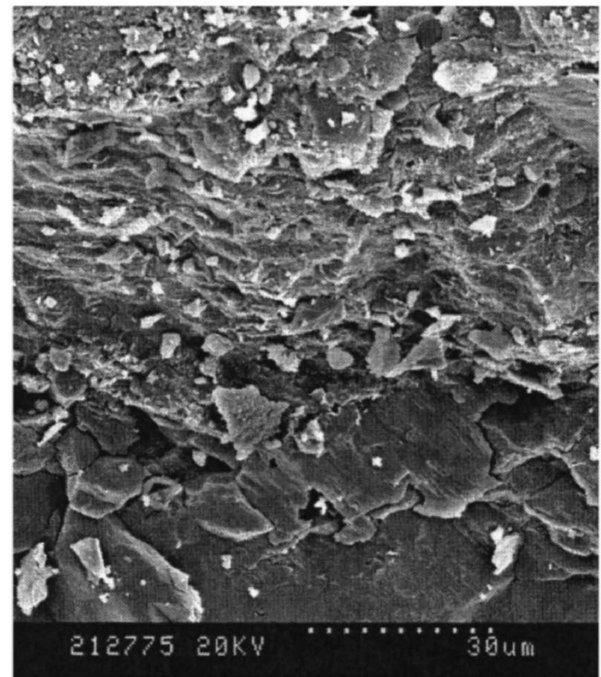


Figura 5 - MEV para amostras de concreto com adição de fibras de PVA que passaram por degradação térmica. FONTE: SAHMARAN, et al., 2010.

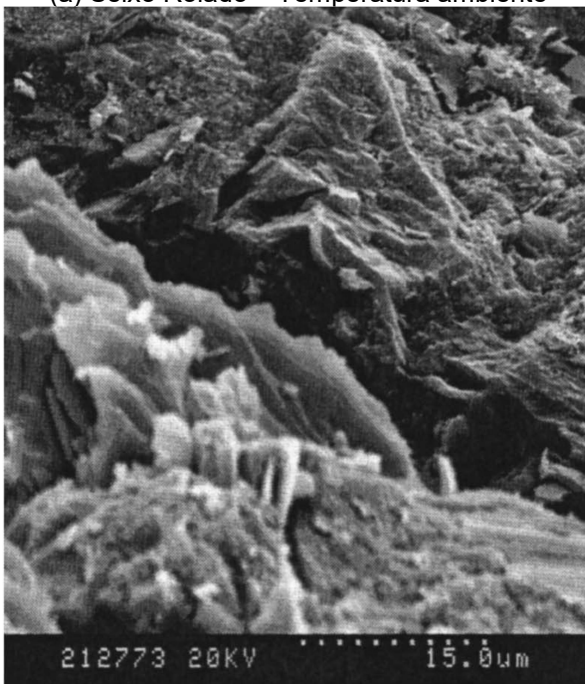
Por fim, YAN, et al. (2007) estudam o comportamento de concretos de alto desempenho com agregados diferentes, seixos rolados e dolomíticos, sob altas temperaturas. Assim, detectam a formação de fissuras em blocos e a quebra das estruturas de tobermorita. É possível observar ainda o aumento da fissuração na zona de interface entre agregado e matriz conforme Figura 6.



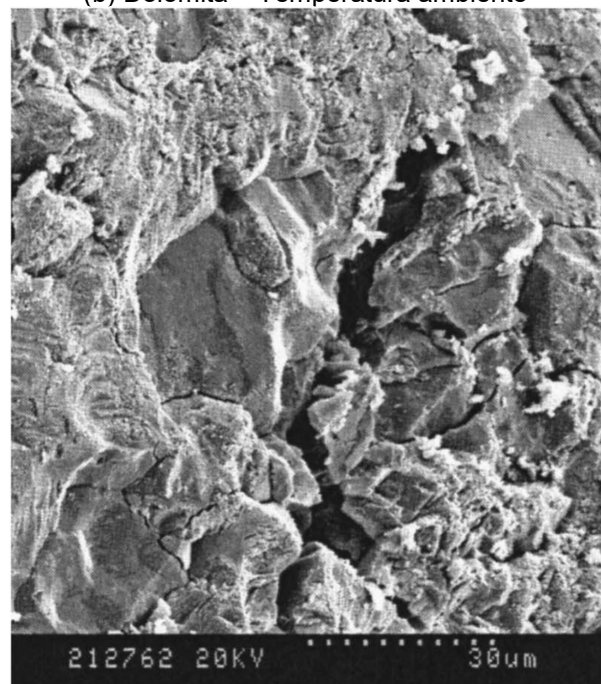
(a) Seixo Rolado – Temperatura ambiente



(b) Dolomita – Temperatura ambiente



(c) Seixo Rolado – 800 °C



(d) Dolomita – 800 °C

Figura 6 - MEV para concretos com agregados dolomíticos e de seixos rolados submetidos a diferentes níveis de temperatura. FONTE: YAN, et al., 2007.

Assim, observa-se a importância da técnica para visualização dos efeitos das altas temperaturas em concretos submetidos às altas temperaturas na detecção da sua microestrutura e fissuração.

2.6. Teoria de vigas

O estudo das vigas e a determinação da resistência e características de deformação datam do início do século XVIII com os estudos de Euler e dos irmãos James e Daniel Bernoulli que propuseram que a resistência de uma barra submetida à flexão depende tão somente da resistência à tração e flexão de suas fibras.

Na mesma linha de raciocínio, o eixo formado pela união dos centroides das seções transversais constitui um referencial não submetido à tração ou compressão, sendo denominado de linha neutra, cujo deslocamento transversal representa a deformação de todos os pontos da respectiva seção.

Ainda, esta deformação pode ser determinada pela chamada equação diferencial da linha elástica, obtida pela integral da curvatura que, por sua vez, depende do momento fletor aplicado à seção quando no âmbito das pequenas deformações (TORRES, 1999)

Neste ensejo, observando a necessidade de ajustes para alguns casos em que a relação L/h era baixa, a teoria de Timoshenko foi introduzida inicialmente no início do século XX e passa a considerar o efeito do esforço cortante na determinação da deformação e estado de tensões para um elemento da seção da viga.

A diferença principal entre elas está no fato de que, sem considerar o esforço cortante e assumindo a curvatura como proporcional ao momento fletor, o modelo de Euler-Bernoulli supõe que a distribuição de tensões numa seção transversal é linear, atingindo os valores máximos de compressão e tração nas fibras extremas, sendo sua determinação possível apenas com o momento fletor atuante e as propriedades geométricas da seção que permanecem planas após a flexão.

Outrossim, o modelo de Timoshenko, ao considerar a deformação por cortante, exige a correção da tensão por um fator de forma em decorrência da altura da seção fazendo com que a distribuição de tensões seja tão mais complexa quanto à aproximação que se deseja (em geral, modelos quadráticos são bem aceitos e a modelagem em mais altas ordens depende de um processo de discretização e implementação computacional) e as seções não sejam mais consideradas como planas após a flexão (TIMOSHENKO & GOODIER, 1951), conforme imagem ilustrativa na Figura 7.

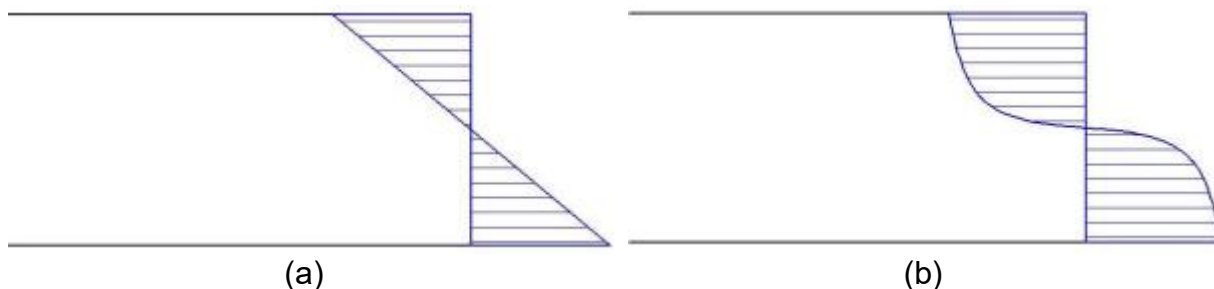


Figura 7 - Distribuição de tensões na seção transversal. (a) Modelo linear de Euler-Bernoulli. (b) Modelo de Timoshenko

Em geral, a teoria de Euler-Bernoulli é bem aceita e fornece resultados confiáveis quando se tem vigas cuja relação comprimento (L) por altura (h) é maior que 10, quando de fato o esforço cortante apresenta pouca influência.

Entretanto, para menores relações L/h o esforço de cisalhamento passa a ter uma influência maior, fazendo com que a teoria de Timoshenko seja mais adequada (SADD, 2009).

2.7. Modelo estrutural de vigas de concreto armado:

O dimensionamento de vigas de concreto armado é normatizado pela NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos que fornece os parâmetros metodológicos para o cálculo de verificação das peças.

O modelo estrutural das bielas e dos tirantes é uma metodologia de cálculo oriunda dos estudos da treliça de Mörsch e tem aplicação especial na distribuição de tensões em pontos de descontinuidade das vigas de concreto armado como, por exemplo, consolos curtos, vigas-parede, pontos de aplicação de cargas pontuais, nós de pórtico e ligações engastadas (SANTOS & GIONGO, 2008).

Tal modelo propõe basicamente a aproximação de estruturas de concreto submetidas à flexão fissuradas por uma treliça cujos banzos inclinados funcionam à compressão (bielas) e as armaduras longitudinais trabalham à tração (tirantes).

Assim, a metodologia define regiões de continuidade (B, em referência ao modelo de Euler-Bernoulli), nas quais há o equilíbrio estático da seção entre o momento aplicado e o binário de forças, e uma região de descontinuidade (D), onde é necessária a aplicação da treliça de Mörsch e a determinação das zonas de compressão e tração (FILHO, 1996).

A Figura 8 exibe uma exemplificação da definição das regiões de continuidade de descontinuidade para uma viga curta bi-apoiada com carga pontual no centro.

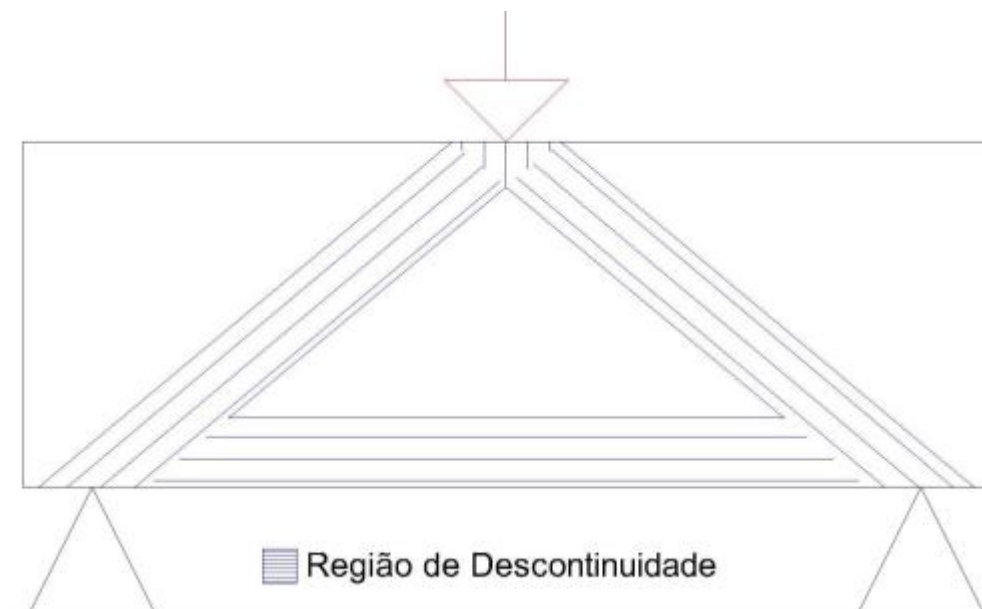


Figura 8 - Regiões de descontinuidade para uma viga curta no modelo das bielas e dos tirantes

Para vigas curtas e vigas-parede o modelo é extremamente útil na determinação das tensões atuantes na armadura longitudinal e na armadura de cisalhamento que corrobora com a compressão das bielas. Neste caso, as bielas de compressão são limitadas pelas regiões de fissuração do concreto e definidas por um ângulo θ que varia entre 30 e 45° conforme a metodologia de cálculo empregada, conforme a NBR 6118:2014.

2.8. Planejamento experimental DCCR:

O planejamento experimental com delineamento composto central rotacional (DCCR) consiste numa importante ferramenta para otimizar o aproveitamento dos resultados experimentais reduzindo o número de ensaios necessários para uma análise em um dado espaço amostral.

Apresentado inicialmente em 1978 por Box, Hunter & Hunter, essa metodologia de alternância entre as variáveis permite abraçar um espaço amostral mais amplo com uma menor quantidade de experimentos. Em razão de tomar pontos distintos do universo de dados é por vezes referenciado na literatura como a técnica de “variar tudo de uma vez” (RODRIGUES & IEMMA, 2009).

O método tradicional de estudar várias variáveis em diversos níveis individualmente (“*one-at-a-time*”) apresenta o inconveniente de não captar com precisão a interação entre as variáveis e de não explorar completamente o espaço amostral.

Outra metodologia consiste em abordar integralmente o espaço amostral, definindo níveis para todas as variáveis e estudando todas as combinações possíveis. Esta, por sua vez, apresenta a desvantagem de ser onerosa, dado o grande número de ensaios necessários para observar todo o espaço amostral.

Neste ínterim, surge o delineamento composto central rotacional que consegue abordar com embasamento matemático-estatístico todo o espaço amostral com uma racionalização da quantidade de ensaios, captando a interação entre as variáveis.

Assim, o DCCR apresenta uma varredura cruzada dos principais pontos de interesse do espaço amostral, captando pontos dos vértices (referenciados por níveis -1 e 1), pontos centrais (referenciados por nível 0) e pontos extremos fora do espaço amostral inicial (referenciados por $-\alpha$ e $+\alpha$), mas que permitem obter relações quadráticas para todas as variáveis estudadas.

Ainda, a formatação da equação de ajuste quadrática das variáveis envolvidas fornece superfícies de resposta que constituem ferramenta útil na análise e interpretação dos resultados obtidos.

2.9. Lacunas a serem exploradas e outros estudos importantes

Constam na literatura técnica alguns estudos interessantes que seguem a mesma linha de conhecimento e merecem relato no estado-da-arte. EL-FITANY & YOUSSEF (2014), GERNAY, et al. (2013) e ZHAI, et al. (2014) apresentam separadamente modelos numéricos de propagação de calor e distribuição de temperatura em seções armadas de concreto sob situação de incêndio. Tais modelos podem ser agregados a um estudo experimental para comparação e quantificação por nível de dano ocorrido no concreto.

HADDAD, et al. (2013) apresentam um estudo a respeito da análise não-destrutiva com o uso de esclerometria e ultrassonografia em corpos-de-prova moldados em laboratório. Para isso, entretanto, explora faixas de temperatura pouco

distintivas entre si e, certamente, uma aplicação a uma estrutura real poderia enriquecer o estudo. SOUZA, et al. (2015), por sua vez, desenvolvem aplicação semelhante em estruturas reais. Todavia, não havendo parâmetros de referência comparativa que pudesse gerar maior credibilidade estatística ao estudo.

Diversos estudos apresentam considerações a respeito da análise microestrutural do concreto submetido às altas temperaturas por meio de ensaios finos, como difração de raios-x, termogravimetria, porosimetria por intrusão de mercúrio, microscopia eletrônica de varredura e difração de neutros, a exemplo de CASTELLOTE, et al. (2004), GEORGALI & TSAKIRIDIS (2005) e FERREIRA, et al. (2014). Entretanto, tais pesquisas não abordaram conjuntamente as variáveis aqui envolvidas.

Dessa forma, algumas das lacunas supracitadas podem ser suprimidas gerando parâmetros de comparação e resultados novos, em especial no que diz respeito à metodologia de planejamento experimental fatorial e variáveis empregadas.

3. MATERIAIS E MÉTODOS:

Em linhas gerais, o presente trabalho aborda o uso do planejamento experimental fatorial 2^3 mais configuração estrela (DCCR) para três variáveis em vigas reduzidas de concreto armado. Foram moldadas ao total 48 vigas. 32 foram aquecidas em seus devidos níveis estabelecidos pelo DCCR enquanto 16 serviram como valores de referência, ou seja, sem aquecimento. As vigas foram ensaiadas em um ensaio de flexão sob dois cutelos em pórtico apropriado. Foram obtidos valores de deflexão no centro do vão e respectiva carga aplicada. Tais resultados são em seguida analisados também via DCCR.

Analogamente, foram moldados 44 corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm que também serviram de parâmetro para análise do efeito de temperatura no concreto.

Tanto das vigas como dos corpos-de-prova foram retiradas amostras aquecidas e de referência para análise microestrutural.

Nos tópicos que se seguem, as informações sobre todas as etapas do processo são pormenorizadas.

3.1. Variáveis e Seus Níveis:

A metodologia utilizada trabalha o planejamento experimental para três variáveis ($k = 3$) definidas como importantes no processo de degradação das estruturas de concreto armado, a saber, o fator água-cimento (a/c), a temperatura e o cobrimento das armaduras. O processo DCCR inclui ainda a definição dos níveis de estudo das variáveis, exibidos na Tabela 1.

	- α	-1	0	+1	+ α
Temperatura (°C)	232	300	400	500	568
a/c	0,37	0,41	0,47	0,53	0,57
Cobrimento (cm)	2,00	2,50	3,25	4,00	4,50
$\alpha = 2^{k \cdot (1/4)} \rightarrow \alpha = 1,68179$					

Tabela 1 - Níveis das variáveis

3.1.1. Níveis de Temperatura:

Os níveis de temperatura são definidos objetivando captar efeitos danosos ao concreto conforme já conhecidos na literatura e mensurar sua influência na perda da capacidade resistente das peças estudadas. A saber, partindo do nível de temperatura de 232 °C (- α), toda a água adsorvida no concreto já evaporou e a ocorrência de *spalling* já pode ser detectada, além do início dos danos químicos, como a redução das forças de Van der Waals. Para os níveis mais elevados de temperatura no planejamento experimental, é possível detectar diferentes estágios da perda de água interlamelar e quebra gradual das cadeias de tobermorita e aí, sua respectiva influência na perda de resistência do concreto.

3.1.2. Níveis de a/c:

Os níveis do fator água-cimento são definidos com o objetivo de percorrer o espaço amostral da norma, partindo de um nível próximo a 0,35 (menor permitido pelas normatizações brasileiras para hidratação do cimento no concreto) até um nível de 0,57 (+ α). Naturalmente, este nível maior já permite uma elevada trabalhabilidade do concreto, assim como uma grande quantidade de água adsorvida, maior porosidade e, conseqüente, menor resistência.

3.1.3. Níveis de cobrimento da armadura:

Os níveis de cobrimento da armadura são definidos, por sua vez, também em virtude de parâmetros normativos, partindo do nível de 2,50 cm (-1) representativo do menor cobrimento nominal permitido para vigas pela NBR 6118/2014: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, até o nível de 4,50 cm (+ α) representativo do cobrimento equivalente para peças com proteção externa com gesso ou vermiculita conforme a NBR 15200/2004: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio.

Dessa forma, os níveis das variáveis foram definidos respeitando-se os parâmetros do planejamento experimental DCCR e com foco na captação de

respostas representativas ao efeito em virtude do estado da arte e de parâmetros normativos.

3.2. Peças estudadas:

As peças estudadas são vigas de comprimento reduzido em virtude das dimensões do forno disponível para aquecimento das peças. As vigas possuem uma seção transversal de 15 x 25 cm e um comprimento de 70 cm (acabada) conforme exemplo de detalhe de armadura exibido na Figura 9.

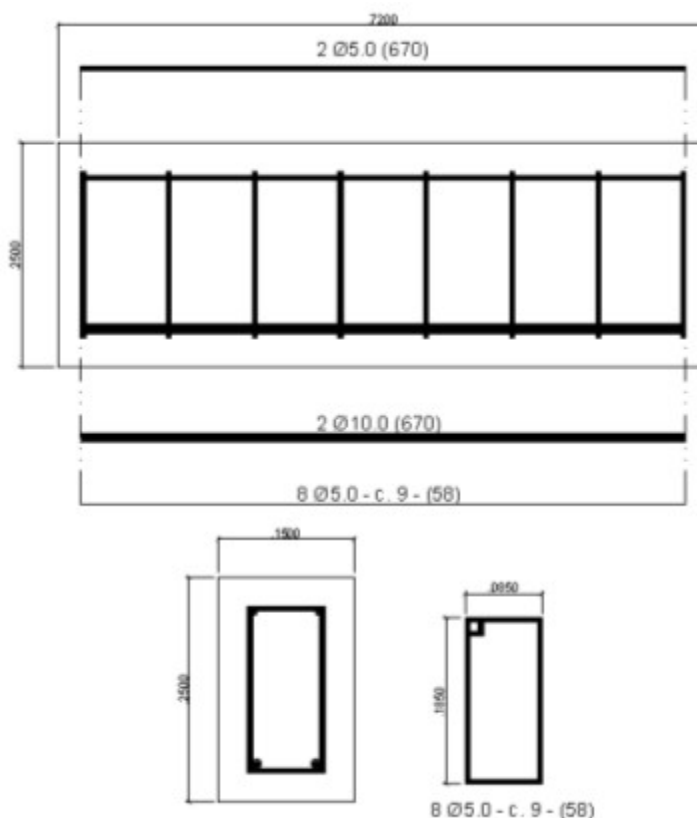


Figura 9 - Exemplo de detalhe de armadura para o nível 0 de cobrimento

Todas as vigas possuem uma armadura positiva com 2 Φ 10,0 mm, armadura negativa construtiva com 2 Φ 5,0 mm e 8 estribos com barras Φ 5,0 espaçados a cada 9,00 cm. Como o cobrimento das peças é variável, o tamanho dos estribos também se modifica. Entretanto, mantém-se o mesmo espaçamento. As barras transversais não sofrem alteração e em todas as peças possuem dimensão de 67,00 cm.

As vigas foram moldadas com as armaduras referentes a cada nível com o tipo de concreto (a/c) e níveis de temperatura conforme matriz de planejamento. A mistura foi mecânica em betoneira. Formas foram fabricadas com chapas de madeira compensada plastificadas. As moldagens foram realizadas sem reutilização de formas. O adensamento foi manual. A Figura 10 e a Figura 11 exemplificam o supracitado processo.



Figura 10 - Armadura com espaçadores



Figura 11 - Moldagem e adensamento das vigas

Após moldadas e desformadas, as peças foram submetidas à cura submersa por 28 dias e posteriormente à secagem à temperatura ambiente por outros 28 dias. Após o referido processo de cura e secagem, as vigas foram submetidas aos fornos

nas temperaturas determinadas pelo planejamento experimental. A Figura 12 exhibe o início do processo de cura das peças.



Figura 12 - Processo de cura submersa das vigas

3.3. Concreto:

O concreto utilizado no experimento objetiva representar os de resistência convencional com areia média e agregado graúdo granítico de dimensão nominal 19 mm.

As propriedades físicas dos agregados, determinadas conforme as normas brasileiras, a saber, a NBR NM 45/2006 – Agregados – Determinação da massa unitária e volume de vazio, NBR NM 52/2006 – Agregados – Determinação da Massa específica e massa específica aparente, NBR NM 53/2003 – Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água e NM NBR NM 248/2003 – Agregados – Determinação da composição granulométrica, estão apresentadas na Tabela 2 e Figuras 13 e 14.

	Massa Específica (γ) (kg/m ³)	Massa Unitária (μ) (kg/m ³)
Areia Média	2560	1630
Brita 19	2770	1550

Tabela 2 - Propriedade dos agregados

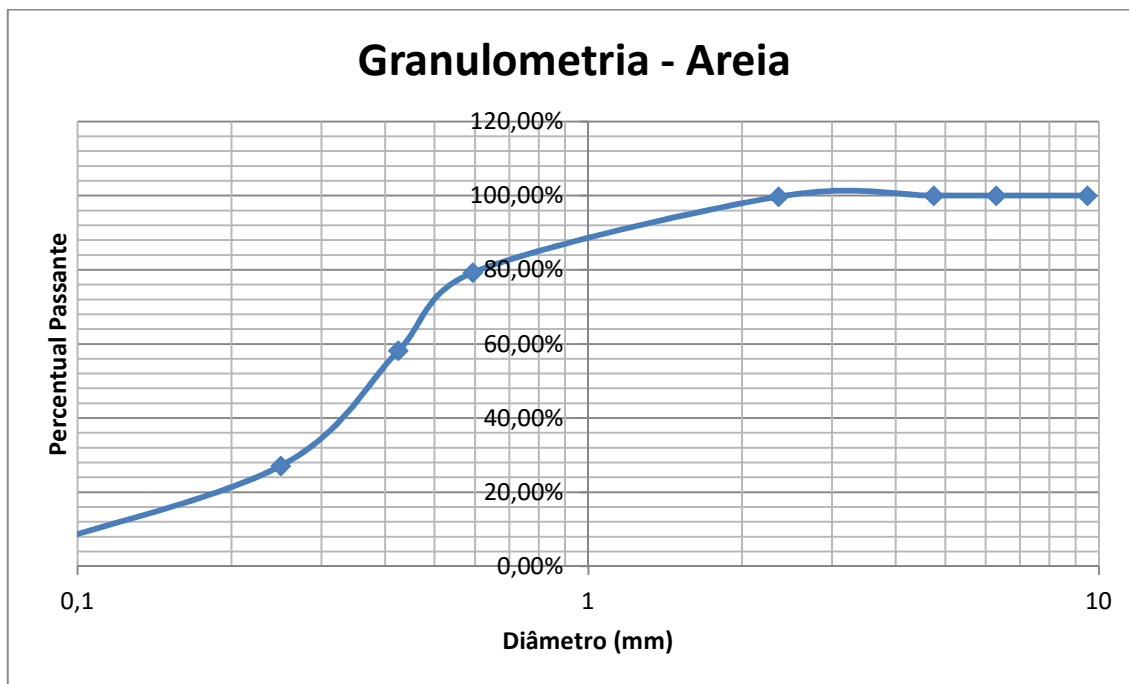


Figura 13 - Granulometria do Agregado Miúdo

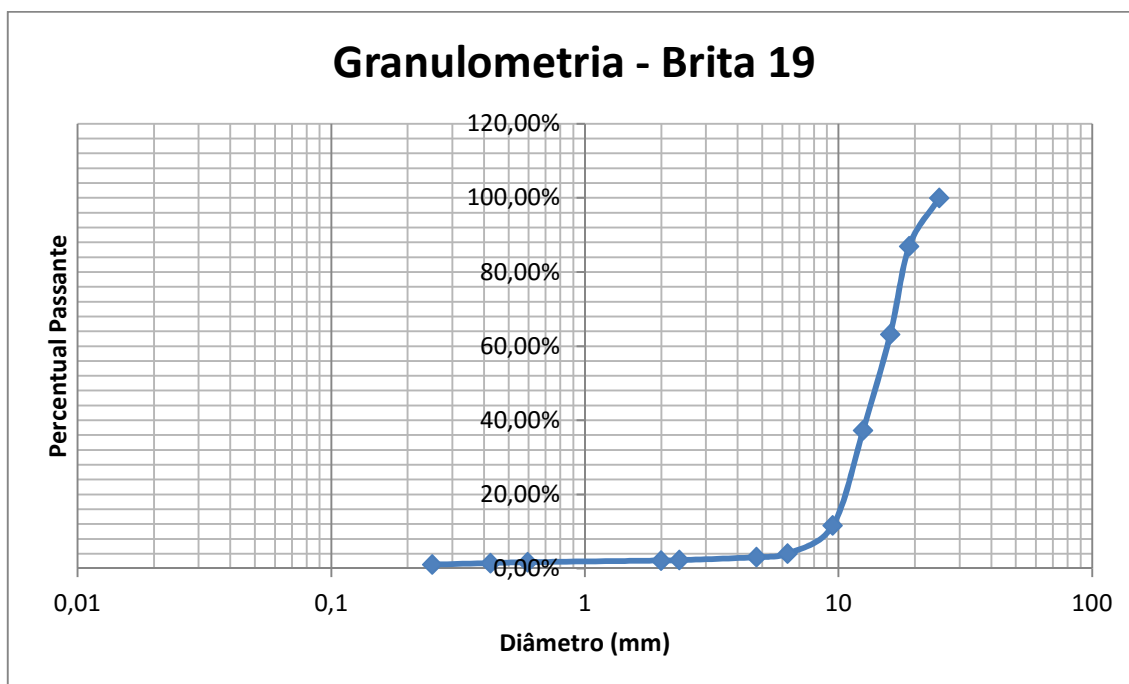


Figura 14 - Granulometria do Agregado Graúdo

No processo de dosagem do concreto, foi utilizado o método do empacotamento (geralmente referenciado na literatura como “*packing*”) para determinar a proporção ideal entre os agregados, obtendo a proporção igualitária como indicado, conforme exibido na Figura 15.

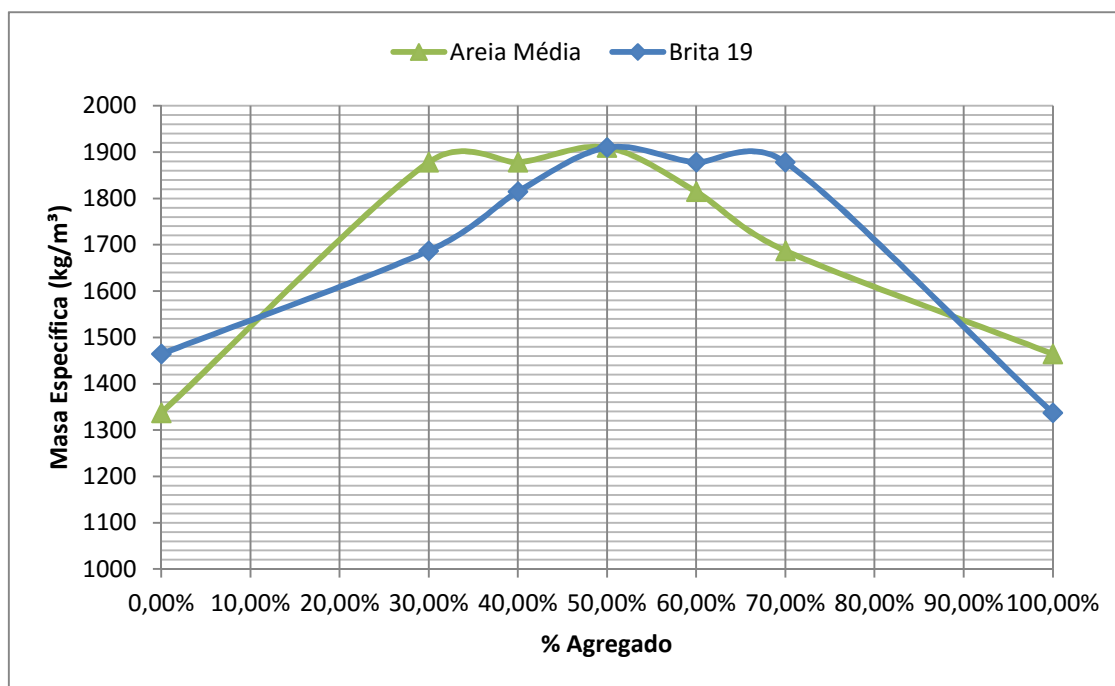


Figura 15 - Ensaio de empacotamento dos agregados

Por fim, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos com concretos de diferentes proporções cimento : agregados objetivando a obtenção das resistências esperadas e a trabalhabilidade requerida ao concreto. Encontrou-se o traço 1 : 2 : 2 (cimento : areia : brita) como sendo o ideal com os níveis de água-cimento pré-definidos, obtendo-se resistências nominais entre 25 e 40 MPa.

A fim de permitir a trabalhabilidade, para os níveis $-\alpha$, -1 e 0 de água-cimento (0,37, 0,41 e 0,47 respectivamente) acrescentou-se aditivo superplastificante (ADVA 565 – Grace). Aqui, toma-se por princípio que o superplastificante à base de policarboxilatos age no concreto quimicamente durante seu estado fresco atuando apenas como redutor de água necessária para o amassamento, influenciando assim indiretamente a resistência do concreto em seu estado endurecido (HARTMANN & HELENE, 2003). Cabe enfatizar que nesse caso, não houve redução de água. O superplastificante foi adicionado apenas para garantir uma fluidez suficiente mantendo-se os níveis de a/c pré-determinados, eliminando assim qualquer influência de seu uso na resistência do concreto.

3.4. Cimento

Para este estudo foi utilizado, por facilidade de acesso no mercado e representatividade da realidade de obras locais com concretos de desempenho normal, o cimento CP-II-E-32 da marca Cimpor. Assim, os primeiros estudos do traço e confecção dos corpos-de-prova para análise DCCR do concreto e temperatura foram realizados com este tipo de cimento.

Entretanto, com a mudança no panorama de mercado (alta do dólar) o comércio local ficou desprovido de cimento CP-II-E-32 e, todas as marcas o substituíram pelo CP-II-Z-32. Assim, na fase seguinte do estudo (moldagem das vigas) foi utilizado o cimento CP-II-Z-32 também da marca Cimpor.

Considera-se, porém, que o comportamento destes materiais no concreto mediante altas temperaturas é muito semelhante, apresentando superfícies de ruptura praticamente iguais e densidades da pasta equivalentes (POON, et al., 2001)

Dessa forma, infere-se que a alteração no tipo de cimento para as faixas de temperatura estudadas não representam problema para a comparação dos resultados sendo a ressalva necessária e suficiente.

3.5. Aquecimento:

O aquecimento das peças foi feito em fornos elétricos como o exibido na Figura 16, cuja capacidade dos resistores permite-os atingir uma temperatura de até 1000 °C.



Figura 16 - Forno de aquecimento das peças

Tais fornos, entretanto, não permitem controlar a taxa de aquecimento, variável importante no processo de degradação do material, apresentando um maior valor para estágios iniciais (até 250 °C) e um aquecimento gradualmente mais lento conforme a temperatura aumenta. Porém, para os estágios de temperatura desejados e de influência crítica na qualidade do concreto, a taxa de aquecimento permanece abaixo de 10 °C/min, não apresentando influência significativamente negativa no processo (BAMONT & GAMBAROVA, 2014). A Figura 17 mostra a curva de aquecimento do forno nos respectivos níveis de temperatura, a derivada desta curva representa a taxa de aquecimento.

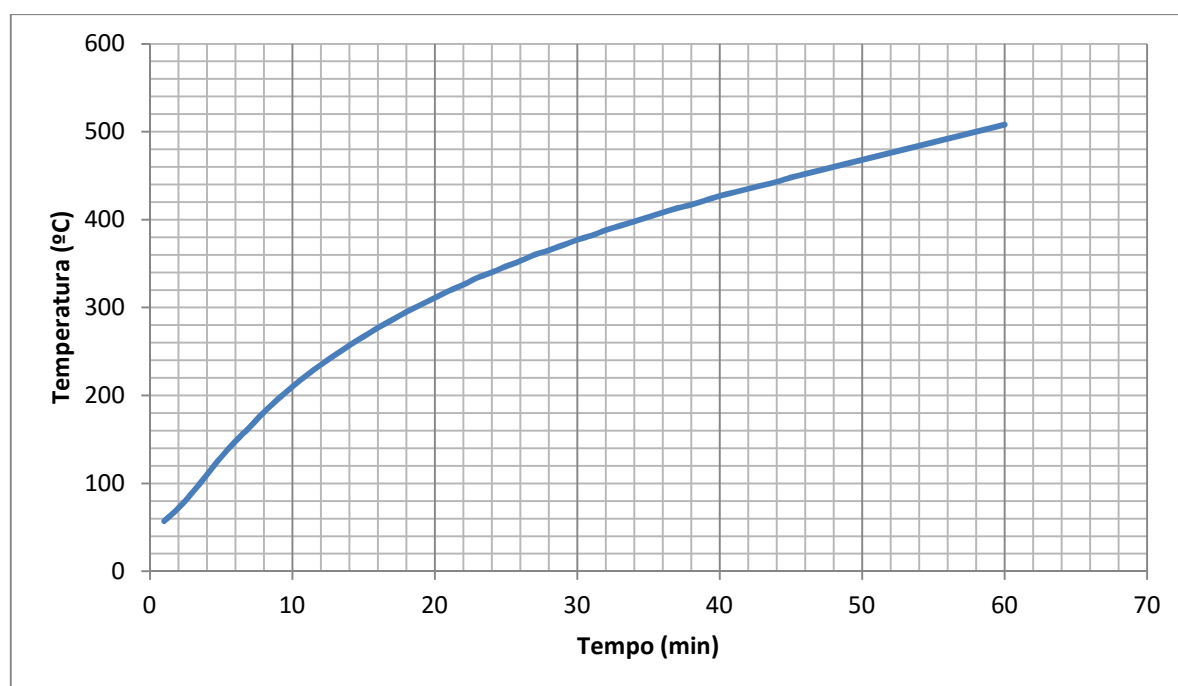


Figura 17 - Curva de aquecimento do forno

As vigas foram submetidas ao aquecimento nos fornos com a temperatura nominal do nível configurada na programação do forno. Atingida a temperatura desejada, o forno permaneceu ainda ligado com temperatura constante por um período de 60 minutos, objetivando homogeneizar a temperatura na superfície da peça e minimizar a influência da forma de aquecimento (taxa) para cada peça (XIAOA & KÖNIGB, 2004)

Após o período de 60 minutos, o forno foi desligado e aberto até que a viga se resfriasse a temperatura ambiente. Após 24 horas de resfriamento as vigas foram enfim retiradas dos fornos e ensaiadas.

Os referidos períodos e procedimentos de aquecimento e resfriamento foram baseados em estudos análogos relatados na literatura técnica, como POON et al. (2001), SCHNEIDER (1988), KHOURY (2000) e OLIVEIRA (2006).

3.6. Ensaaios com corpos-de-prova:

Com objetivo de estudar apenas as variáveis fator água/cimento e temperatura, foi realizado um estudo preliminar com tais variáveis também em DCCR, gerando uma matriz de planejamento 2^2 . Os níveis foram respeitados e mantidos iguais aos da matriz principal 2^3 , entretanto, como os parâmetros extremos (α) do DCCR dependem da quantidade de variáveis, houve adequação destes para este uso. A saber, os níveis utilizados foram conforme exibidos na Tabela 3

	- α	-1	0	+1	+ α
Temperatura (°C)	260	300	400	500	540
a/c	0,385	0,41	0,47	0,53	0,55
$\alpha = 2^{k.(1/4)} \rightarrow \alpha = 1,4142$					

Tabela 3 - Variáveis e seus níveis para estudo preliminar com corpos-de-prova

Com tais níveis foram moldados 29 corpos-de-prova, sendo 10 como medidas de referência (2 para cada traço de concreto) e 19 referentes ao estudo da matriz de planejamento. Analogamente às vigas, os corpos-de-prova também foram submetidos à cura submersa por 28 dias seguidos de mais 28 dias de secagem à temperatura ambiente. Por conseguinte, foram aquecidos ao forno, resfriados por 24 horas e finalmente ensaiados à compressão simples, conforme parâmetros da NBR 5739:1994 Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, em prensa devidamente calibrada. A velocidade utilizada nos ensaios foi de aproximadamente 4 kN/s ($\sim 0,5$ MPa/s) e não foram verificados parâmetros de deformação dos corpos-de-prova, sendo apenas a carga de ruptura aferida. A Figura 18 exibe a prensa utiliza e o posicionamento do corpo-de-prova.



Figura 18 - Prensa de ruptura por compressão simples para corpos-de-prova

Os resultados da resistência à compressão simples do concreto foram analisados via DCCR e comparados aos valores de referência. Gerou-se assim uma relação entre as variáveis analisadas que servirá de parâmetro para o estudo das vigas analisadas na etapa seguinte deste trabalho. Os resultados são exibidos no capítulo 4.

Durante a moldagem das vigas foram ainda moldados mais 15 corpos-de-prova, 3 para cada traço distinto, que serviram apenas para controle e verificação de qualidade. Tais corpos-de-prova foram rompidos à compressão axial sem aquecimento e a resistência à compressão do concreto foi assim aferida.

3.7. Ensaios com vigas:

As vigas moldadas conforme o processo descrito anteriormente foram submetidas ao ensaio de flexão sob dois cutelos. Tal ensaio foi realizado para todas as 48 vigas. Entretanto, 32 delas foram aquecidas conforme o planejamento experimental (original + 1 réplica) enquanto as outras 16 serviram como valores de referência, rompidas sem aquecimento.

As vigas foram enumeradas de acordo com a ordem padrão do planejamento experimental conforme a matriz de planejamento exibida na Tabela 4.

#	Níveis das Variáveis					
	Cobrimento (cm)		a/c	Temperatura (°C)		
1	-1	2,50	-1	0,41	-1	300
2	-1	2,50	-1	0,41	1	500
3	-1	2,50	1	0,53	-1	300
4	-1	2,50	1	0,53	1	500
5	1	4,00	-1	0,41	-1	300
6	1	4,00	-1	0,41	1	500
7	1	4,00	1	0,53	-1	300
8	1	4,00	1	0,53	1	500
9	0	3,25	0	0,47	- α	232
10	0	3,25	0	0,47	+ α	568
11	0	3,25	- α	0,37	0	400
12	0	3,25	+ α	0,57	0	400
13	- α	2,00	0	0,47	0	400
14	+ α	4,50	0	0,47	0	400
15	0	3,25	0	0,47	0	400
16	0	3,25	0	0,47	0	400

Tabela 4 - Matriz de planejamento para vigas

A ruptura das vigas foi feita em um pórtico de carga utilizando-se bases estáticas, mas com dispositivo mecânico que permitiam a rotulação das extremidades respeitando o modelo da viga bi apoiada. A base rotulada possui uma dimensão de 10 cm cujo centro de rotação é alocado exatamente em seu centro geométrico. Tendo sido as vigas alocadas corretamente sobre os apoios, considera-se um vão teórico entre rótulas de 60 cm. A Figura 19 exhibe o detalhe do apoio rotulado utilizado.



Figura 19 - Detalhe do apoio rotulado para as vigas

Ainda, abaixo da seção central de cada viga, foi alocado um defletômetro calibrado para a verificação da deflexão da peça e consequente confecção da curva carga x deflexão.

Com sistema de aquisição de dados compatível com os equipamentos utilizados, foi possível aplicar a carga centrada a uma velocidade controlada (~ 1 kN a cada 10 s) e aferir as medições de deformação no centro do vão e sua respectiva carga. Quando as deformações tomavam maior proporção e as fissuras se propagavam consideravelmente (fim do regime elástico) o defletômetro era retirado de sua posição (proteção ao equipamento) e a carga elevada até a ruptura total da peça. A Figura 20 mostra o pórtico utilizado para ruptura das vigas com a devida alocação da peça e do defletômetro.



Figura 20 - Pórtico utilizado para ruptura das vigas com defletômetro posicionado

Durante o ensaio ainda, a superfície de fissuração era mapeada através de registro fotográfico.

Os dados captados pelo *logger* foram registrados em mídia digital e analisados em planilhas eletrônicas e processados no DCCR por meio do *software* “*Statistica 8.0*” da empresa *Statsoft* cuja licença de uso foi adquirida pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFPB.

3.8. Parâmetros microestruturais:

Tanto dos corpos-de-prova aquecidos quanto das vigas de referência e aquecidas foram retiradas amostras que, após preparadas (pulverização em almofariz e peneiramento na malha #200), foram encaminhadas para análise microestrutural por meio de distintos parâmetros.

3.8.1. Parâmetros dos corpos-de-prova:

Para os corpos-de-prova, após a execução dos ensaios de compressão simples e consequente ruptura, foram retiradas amostras para diferentes níveis de temperatura. A saber, por critérios de exequibilidade dos ensaios, foram escolhidos corpos-de-prova aquecidos a 260 °C (- α), 400 °C (0) e 540 °C (+ α) além de uma amostra de referência que não foi aquecida, neste caso todos com fator a/c igual a 0,47 (0). Para cada corpo-de-prova escolhido foram retiradas amostras da superfície externa e do interior para comparação e verificação da propagação de calor da superfície para o centro.

Assim, tais amostras foram encaminhadas para ensaios de termogravimetria que foram realizados no Centro de Tecnologia Mineral (CETEM) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) num equipamento Mettler-Toledo DSC/TGA 1 Star System com faixa de temperatura definida entre 25 e 1.000 °C, à uma taxa de 10 °C/min e atmosfera do forno de gás nitrogênio.

Assim, é possível analisar para cada nível de temperatura atingida no concreto as implicações na estrutura química e, por meio da identificação de quais componentes sofreram decomposição térmica, detectar o nível de degradação do material para cada temperatura.

Além disto, amostras sólidas embutidas em polímeros e polidas dos corpos-de-prova foram retiradas e encaminhadas para o ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) no Laboratório de Microscopia Eletrônica da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC - Rio) num equipamento Jeol JSM 6510 LV com resolução de 30 nm a 30 kV com detector de elétrons retro-espalhados. Para este caso foram retiradas amostras de centro e superfície para os

corpos-de-prova do ponto central (níveis 0 de $T = 400^{\circ}$ e de $a/c = 0,47$) e das amostras aquecidas a 540°C (nível $+\alpha$).

3.8.2. Parâmetros das vigas reduzidas:

Para as vigas reduzidas também foram retiradas amostras de sua porção superficial (próximo às armaduras) e de porções centrais para vigas aquecidas e de referência que, por conseguinte, se encaminharam para ensaios de caracterização microestrutural.

Com tais amostras, foram realizados ensaios de DRX (Difração de Raios-X) no LaCoM (Laboratório de Combustíveis e Materiais) da Universidade Federal da Paraíba num difratômetro Shimadzu XRD-6000 Lab X com radiação $\text{CuK}\alpha$, raio-x de 40 kV e 30 mA, velocidade de varredura de $1,00^{\circ}/\text{min}$ num intervalo de 5° à 70° (2θ) com um passo fixo de $0,02^{\circ}$.

Dessa forma, pode-se comparar as composições antes e pós-aquecimento verificando, através dos picos as suas respectivas proporções na amostra quais alterações químicas visíveis.

Objetivando obter resultados comparáveis e analisar o efeito da temperatura e do a/c racionalmente, foram encaminhadas as vigas com níveis extremos de temperatura (9.1 e 10.1, com $T = 232$ e 568°C respectivamente), níveis extremos de a/c (11.1 e 12.1, com $a/c = 0,37$ e $0,57$ respectivamente), nível intermediário para ambas as variáveis (15.1, com $T = 400^{\circ}\text{C}$ e $a/c = 0,47$) e três vigas de referência que não foram aquecidas (9, 10 e 15, cujos a/c foram de 0,47). Neste caso utilizaram-se apenas as amostras de superfície.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES:

4.1. Ensaios em corpos-de-prova:

Conforme exibido no item 3.6 foram moldados inicialmente 29 corpos-de-prova para análise DCCR considerando apenas as variáveis fator água/cimento e temperatura de exposição cujos níveis e parametrização são exibidos na Tabela 3.

Utilizando 19 corpos-de-prova para análise DCCR [original e réplica $2 \times (2^2) + 3$ pontos centrais¹], os resultados obtidos para a resistência à compressão são exibidos na Tabela 5.

	CP	a/c	Temperatura (°C)		Carga (KN)	Resistência (MPa)	
Original	1	-1	0,41	-1	300	324,5	41,34
	2	-1	0,41	+1	500	278,5	35,48
	3	+1	0,53	-1	300	250,5	31,91
	4	+1	0,53	+1	500	167,6	21,35
	5	-α	0,385	0	400	369,6	47,08
	6	+α	0,55	0	400	229,4	29,22
	7	0	0,47	-α	260	300	38,22
	8	0	0,47	+α	540	175,6	22,37
Réplicas	9	-1	0,41	-1	300	357,3	45,52
	10	-1	0,41	+1	500	265,3	33,80
	11	+1	0,53	-1	300	276,5	35,22
	12	+1	0,53	+1	500	192,6	24,54
	13	-α	0,385	0	400	345,2	43,97
	14	+α	0,55	0	400	216,2	27,54
	15	0	0,47	-α	260	260	33,12
	16	0	0,47	+α	540	183,5	23,38
Pontos Centrais	17	0	0,47	0	400	281,6	35,87
	18	0	0,47	0	400	288,4	36,74
	19	0	0,47	0	400	261,5	33,31

Tabela 5 - Resultados de compressão simples de corpos-de-prova para análise DCCR.

Objetivando facilitar a visualização dispersiva dos dados, são exibidos gráficos de dispersão dos valores considerando a variação da resistência quando da variação individual da temperatura e do fator água / cimento. Os gráficos de dispersão são exibidos nas Figuras 21 e 22.

¹ O modelo DCCR exige a aplicação de pelo menos dois pontos centrais para que os parâmetros de erro de ajuste possam ser calculados. Neste caso, optou-se pelo uso de 3 pontos centrais além da existência de uma repetição do conjunto principal de ensaios que também fornece informações para os parâmetros de erros.

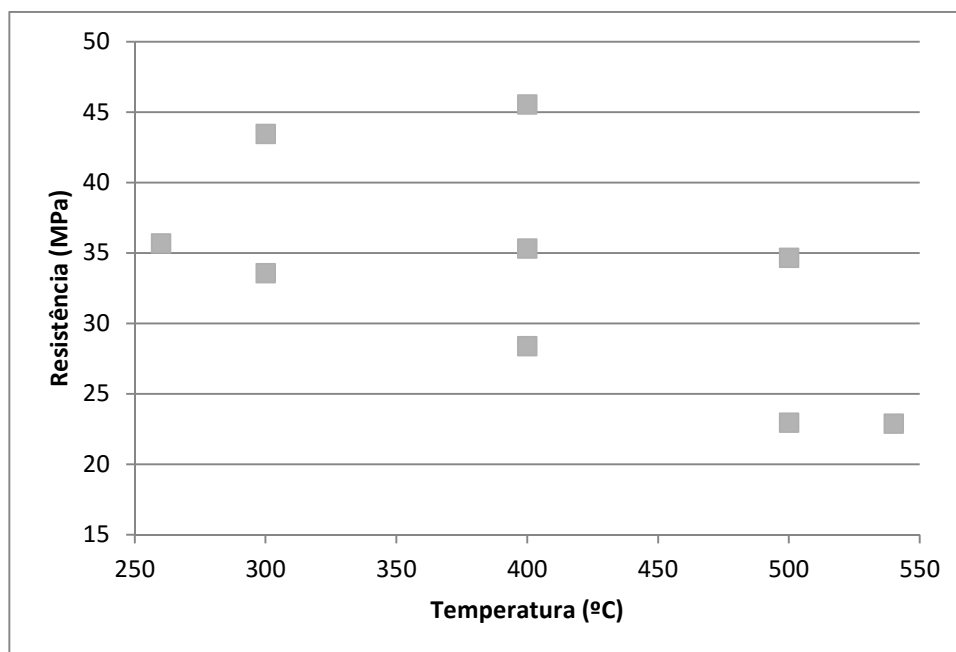


Figura 21 - Gráfico de dispersão Temperatura x Resistência para os corpos-de-prova

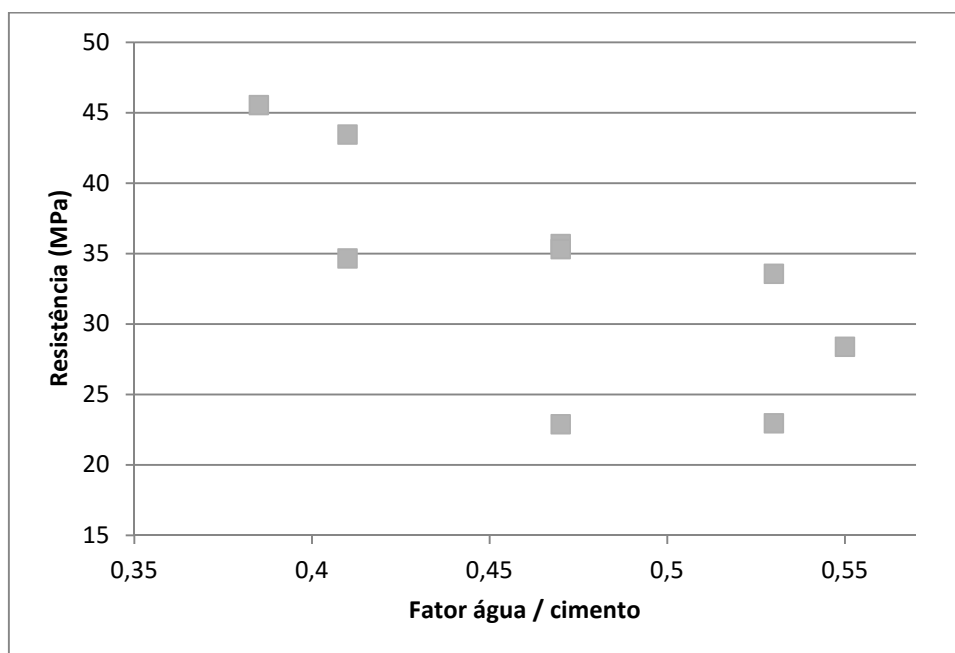


Figura 22 - Gráfico de dispersão Fator água / cimento x Resistência para os corpos-de-prova

Ainda conforme explicado no item 3.6, foram estudados 10 corpos-de-prova de referência, não aquecidos, 2 para cada traço de concreto parâmetro de comparação e controle de qualidade. Os resultados obtidos são exibidos na Tabela 6.

CP	a/c	Carga (KN)	Resistência (MPa)	Média (MPa)
1	- α	0,385	421,5	53,69
2	- α	0,385	440,4	56,10
3	-1	0,41	319,4	40,69
4	-1	0,41	360	45,86
5	0	0,47	221,05	28,16
6	0	0,47	294,97	37,58
7	+1	0,47	250,15	31,85
8	+1	0,47	200,12	25,48
9	+ α	0,55	181,04	23,06
10	+ α	0,55	237,32	30,23

Tabela 6 - Resultados de referência (temperatura ambiente) para os corpos-de-prova

Aspecto muito interessante que pode ser observado comparando as Tabela 5 e Tabela 6 é que, quando comparados os valores pós-aquecimento com os valores de referência para corpos-de-prova não aquecidos, em alguns casos houve ganho de resistência, conforme os resultados exibidos na Tabela 7.

#	a/c		Temperatura (°C)		Resistência pós- aquecimento (MPa)	Resistência de Referência (MPa)	Variação Média da Resistência
1	-1	0,41	-1	300	43,43	43,27	0,35%
2	-1	0,41	+1	500	34,64	43,27	-19,96%
3	+1	0,53	-1	300	33,57	28,66	17,13%
4	+1	0,53	+1	500	22,95	28,66	-19,92%
5	-α	0,385	0	400	45,53	54,90	-17,07%
6	+α	0,55	0	400	28,38	26,65	6,51%
7	0	0,47	-α	260	35,67	32,87	8,52%
8	0	0,47	+α	540	22,88	32,87	-30,41%
Pontos Centrais	0	0,47	0	400	35,31	32,87	10,46%

Tabela 7 - Comparação entre valores de referência e pós-aquecidos

Assim, análise conjunta dos dados da Tabela 7 permite analisar que existe uma região intermediária de temperaturas em que o concreto tem sua resistência aumentada.

Muitos estudos na literatura já relatam essa região, a exemplo de KHOURY (2000). Entretanto, a zona de aumento de resistência observada é variável de acordo com o tipo de concreto (fator água/cimento), chegando à ordem de 400 °C, contradizendo estudos anteriores de SCHNEIDER (1988) e XIAOA & KÖNIGB

(2004), cujas regiões de aumento de temperatura não excedem 300 °C, e outros como MORALES, et al. (2011) e OLIVEIRA (2006) que sequer detectam esta variação positiva de resistência.

Vide, entretanto, que estudos como esse não consideraram a variação do tipo de concreto e as alterações microestruturais relatadas para as faixas de temperatura que envolvem o parâmetro de água livre na matriz. É possível inferir disto que há uma relação entre essa zona de aumento de resistência e a quantidade de água na matriz de cimento.

A fim de promover uma melhor visualização dos efeitos individuais, construiu-se a Figura 23 que exhibe a variação percentual média das resistências observadas separando para cada nível das variáveis envolvidas.

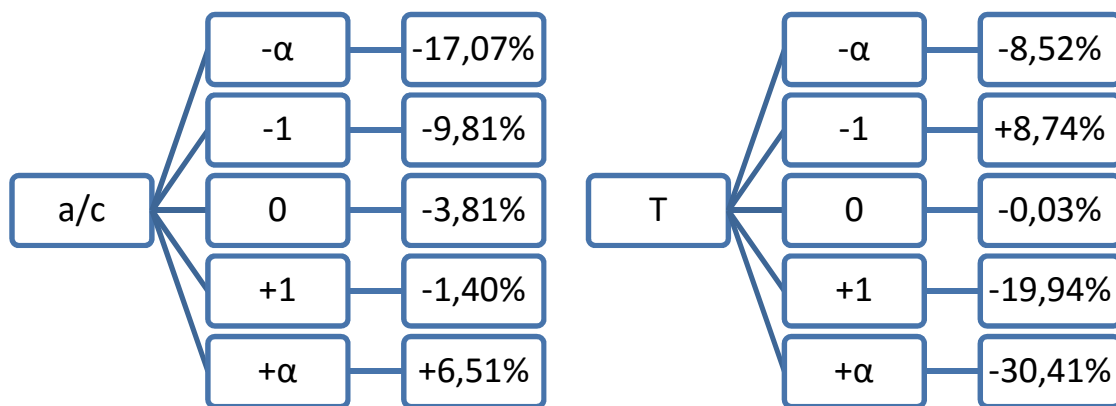


Figura 23 - Comparação da influência individual entre as variáveis a/c e T para a análise com corpos-de-prova.

É notado que os ganhos mais expressivos de resistência ocorrem para um a/c a partir de 0,47 (nível 0) e temperaturas entre 300 e 400 °C.

Com isto, é possível prever que a água ainda presente na matriz proporcionou com que para faixas mais elevadas de temperatura, a matriz de tobermorita não sofresse desidratação e, assim, o concreto não sofresse perdas de resistência.

É ainda provável que para tais faixas de temperatura, o aquecimento tenha atuado como catalizador das reações de hidratação do cimento e formação produtos de maior resistência como a tobermorita e a portlandita. Nisto, é importante observar que os ensaios foram feitos para uma idade do concreto de apenas 56 dias, permitindo-se inferir que tal efeito é possível.

Na mesma via, uma matriz menos densa permitiu a evaporação da água adsorvida sem explosões. Por sua vez, tais conclusões abrem caminho para um estudo e verificação mais apurada a seu respeito.

Prosseguindo a análise dos dados, parte-se o processamento dos dados em DCCR por meio do *software* “*Statistica 8.0*”.

Por intermédio da regressão não linear dos dados experimentais do planejamento DCCR, calculam-se os coeficientes da equação do modelo matemático.

Uma opção aqui adotada foi considerar que a variação dos resultados entre os corpos-de-prova dos blocos “original” e “réplica” trata apenas do erro aleatório experimental associado; não havendo, portanto, análise do erro de repetição já que os corpos-de-prova de mesmas propriedades foram moldados juntos e aquecidos também em grupos, não havendo o erro de repetições².

Outro critério importante que deve ser observado nas opções de análise é que as equações de regressão quadrática foram tomadas para as variáveis parametrizadas. Dessa forma, as variáveis fator água/cimento (a/c) e temperatura (T) têm seus valores substituídos e ajustados a um intervalo que varia de $-\alpha$ a $+\alpha$ (equivalente à matriz de planejamento, chamada de variável codificada). Isso é comum para facilitar a análise dos coeficientes de regressão. Assim sendo, com todas as variáveis parametrizadas para um mesmo intervalo de equivalência, os módulos dos coeficientes são comparáveis e quantificam a influência da referida variável no processo (quanto maior o módulo do coeficiente, maior a influência da variável).

Assim, com tal modelo, foi obtida a Equação 1 de ajuste para as variáveis:

$$R = 35,3067 - 11,4517. (a/c) + 1,9121. (a/c)^2 - 9,3762. (T) - 5,7679. (T)^2 - 0,9150. (a/c). (T) \quad \text{Eq. 1}$$

Onde:

R : Resistência do corpo – de – prova (MPa)

(a/c) : Fator água/cimento (parametrizado)

² Os termos “original” e “replicate” são oriundos dos modelos DCCR da literatura em inglês e indicam a repetições equânimes de um mesmo experimento. O *software* “*Statistica 8.0*” fornece a opção de analisar a influência destas réplicas distintas na variação dos resultados, processo chamado de “blocking” e é indicado quando as distintas réplicas são oriundas de processos distintos de fabricação, lotes diferentes, etc.

T: Temperatura (parametrizado)

Também por meio da análise DCCR no *software* “*Statistica 8.0*”, é possível obter-se os parâmetros de análise de variância para a equação de ajuste exibidos na Tabela 8³.

Variável	S.Q.	G.L.	Q.M.	F	p
(a/c)	524,563	1	524,5632	135,8283	0,000000
(a/c) ²	7,020	1	7,0196	1,8176	0,200617
(T)	351,654	1	351,6537	91,0558	0,000000
(T) ²	63,876	1	63,8762	16,5398	0,001333
(a/c) x (T)	1,674	1	1,6744	0,4336	0,521731
Resíduo	50,205	13	3,8620		
Falta de Ajuste	3,371	3	1,1237	0,2399	0,866537
Erro Puro	46,834	10	4,6834		
Total	1055,452	18			
R ²	0,95243				

Tabela 8 - Tabela de análise de variância para DCCR com duas variáveis em os corpos-de-prova

Note-se que o coeficiente de determinação foi de 95,24% de ajuste dos pontos à curva. É importante notar ainda que para um nível de confiança de 5% (valor convencional no âmbito acadêmico) o teste p permite concluir que as variáveis com valor *p* maior que 0,05 não apresentam significância estatística. Dessa forma, a exclusão dos parâmetros água/cimento quadrático $[(a/c)^2]$ e da interação linear entre eles $[(a/c)x(T)]$ gera uma equação mais simples e sem grandes perdas de qualidade de ajuste. Considerando isso, a Equação 2 exibe essa expressão reparametrizada com coeficiente de ajuste de 93,30%:

$$R = 36,5304 - 11,4517 \cdot (a/c) - 9,3762 \cdot (T) - 6,7622 \cdot (T)^2 \quad \text{Eq. 2}$$

A Equação 2, por sua vez, gera os parâmetros de análise de variância exibidos na Tabela 9.

³ Os parâmetros da análise de variância são apresentados na Tabela 8 siglificados e referem-se à soma quadrática (S.Q.), graus de liberdade (G.L.), quadrados médios (Q.M.), F calculado (F, do chamado teste F) e p-valor (p, do chamado teste p) e ao coeficiente de determinação (R²).

Variável	S.Q.	G.L.	Q.M.	F	p
(a/c)	524,563	1	524,5632	133,5910	0,000000
(T)	351,654	1	351,6537	89,5559	0,000000
(T) ²	120,335	1	120,3351	30,6458	0,000057
Resíduo	58,900	15	3,9266		
Falta de Ajuste	12,065	5	2,4131	0,5152	0,759552
Erro Puro	46,834	10	4,6834		
Total	1055,452	18			
R ²	0,93303				

Tabela 9 - Tabela de análise de variância para DCCR com duas variáveis em os corpos-de-prova considerando a exclusão de variáveis sem significância estatística.

Com a Equação 1 de ajuste é possível ainda observar a superfície de resposta exibida na Figura 24.

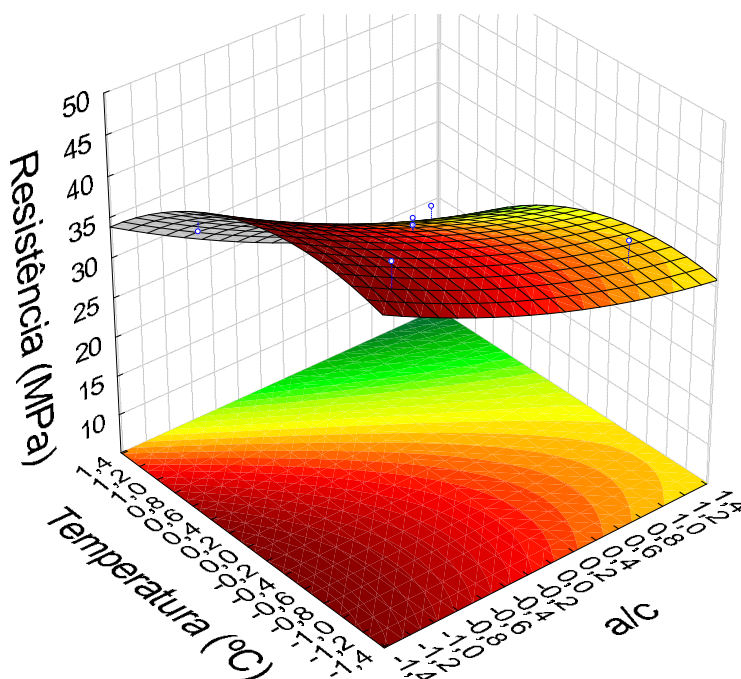


Figura 24 - Superfície de resposta para análise DCCR em corpos-de-prova com duas variáveis

É interessante ainda observar graficamente a projeção das respostas numa projeção das curvas de nível conforme a Figura 25.

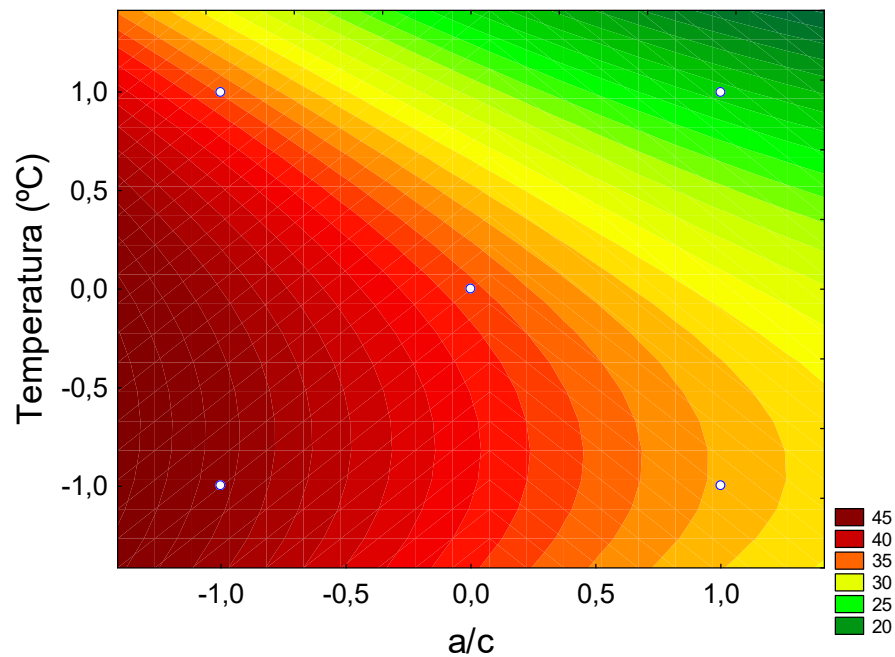


Figura 25 - Superfície de resposta 2D para análise DCCR em corpos-de-prova com duas variáveis

De uma maneira gráfica, o diagrama de Pareto exibido na Figura 26 ajuda a visualizar a ordem de influência de cada variável no processo:

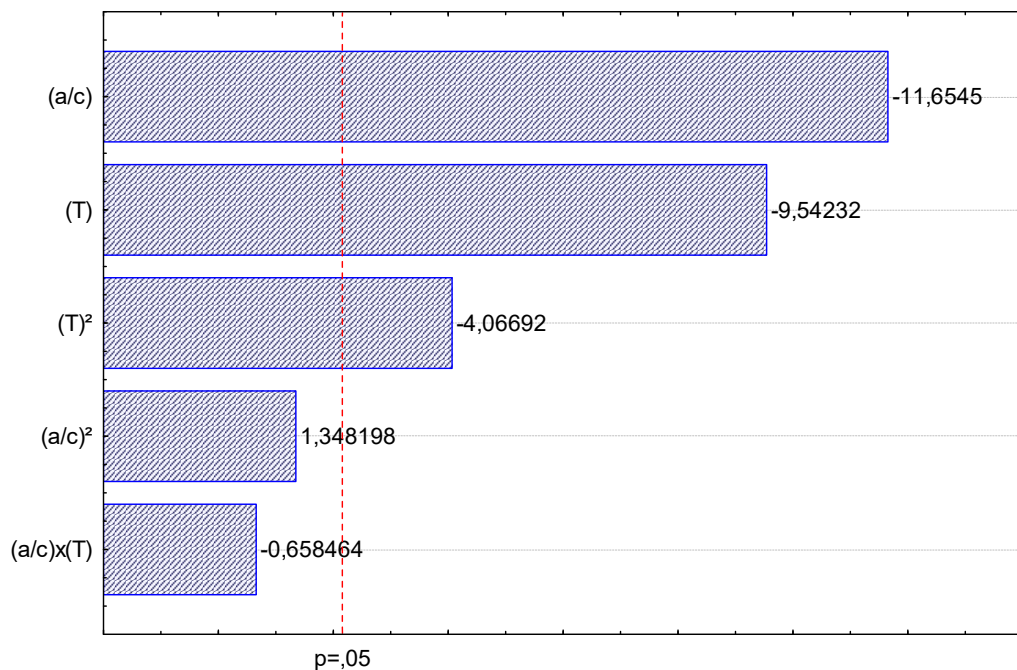


Figura 26 - Diagrama de Pareto para análise DCCR em corpos-de-prova com duas variáveis

Observe-se inicialmente que a variável de maior influência no processo é o fator água/cimento, confirmando o conhecimento técnico habitual de que, quanto maior o a/c , menor a resistência do concreto. Neste caso, sua preponderância sobre

a temperatura indica que os níveis de aquecimento utilizados, ou mesmo a sua duração, não foram suficientes para que, em níveis menores de a/c, a alta densidade da matriz cimentícia gerasse uma maior fissuração. Tal fato ainda coaduna com o conhecimento de que o uso de escória no cimento não gera graves perdas no tangente a aplicações em altas temperaturas (POON, et al., 2001).

É de se notar também que a ausência desta sobrepressão elevada, em virtude da tendência dos parâmetros de porosidade correlatos à relação água/cimento, fez com que não ocorresse, mesmo sob as temperaturas mais altas, o efeito *spalling*.

Merece atenção ainda o fato de que o aspecto da superfície de reposta confirma a previsão que as menores resistências residuais acontecem para os maiores níveis de a/c e maiores temperaturas.

Por fim, a curva de dispersão fornece uma noção do nível de precisão do modelo ao comparar os valores observados e valores esperados pela equação de ajuste conforme a Figura 27.

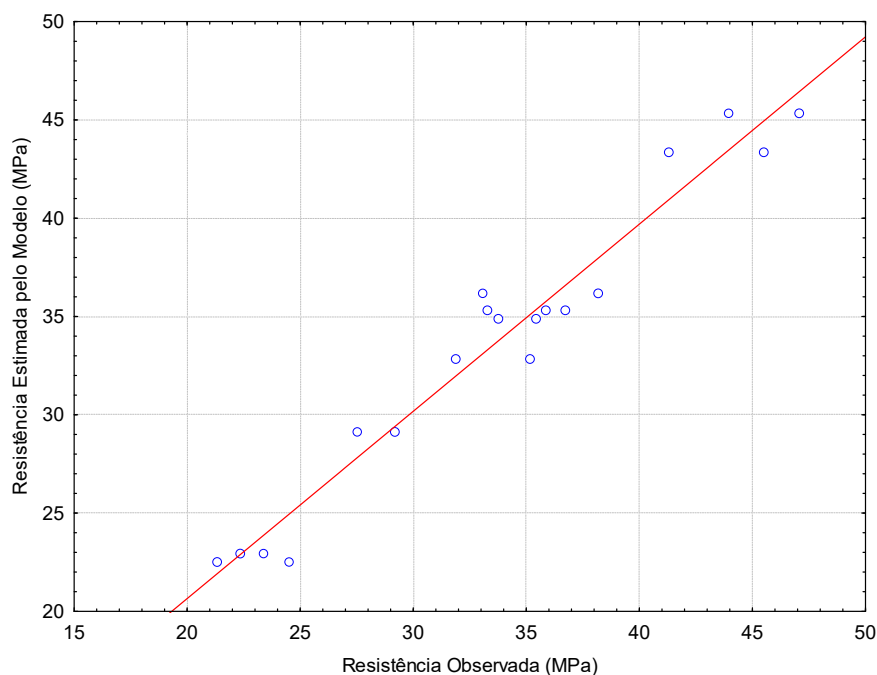


Figura 27 - Curva de dispersão entre valores observados e o modelo de ajuste

4.1.1. Análises microestruturais:

4.1.1.1. Ensaio de Termogravimetria (TG):

Executados os procedimentos pormenorizados no item 3.8.1, obtiveram-se os resultados que são apresentados nesta seção.

A fim de permitir uma melhor visualização dos efeitos microestruturais, nos gráficos foram acrescentadas faixas qualitativas para indicar os principais efeitos na matriz de cimento já conhecidos na literatura técnica. A saber, as faixas aqui utilizadas são referenciadas em trabalhos técnicos, entre eles TAYLOR (1990), ANJOS, et al. (2013), KULIFFAYOVÁ, et al. (2012) e PETKOVA, et al. (2012) e descritas a seguir:

- I. 0 ~ 100 °C: Evaporação da água livre existente na matriz;
- II. 110 ~ 420 °C: Decaimento da Etringita e início da perda da água interlamelar das moléculas de C-S-H (tobermorita) que acontece paulatinamente até $\approx 900^{\circ}\text{C}$;
- III. 420 ~ 510 °C: Desidratação da portlandita $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, hidróxido de cálcio que divide em H_2O e CaO ;
- IV. 650 ~ 780 °C: Carbonização da calcita $[\text{CaCO}_3]$, carbonato de cálcio que se divide em CaO e CO_2 .

Também objetivando melhores critérios de comparação, os gráficos foram agrupados conforme as análises desejadas.

As Figuras 28 e 29 exibem os gráficos conjuntos das amostras de superfície (para as temperaturas analisadas) e sua análise diferencial (DTG). As Figuras 30 e 31 exibem resultados equivalentes para as amostras de centro.

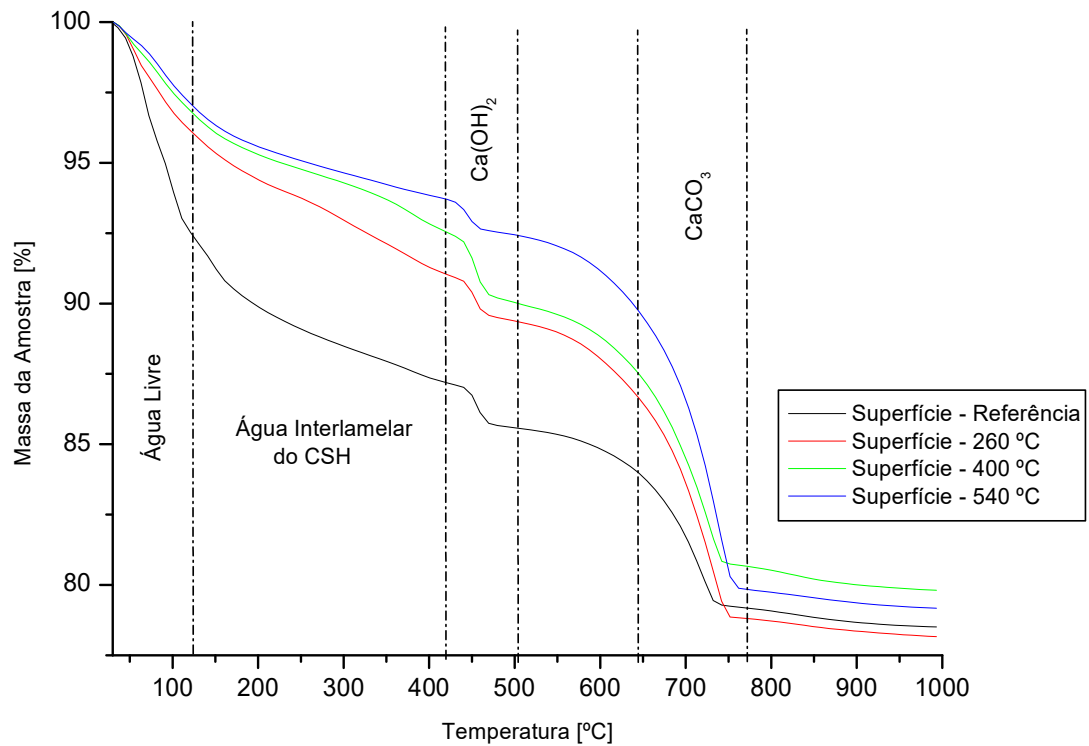


Figura 28 - TG's para amostras de superfície.

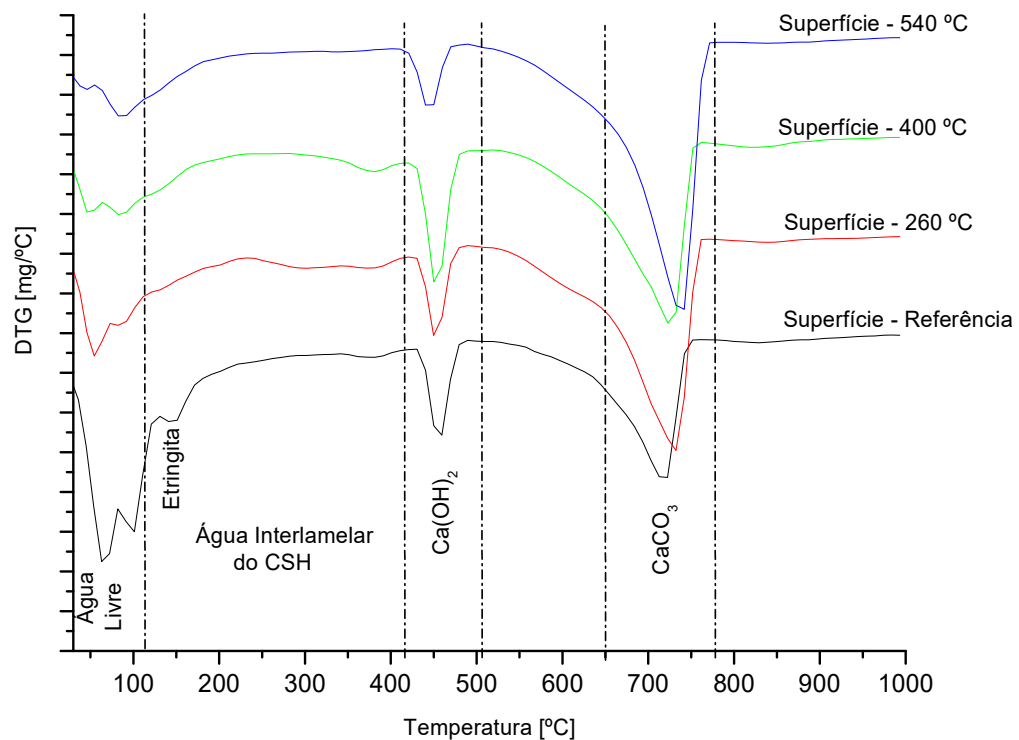


Figura 29 - DTG's para amostras de superfície.

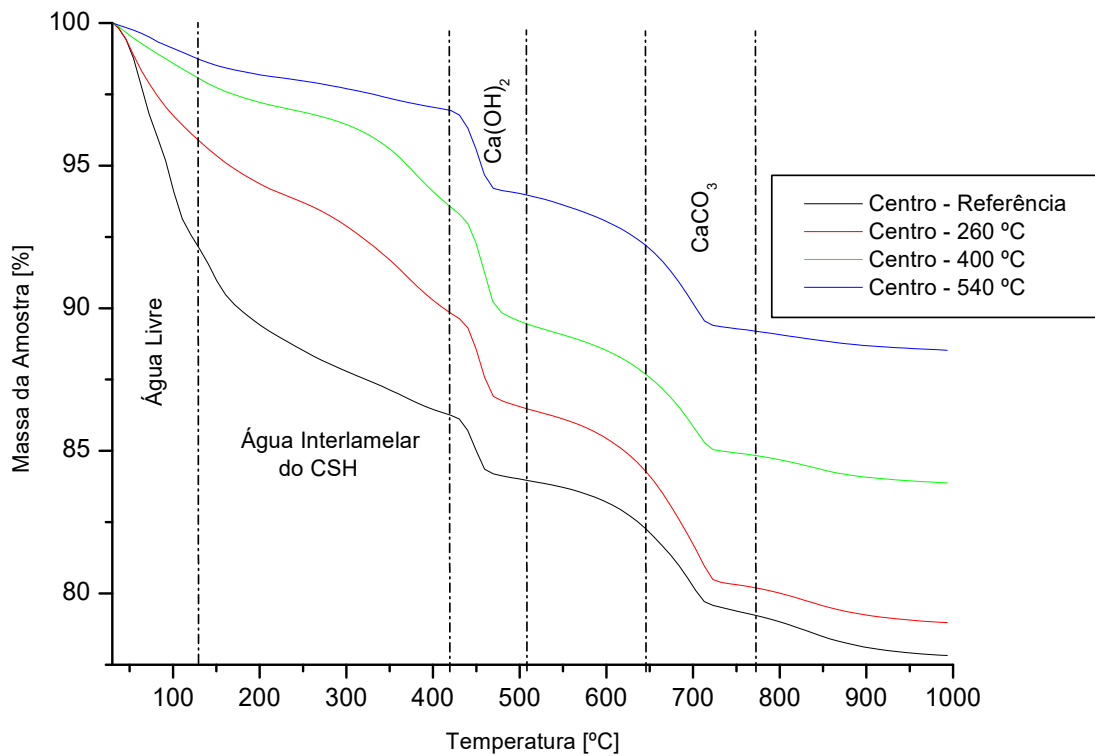


Figura 30 - TG's para amostras de centro.

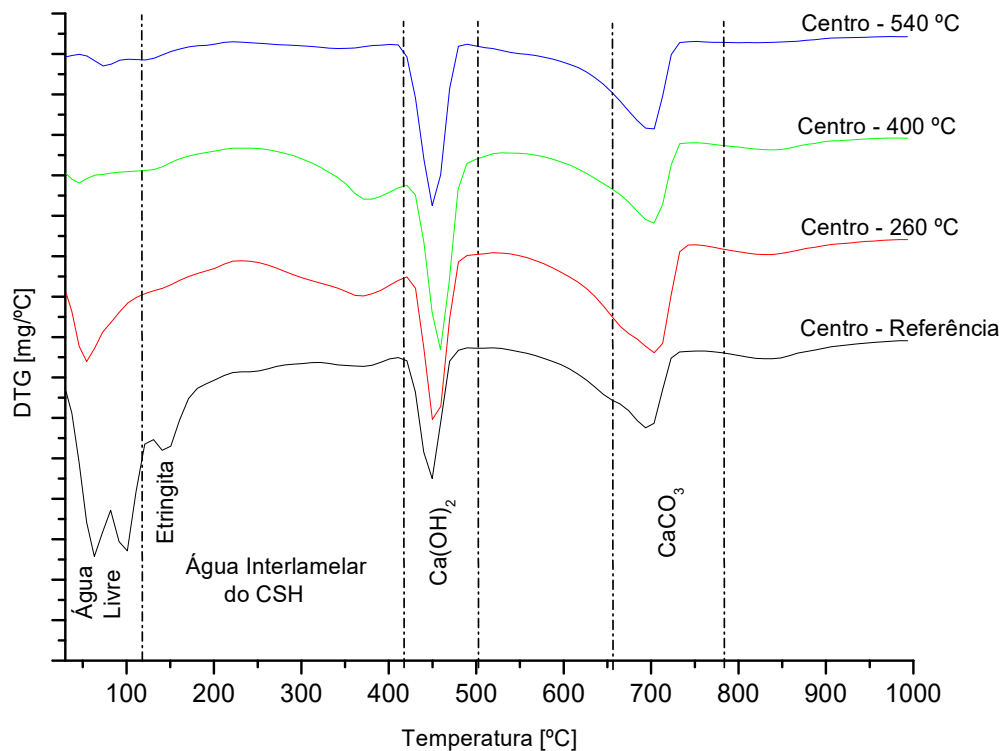


Figura 31 - DTG's para amostras de centro.

Estudando as Figuras 28, 29, 30 e 31 é possível observar que as amostras que foram aquecidas, quando comparadas com as de referência, apresentaram uma pequena perda de massa na fase inicial, indicando que, durante o aquecimento dos

corpos-de-prova, as amostras indicadas como aquecidas já haviam perdido a água livre e parte da água interlamelar das moléculas de tobermorita.

Nas mesmas figuras, é possível observar que apenas as amostras de referência apresentam um pico nas proximidades de 120 °C, que indica o início do decaimento da etringita. De tal observação pode-se inferir que para todos os corpos-de-prova que foram aquecidos, a etringita já havia iniciado seu processo de quebra fazendo com que tal efeito não fosse detectado quando do ensaio de TG.

Observe-se ainda a respeito das Figuras 28 e 29 que, para a faixa da quebra da portlandita, a amostra aquecida a 540 °C apresenta uma menor perda de massa nessa região, evidenciando o fato já esperado de que, quando do primeiro aquecimento enquanto corpo-de-prova, tal estrutura já tivesse sido consumida. Nos mesmos gráficos e faixa de análise, entretanto, a amostra a 400 °C apresentou maior pico uma vez que, enquanto corpo-de-prova seu $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ainda não havia sido consumido mas a água interlamelar da tobermorita sim, gerando assim um consumo mais acelerado de massa relativa nessa região. Processo análogo acontece para as amostras de centro das Figuras 30 e 31.

Análise semelhante é feita para justificar o pico acentuado na amostra aquecida a 540 °C para a faixa de quebra calcita, ou seja, é a primeira perda de massa considerável detectada pelo ensaio uma vez que a estrutura que se decompõe em níveis menores de temperatura já havia sido quebrada quando do aquecimento enquanto corpo-de-prova.

É notável ainda o fato de que para as amostras de superfície (Figura 29), os maiores picos do DTG ocorrem para a faixa de quebra da calcita enquanto que para as amostras de centro (Figura 31) os maiores picos acontecem para a faixa de quebra da portlandita dando indícios iniciais de que, quando do aquecimento dos corpos-de-prova, os níveis de temperatura da porção central eram menores que da porção superficial, não tendo havido assim uma estabilização da temperatura.

As Figuras 32, 33, 34 e 35, por sua vez, exibem as curvas de TG e DTG conjuntamente para as amostras de superfície e centro para um mesmo nível de temperatura e permite, assim, a comparação do nível de degradação e temperatura atingida.

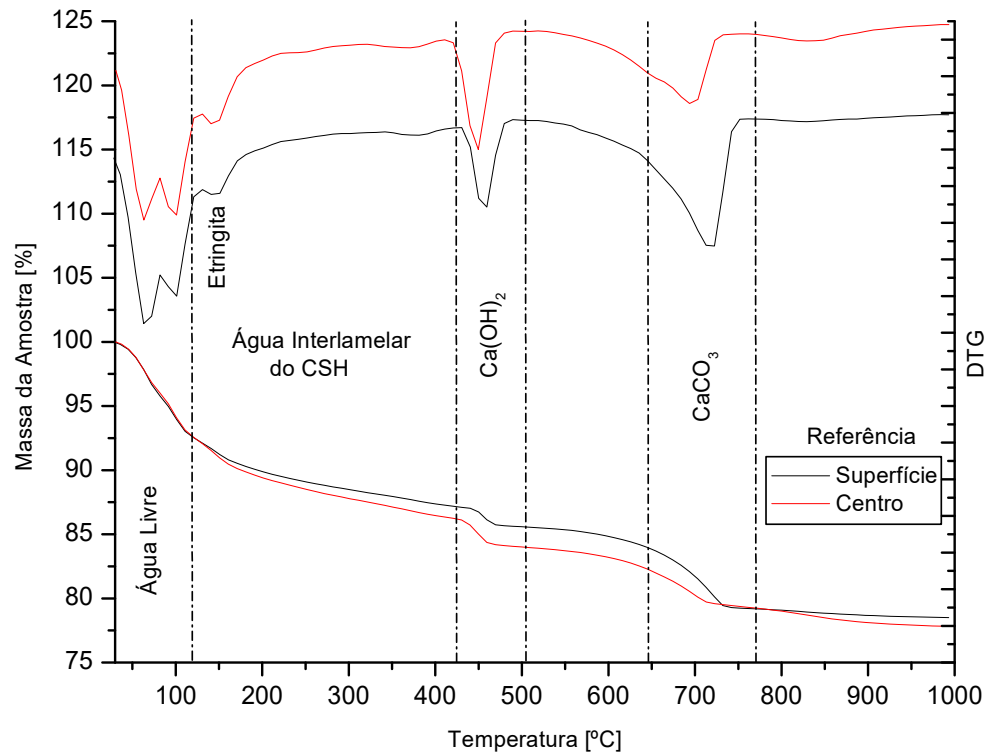


Figura 32 - TG's e DTG's para amostra de referência.

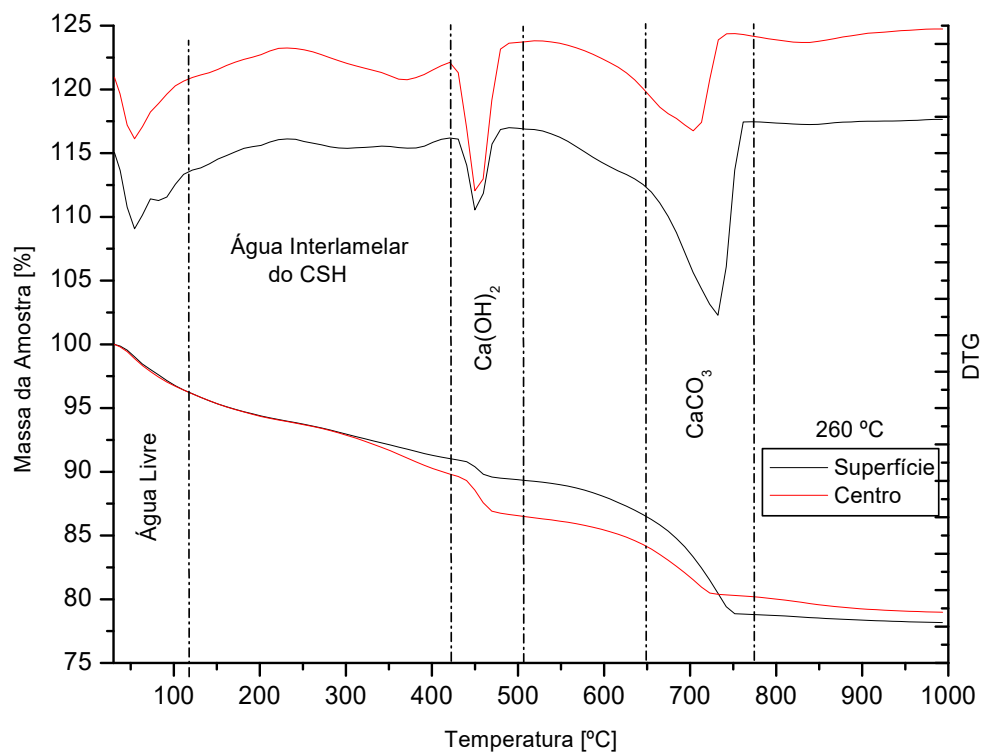


Figura 33 - TG's e DTG's para amostras aquecidas a 260 °C.

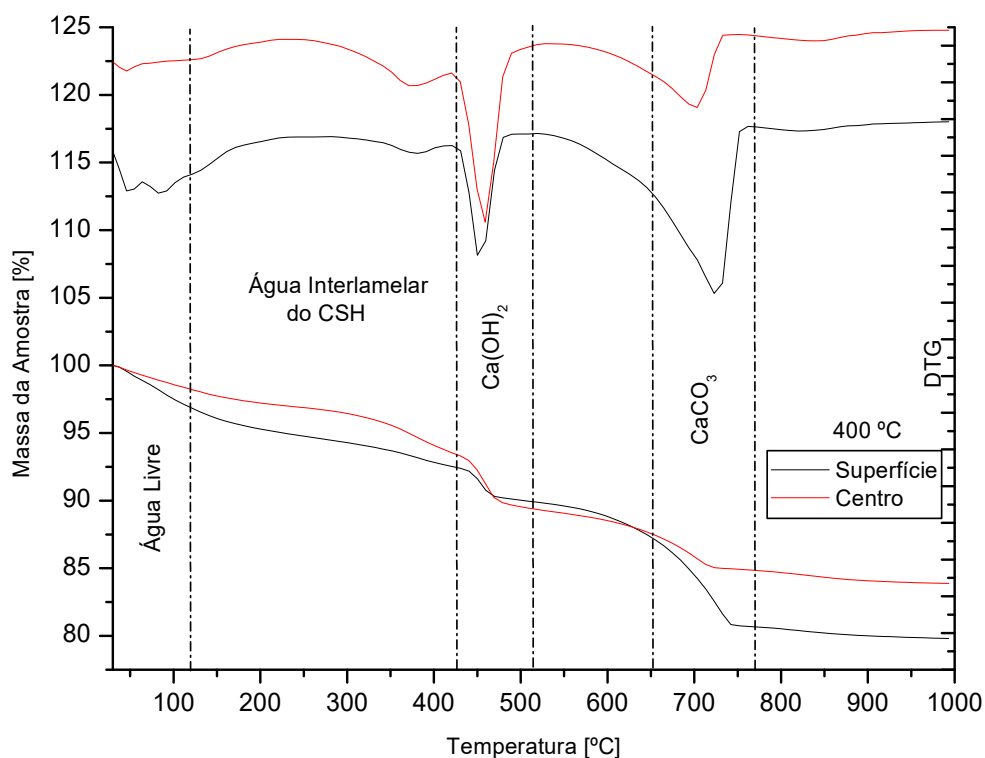


Figura 34 - TG's e DTG's para amostras aquecidas a 400 °C.

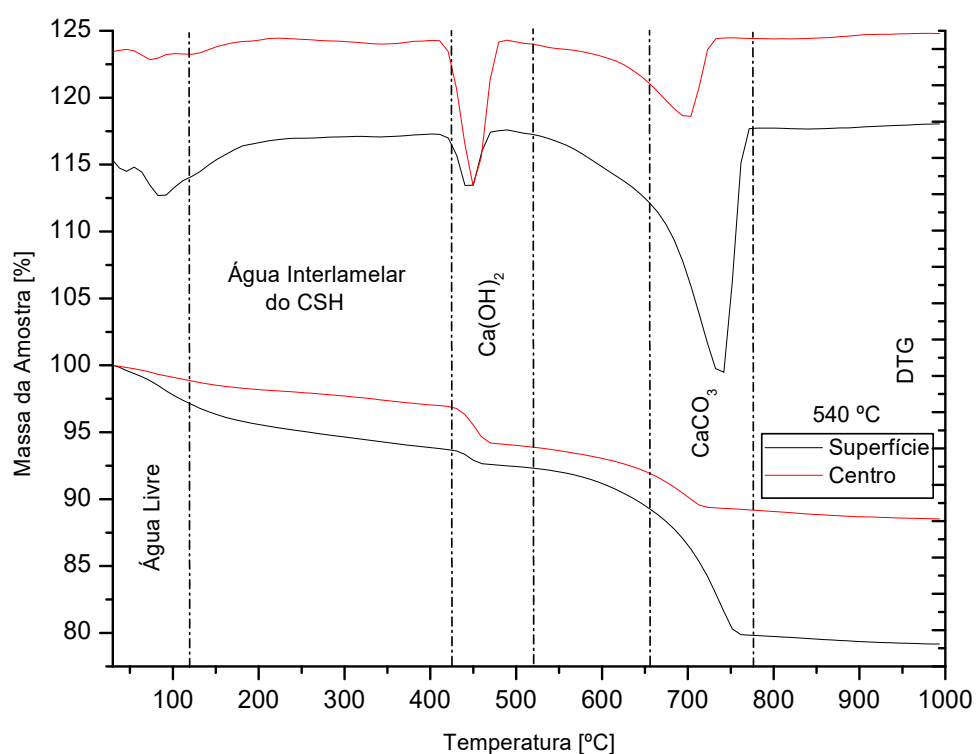


Figura 35 - TG's e DTG's para amostras aquecidas a 540 °C.

Podendo agora comparar individualmente para cada nível de aquecimento as amostras de superfície e centro, pode-se observar inicialmente que as amostras de

superfície apresentam um processo de carbonatação ligeiramente mais avançando com maior presença proporcional de CaCO_3 . Tal fenômeno pode ser atribuído ao processo de secagem ao ar que, inevitavelmente ocorre para as estruturas de concreto em ambientes com alguma concentração de CO_2 .

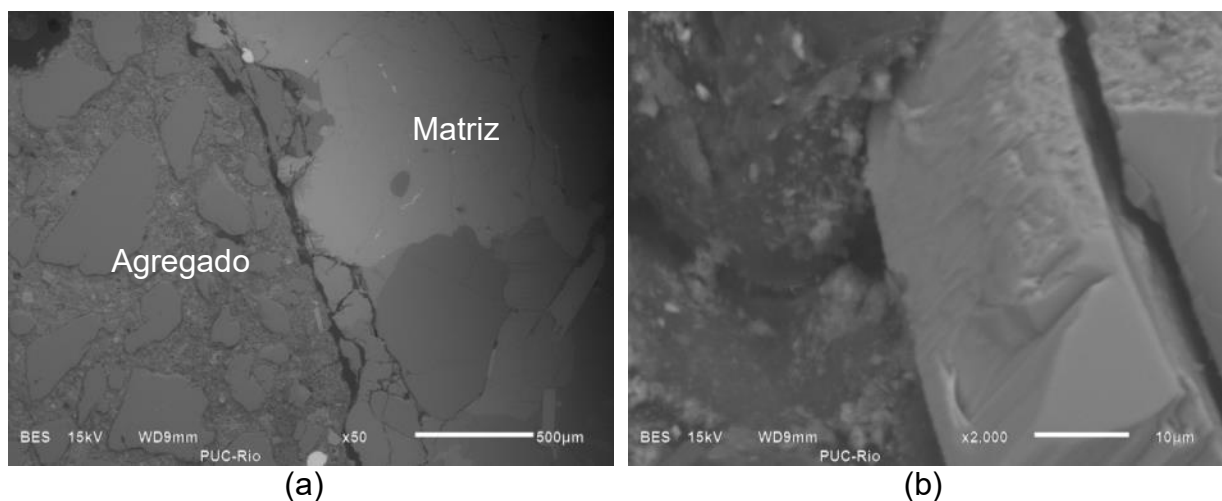
Observe-se que, para os corpos-de-prova aquecidos a 260 °C (Figura 33), a distribuição de temperaturas foi uniforme, enquanto que distorções podem ser observadas para aquecimentos a partir de 400 °C (Figuras 34 e 35).

Tal fato evidencia que o tempo de 60 minutos estimado para a regularização da temperatura não foi suficiente e que, para níveis maiores de temperatura o concreto apresenta uma condutividade térmica reduzida.

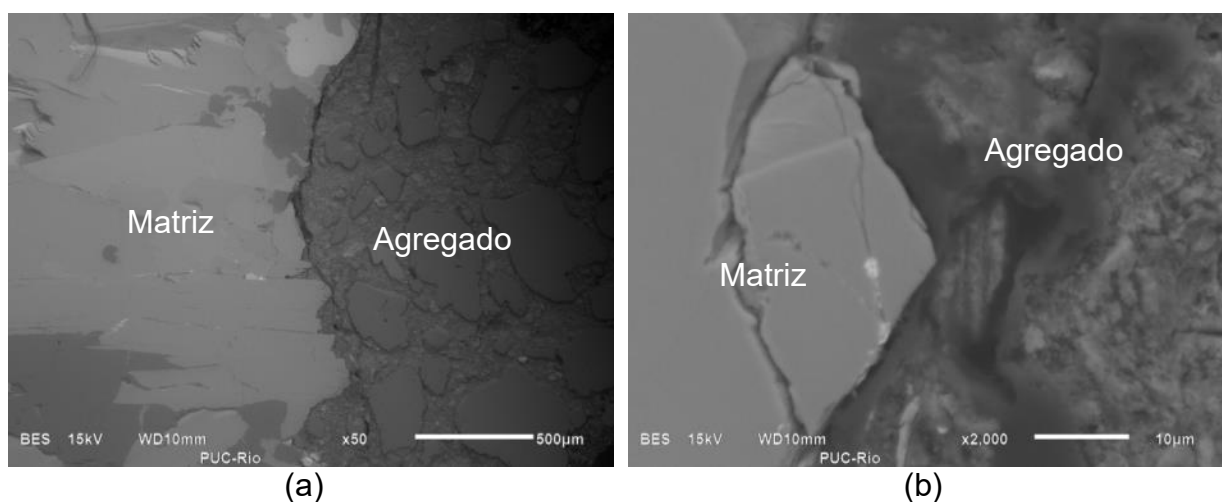
Em contrapartida um fato curioso pode ser observado nas Figuras 34 e 35, nas quais durante o ensaio de TG, a perda de massa das amostras de superfície são mais acentuadas que para as amostras de centro, contradizendo a previsão inicial. Tal fato deve ser atribuído não a uma maior temperatura na porção central, mas sim a um processo mais avançado de carbonatação na superfície em virtude da maior presença proporcional de calcita, gerando assim, tal distorção.

4.1.2.2. Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV):

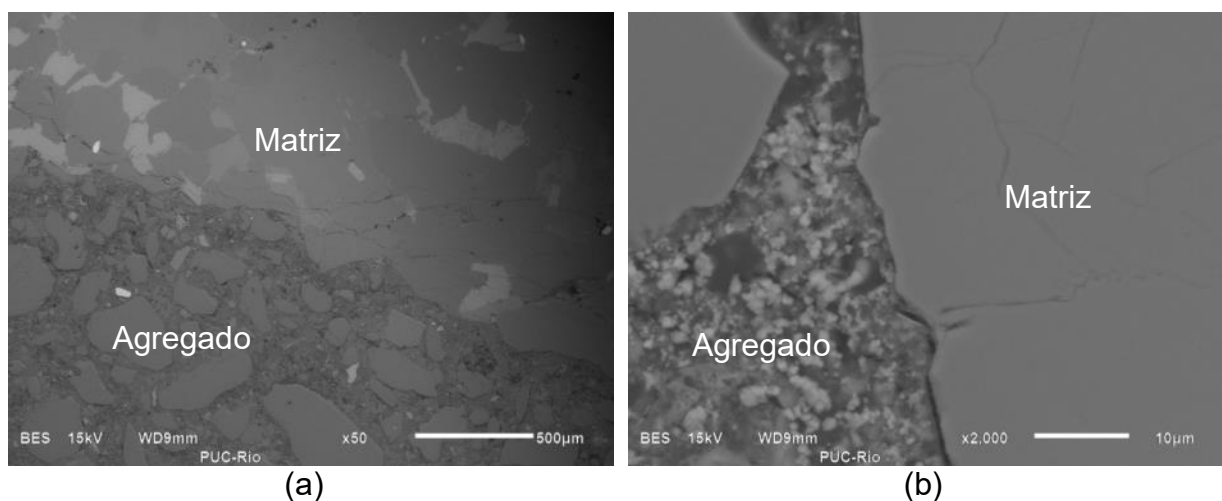
Ainda conforme os procedimentos executados no item 3.8.1, as amostras submetidas à microscopia eletrônica de varredura, com foco na zona de transição entre matriz e agregados, obtendo-se visualizações de boa nitidez para níveis de aproximação de 50x e 2000x (para níveis a partir de 3000x a imagem perdeu foco e, quando da metalização da superfície, a espessa camada de ouro no processo prejudicou a visualização dos produtos de hidratação). Assim, as imagens que oferecem bons parâmetros para análise da fissuração na zona de transição entre matriz e agregados são apresentadas nas Figuras 36 à 39.



(a) (b)
Figura 36 - MEV para amostra de superfície aquecida a 540°C. (a) 50x. (b) 2000x



(a) (b)
Figura 37 - MEV para amostra de centro aquecida a 540°C. (a) 50x. (b) 2000x



(a) (b)
Figura 38 - MEV para amostra de superfície de referência. (a) 50x. (b) 2000x

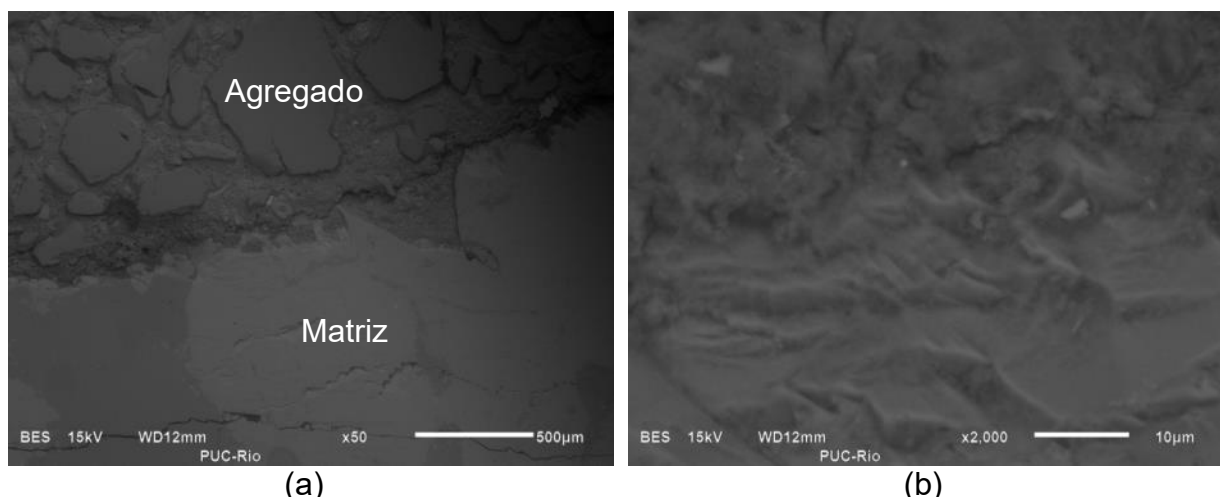


Figura 39 - MEV para amostra de centro de referência. (a) 50x. (b) 2000x

Analizando os ensaios de MEV pode-se discutir apenas em aspecto macroestrutural que, quando comparadas as amostras de superfície com as amostras de centro (Figuras 36 e 37, e Figuras 38 e 39, respectivamente) pode-se observar o maior nível de fissuração na zona de transição entre matriz e agregados nas primeiras, indicando assim um maior efeito da temperatura na superfície do corpo-de-prova. Da mesma forma, quando comparadas as amostras aquecidas e de referência (Figuras 36 e 38, e Figuras 37 e 39, respectivamente), nota-se um maior nível de fissuração para as amostras aquecidas.

Tais considerações de fissuração podem ser atribuídas a uma maior dilatação do agregado granítico durante o aquecimento e posterior retração quando resfriado (KHOURY, 2000) e às alterações químicas, em especial à quebra da etringita e desidratação da tobermorita nesta zona (CASTELLOTE, et al., 2004). Esta última afirmação, entretanto não pôde ser balizada pela visualização de tais estruturas com precisão nas imagens da microscopia.

Observando conjuntamente todos os dados referentes aos corpos-de-prova, pode-se dizer que a faixa de ganho de resistência destes é atribuída principalmente ao fator água/cimento e à ação catalizadora da temperatura na formação de produtos de hidratação. Uma vez que as análises microestruturais foram avaliadas para um mesmo a/c (nível 0, equivalente à 0,47) através destes foi possível observar apenas o efeito relativo da temperatura que, nestes casos, permitiu verificar o processo de decaimento térmico visível para cada amostra.

Mesmo assim, pode-se alegar que para níveis maiores de a/c há uma maior presença de água livre na matriz, mais pronunciável ainda na porção central que faz

com que a perda da água interlamelar de tobermorita seja retardada e mesmo que haja uma aceleração do processo de hidratação e formação de portlandita, justificando assim o acréscimo de resistência destes corpos-de-prova.

4.2 Ensaios em vigas reduzidas:

Conforme especificado no item 3.7, as vigas reduzidas foram ensaiadas à flexão em três pontos com uma carga centrada e suas extremidades apoiadas em bases rotuladas.

Para as 48 vigas ensaiadas (16 de referência e 32 aquecidas), foram registrados os valores de carga e respectiva deflexão no centro do vão por meio do defletômetro. A Tabela 10 exibe a máxima carga admissível captada pela célula de carga e os respectivos esforços solicitantes calculados.

Observe-se que para as vigas 8.1 e 13.1 houveram erros experimentais fazendo com que seus resultados fossem desconsiderados na análise DCCR. Entretanto, os seus mapas de fissuração serão utilizados como comparação teórica.

Pormenorizações dos parâmetros exibidos são explicitadas nas notas de rodapé.

Viga	Cobrimento (cm)		a/c	Temperatura (°C)	Referência ⁴			Original (n ⁵ .1)			Réplica (n.2)				
					Carga Máxima (kN)	Cortante Máximo ⁶ (kN)	Momento Máximo ⁷ (kN.m)	Carga Máxima (kN)	Cortante Máximo (kN)	Momento Máximo (kN.m)	Carga Máxima (kN)	Cortante Máximo (kN)	Momento Máximo (kN.m)		
1	-1	2,5	-1	0,41	-1	300	146,8	73,4	22,02	163,5	81,75	24,525	179,3	89,65	26,895
2	-1	2,5	-1	0,41	1	500	156,2	78,1	23,43	166,5	83,25	24,975	169,9	84,95	25,485
3	-1	2,5	1	0,53	-1	300	146,7	73,35	22,005	133,1	66,55	19,965	93,1	46,55	13,965
4	-1	2,5	1	0,53	1	500	154,1	77,05	23,115	134,6	67,3	20,19	123	61,5	18,45
5	1	4	-1	0,41	-1	300	166,2	83,1	24,93	147,1	73,55	22,065	162,7	81,35	24,405
6	1	4	-1	0,41	1	500	158,3	79,15	23,745	163,9	81,95	24,585	168	84	25,2
7	1	4	1	0,53	-1	300	148,1	74,05	22,215	117,4	58,7	17,61	128	64	19,2
8	1	4	1	0,53	1	500	149	74,5	22,35	58,1 ⁸	29,05	8,715	123,2	61,6	18,48
9	0	3,25	0	0,47	- α	232	164,1	82,05	24,615	136,7	68,35	20,505	131,7	65,85	19,755
10	0	3,25	0	0,47	+α	568	154,6	77,3	23,19	146,4	73,2	21,96	149,8	74,9	22,47
11	0	3,25	- α	0,37	0	400	170,3	85,15	25,545	155,7	77,85	23,355	175,3	87,65	26,295
12	0	3,25	+α	0,57	0	400	123,7	61,85	18,555	129,3	64,65	19,395	124,6	62,3	18,69
13	- α	2	0	0,47	0	400	171,6	85,8	25,74	55,7 ⁹	27,85	8,355	175,2	87,6	26,28
14	+α	4,5	0	0,47	0	400	137,1	68,55	20,565	148,1	74,05	22,215	145,3	72,65	21,795
15	0	3,25	0	0,47	0	400	160	80	24	147,1	73,55	22,065	151	75,5	22,65
16	0	3,25	0	0,47	0	400	161,3	80,65	24,195	157	78,5	23,55	168,2	84,1	25,23

Tabela 10 - Resultados obtidos para os ensaios com vigas reduzidas

⁴ As vigas de referência referem-se àquelas que não foram submetidas a aquecimento, portanto o parâmetro de temperatura lhes é indiferente.

⁵ Os termos n.1 e n.2 são indexações das vigas que foram aquecidas, sendo dois conjuntos de 16 cada, constituindo as amostragens “original” e “réplica”, conforme parametrização e nomenclatura usual do DCCR. Os índices 1 e 2 servirão de referência nos mapas de fissuração à frente.

⁶ Para o cálculo do esforço cortante máximo considera-se o modelo da viga bi rotulada com carga centrada.

⁷ O momento máximo também é calculado conforme modelo da viga bi rotulada com carga centrada, neste caso considerando um vão útil de 60 cm conforme especificado no item 3.7.

⁸ Houve um erro no procedimento experimental da viga 8.1. Após a ruptura constatou-se que as armaduras positiva e negativa foram erroneamente invertidas. Em virtude disso, seu resultado será desconsiderado na análise DCCR.

⁹ Com a viga 13.1 ocorreu engano análogo ao da viga 8.1, explicitado na nota 8.

Objetivando facilitar a visualização dispersiva dos dados, são exibidos gráficos de dispersão dos valores considerando a variação da carga máxima quando da variação individual do cobrimento, do fator água / cimento e da temperatura. Os gráficos de dispersão são exibidos nas Figuras 40, 41 e 42.

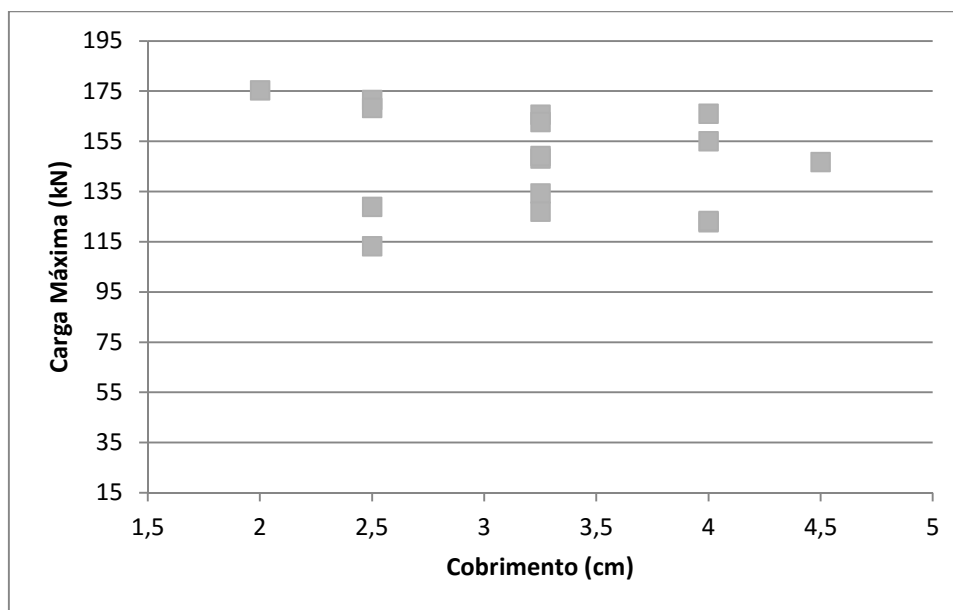


Figura 40 - Gráfico de dispersão Cobrimento x Carga para os as vigas reduzidas

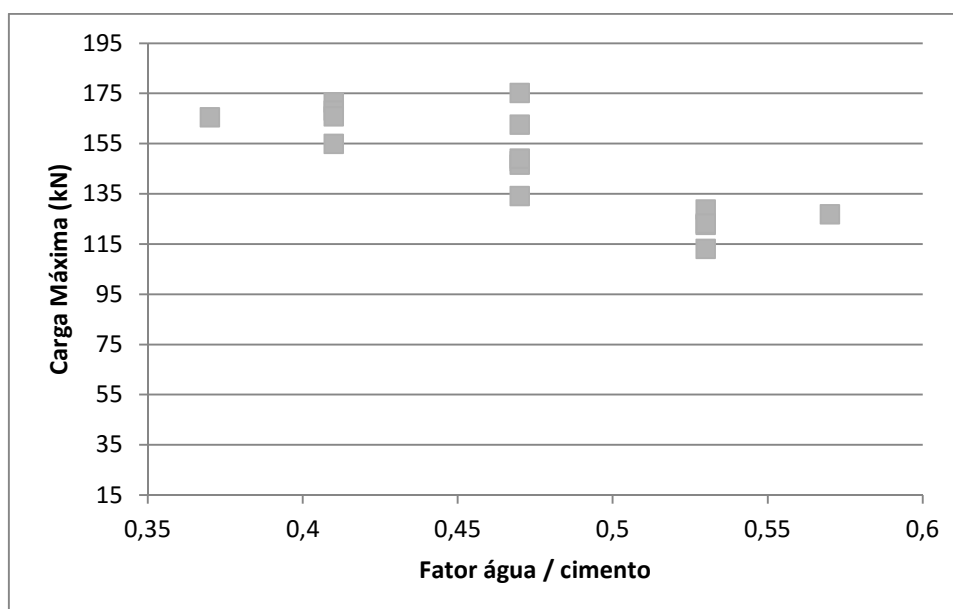


Figura 41 - Gráfico de dispersão Fator água / cimento x Carga para os as vigas reduzidas

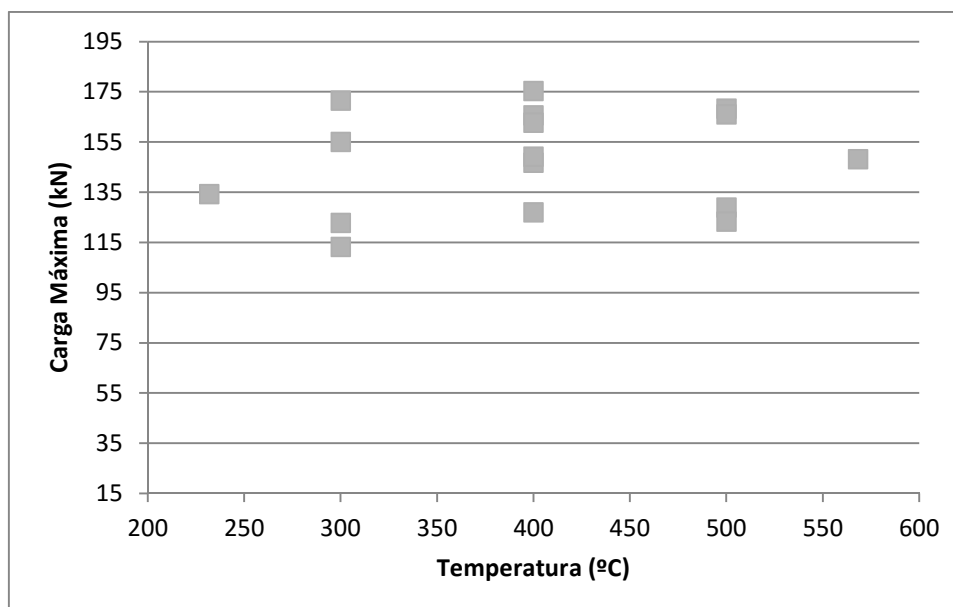


Figura 42 - Gráfico de dispersão Temperatura x Carga para os as vigas reduzidas

Como parâmetro de comparação, foram moldados corpos-de-prova (3 para cada traço) para uma estimativa inicial da resistência do concreto utilizado nas vigas. A saber, os cinco traços utilizados são referenciados pelo valor parametrizado dos níveis de a/c , os resultados obtidos são exibidos na Tabela 11.

a/c	Carga (kgf)	Tensão (MPa)	Média (MPa) ¹⁰	sd
- α	24.600	31,32	30,73	3,728078
	21000	26,74		
	26800	34,12		
-1	20000	25,46	29,24	7,671554
	19000	24,19		
	29900	38,07		
0	24000	30,56	34,84	5,016521
	31700	40,36		
	26400	33,61		
1	35200	44,82	43,59	8,660213
	27000	34,38		
	40500	51,57		
+ α	32000	40,74	44,48	6,249691
	40600	51,69		
	32200	41,00		

Tabela 11 - Resistência dos corpos-de-prova de referência para os traços de concreto utilizados nas vigas

¹⁰ A resistência média apresentada refere-se apenas à média aritmética das resistências individuais dos corpos-de-prova. Mesmo tendo-se apresentado o valor do desvio padrão (sd), não são feitas as considerações para o cálculo do f_{ck} , não estando este como objeto do estudo, uma vez que os ensaios não atendem às condições preconizadas pela NBR 12655/1996 - Concreto - Preparo, controle e recebimento.

Observe-se aqui que o valor estimado para o traço -1 ($a/c = 0,41$) apresenta resistência menor que o traço $-\alpha$ ($a/c = 0,37$), contrariando a expectativa inicial. Este fato, entretanto, não invalida estimativas dos demais traços, feitas apenas como um parâmetro de controle de qualidade do concreto.

A análise direta da Tabela 10 permite observar inicialmente que para algumas vigas houve uma perda de resistência quando comparadas as vigas de referência e vigas aquecidas, fato este já previsto. Entretanto, outro conjunto de vigas apresentou um ganho, contradizendo o conhecimento previsto inicialmente. Porém, coadunando com os resultados encontrados para os corpos-de-prova estudados e discutidos no item 4.1. A Tabela 12 apresenta a variação percentual da carga admissível de cada réplica aquecida (n.1 e n.2) quando comparadas com as vigas de referência.

Viga	c	a/c	T	Variação da Carga Admissível		sd			
				n.1	n.2				
1	-1	2,50 cm	-1	0,41	-1	300 °C	11,38%	22,14%	24,89%
2	-1	2,50 cm	-1	0,41	1	500 °C	6,59%	8,77%	10,97%
3	-1	2,50 cm	1	0,53	-1	300 °C	-9,27%	-36,54%	37,69%
4	-1	2,50 cm	1	0,53	1	500 °C	-12,65%	-20,18%	23,82%
5	1	4,00 cm	-1	0,41	-1	300 °C	-11,49%	-2,11%	11,68%
6	1	4,00 cm	-1	0,41	1	500 °C	3,54%	6,13%	7,08%
7	1	4,00 cm	1	0,53	-1	300 °C	-20,73%	-13,57%	24,78%
8	1	4,00 cm	1	0,53	1	500 °C		-17,32%	-
9	0	3,25 cm	0	0,47	- α	232 °C	-16,70%	-19,74%	25,86%
10	0	3,25 cm	0	0,47	+α	568 °C	-5,30%	-3,10%	6,15%
11	0	3,25 cm	- α	0,37	0	400 °C	-8,57%	2,94%	9,06%
12	0	3,25 cm	+α	0,57	0	400 °C	4,53%	0,73%	4,59%
13	- α	2,00 cm	0	0,47	0	400 °C		2,10%	-
14	+α	4,50 cm	0	0,47	0	400 °C	8,02%	5,98%	10,01%
15	0	3,25 cm	0	0,47	0	400 °C	-8,06%	-5,63%	9,83%
16	0	3,25 cm	0	0,47	0	400 °C	-2,67%	4,28%	5,04%

Tabela 12 - Variação percentual da carga admissível entre as vigas de referência e suas réplicas aquecidas.

Analogamente ao que se procedeu para com os corpos-de-prova, utilizando os dados da Tabela 13 constrói-se a Figura 43 que permite a visualização da influência individual de cada variável no processo com relação à variação percentual obtida.

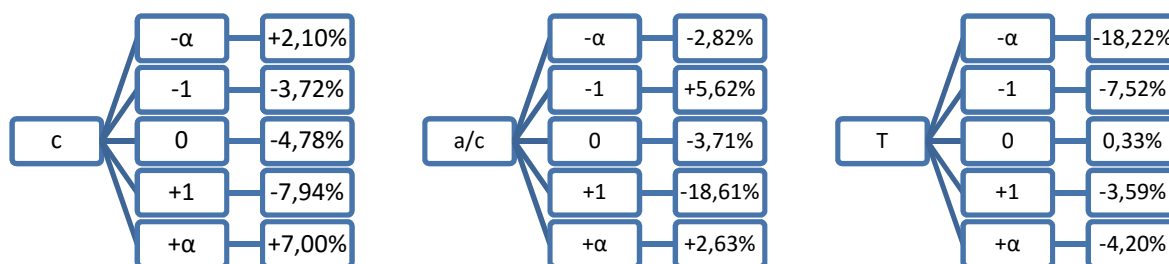


Figura 43 - Comparação da influência individual entre as variáveis a/c, T e c para a análise com vigas reduzidas

Analizando a Tabela 12 e considerando como acontecimentos experimentais variações da ordem de 5%, é importante observar que os ganhos de resistência notáveis ocorreram nas vigas 1 ($c = 2,5$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 300$ °C), 2 ($c = 2,5$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 500$ °C) e 14 ($c = 4,5$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C) que estão na interseção dos níveis de água/cimento de -1 (0,41) e 0 (0,47) e de temperatura entre -1 (300 °C) e +1 (500 °C).

A Figura 43, entretanto, pode levar à conclusão equivocada dos níveis para c, a/c e T que levam ao acréscimo de temperatura. Todavia, é de ressaltar que nelas as variáveis são analisadas separadamente e sua interpretação correta leva à conclusão que o fenômeno é observado devido à interseção de mais de uma variável, ou seja, sua variação simultânea, cabendo à análise DCCR a identificação adequada do processo.

Assim, com respeito às vigas que ganham resistência, corroborando com os resultados obtidos dos corpos-de-prova, pode-se dar mais indícios de uma zona em que o concreto ganha resistência; não sendo possível, a priori, definir precisamente as interseções entre as variáveis que provocam este fenômeno.

Mesmo assim, em consonância ao discutido para os corpos de prova, é provável que o aquecimento tenha função catalizadora na formação dos produtos de hidratação que conduzem ao aumento de resistência do concreto. Ainda, em virtude da utilização do CP-II-Z-32 é coerente discutir que a idade de 56 dias nas quais as vigas foram ensaiadas não é suficiente para a integridade das reações pozolânicas na mistura, sendo provável que o aquecimento em dada faixa de temperatura também atue com função catalizadora de tais reações corroborando para o acréscimo de resistência das peças.

A respeito das vigas que perdem capacidade resistente, estas atendem à previsão inicial, tendo uma visível relação com o fator água/cimento e não há uma proporcionalidade imediatamente visível com o nível de temperatura.

Trabalhos anteriores, como em ANAND & ARULRAJ (2014) estudam vigas com dimensões semelhantes em situações de aquecimento comparáveis às aqui utilizadas, obtendo-se resultados de redução da carga admissível da ordem de 70%. Entretanto, o supracitado estudo analisa a influência de diferentes formas de resfriamento para a viga, considerando ainda o fato de que estas anteriormente foram aquecidas a um patamar de 900 °C e ensaiadas ainda suficientemente quentes.

Durante a realização dos ensaios foram registradas as superfícies de fissuração das vigas por meio de fotografias e, com os dados de deformação foram formatadas as curvas de carga x deformação para cada viga. Os resultados podem ser observados entre as Figuras 44 e 59.

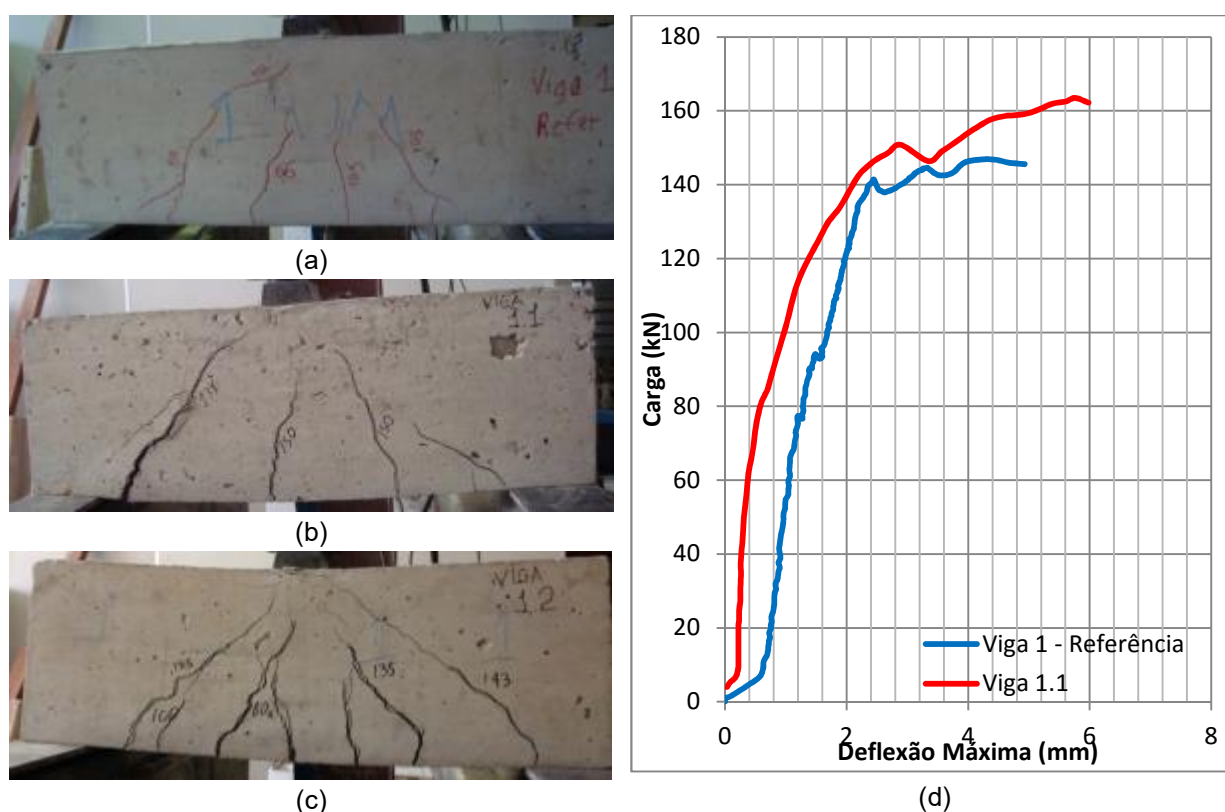


Figura 44 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 300$ °C. 1 (a), 1.1 (b) e 1.2 (c) e curvas carga x deflexão (d)¹¹.

¹¹ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 1.2.

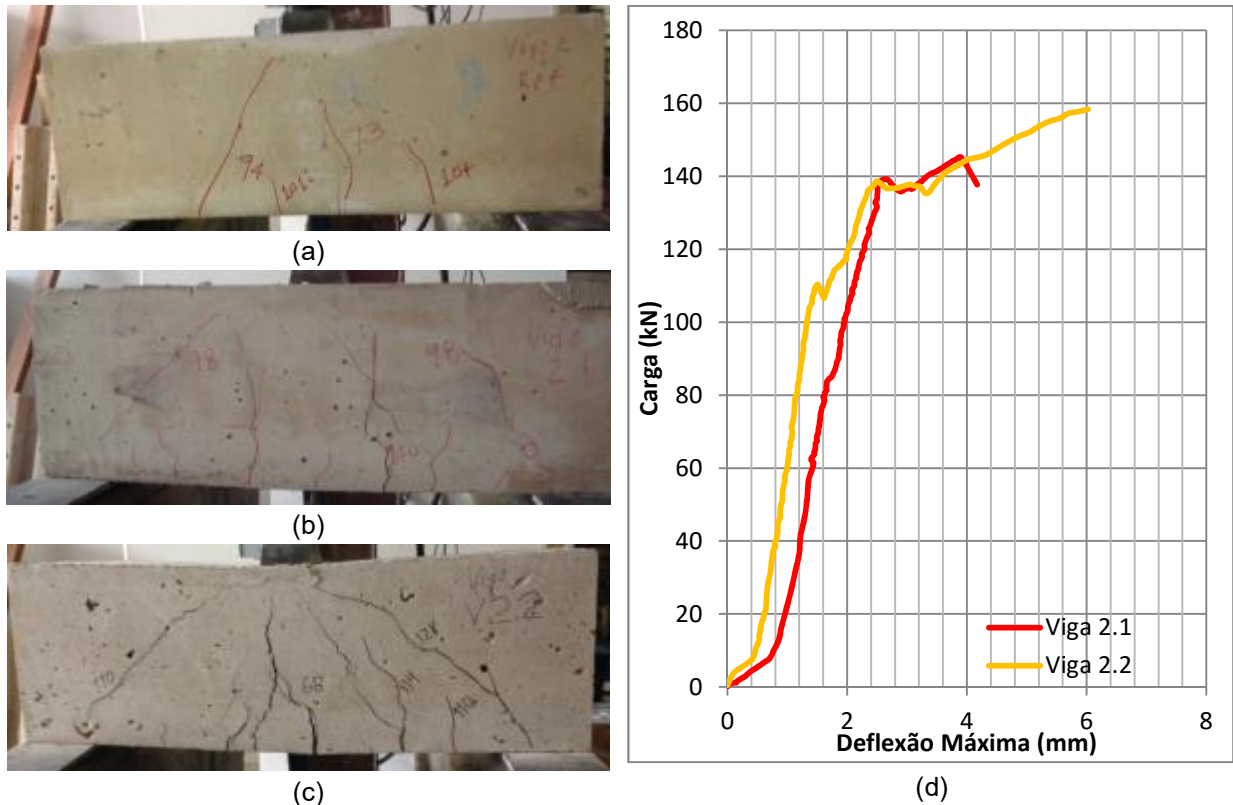


Figura 45 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 500$ °C. 2 (a), 2.1 (b) e 2.2 (c) e curvas carga x deflexão (d)¹².

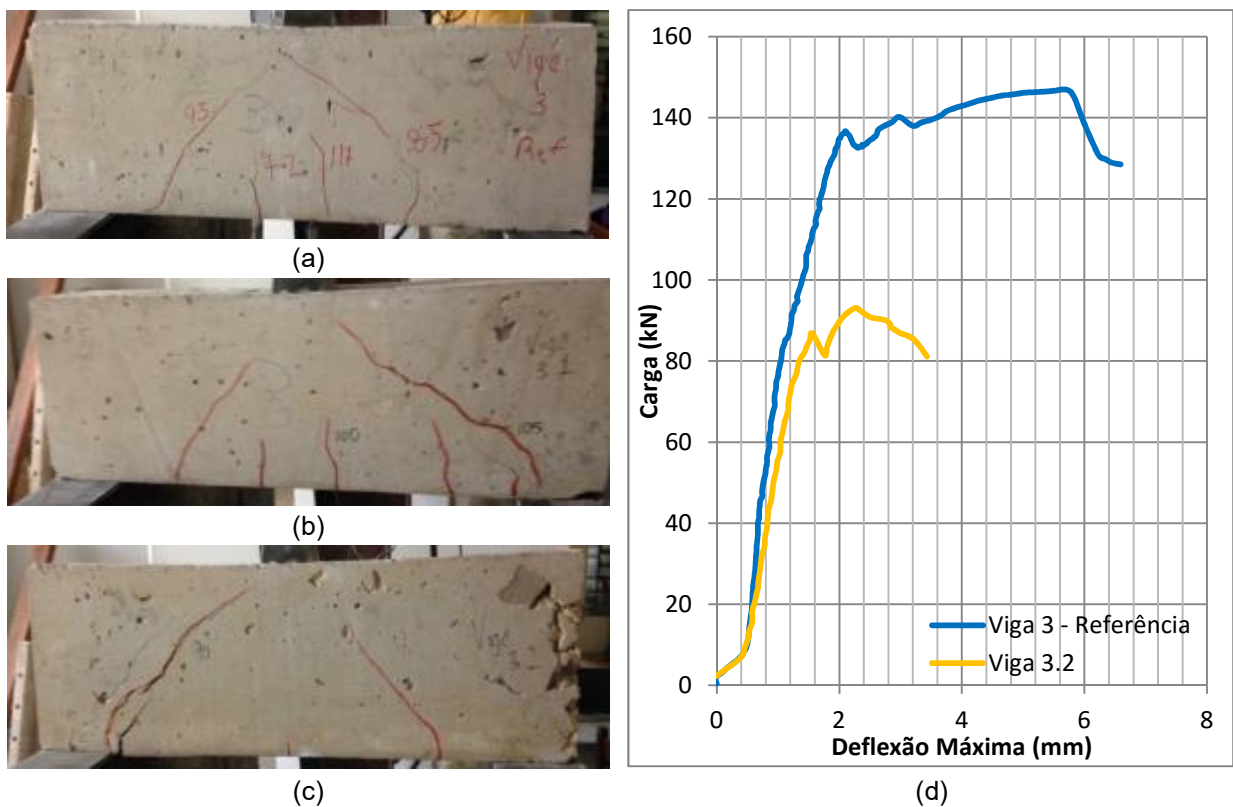


Figura 46 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 300$ °C. 3 (a), 3.1 (b) e 3.2 (c) e curvas carga x deflexão (d)¹³.

¹² Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 2 – referência.

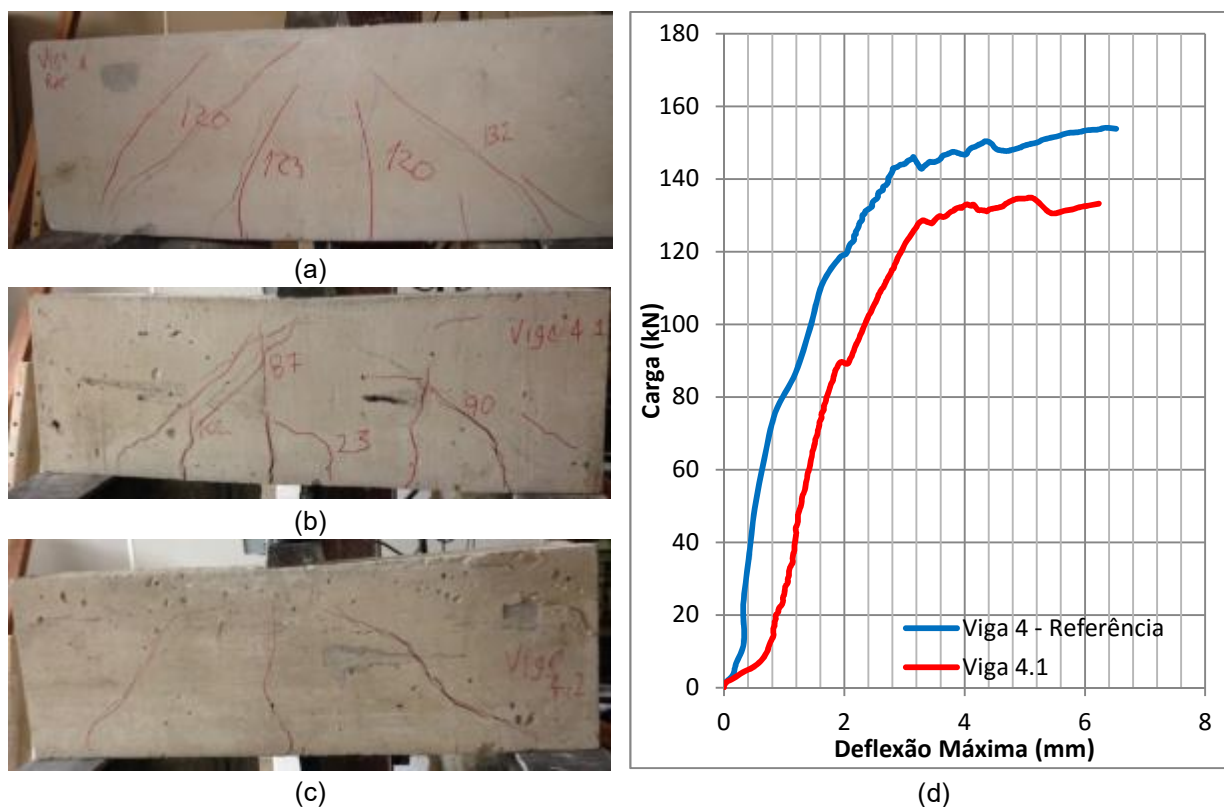


Figura 47 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,5$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 500$ °C. 4 (a), 4.1 (b) e 4.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).¹⁴

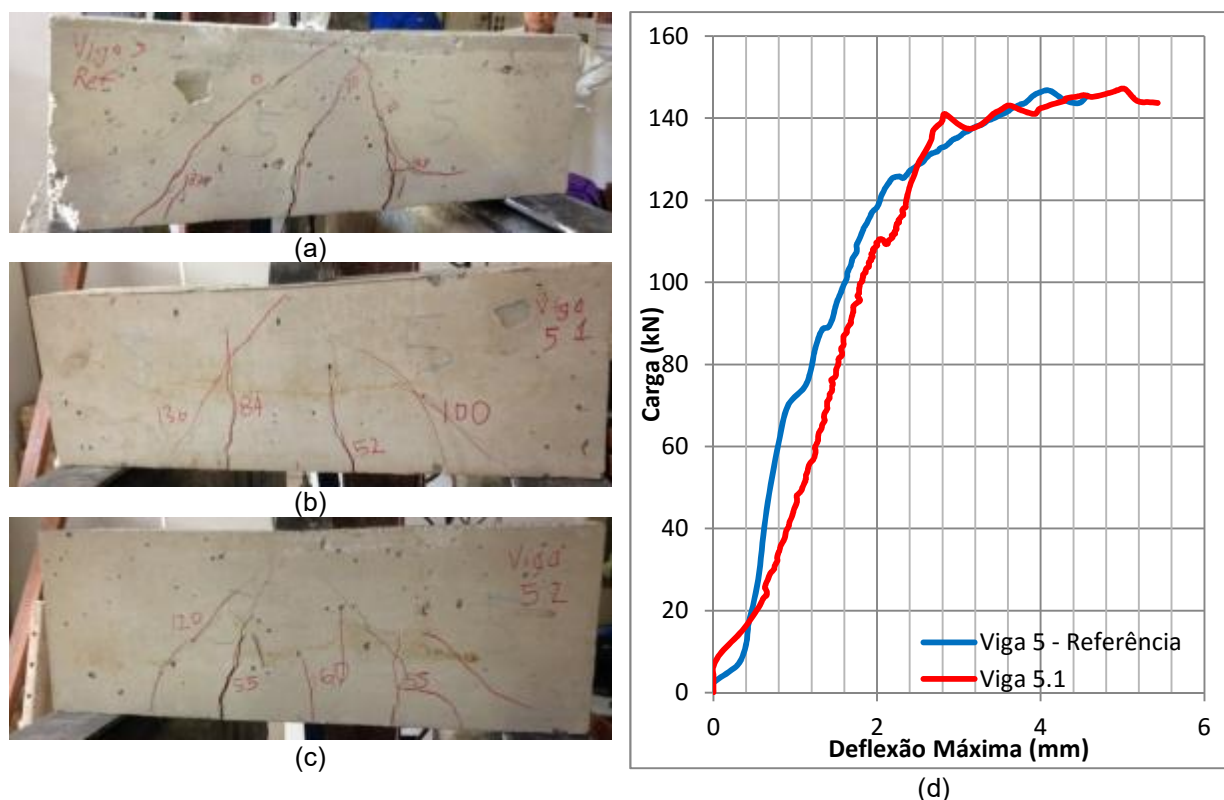


Figura 48 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 300$ °C. 5 (a), 5.1 (b) e 5.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).¹⁵

¹³ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 3.1.

¹⁴ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 4.2.

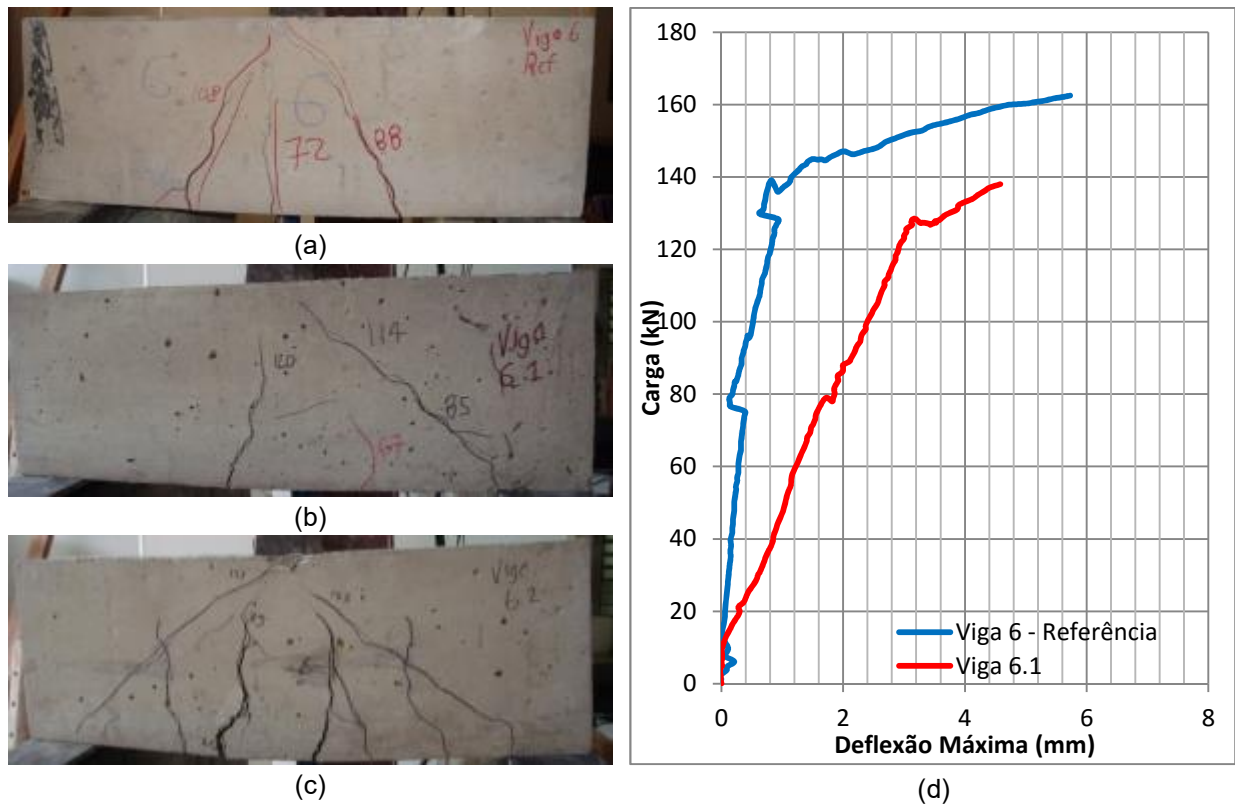


Figura 49 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 500$ °C. 6 (a), 6.1 (b) e 6.2 (c) e curvas carga x deflexão (d)¹⁶.

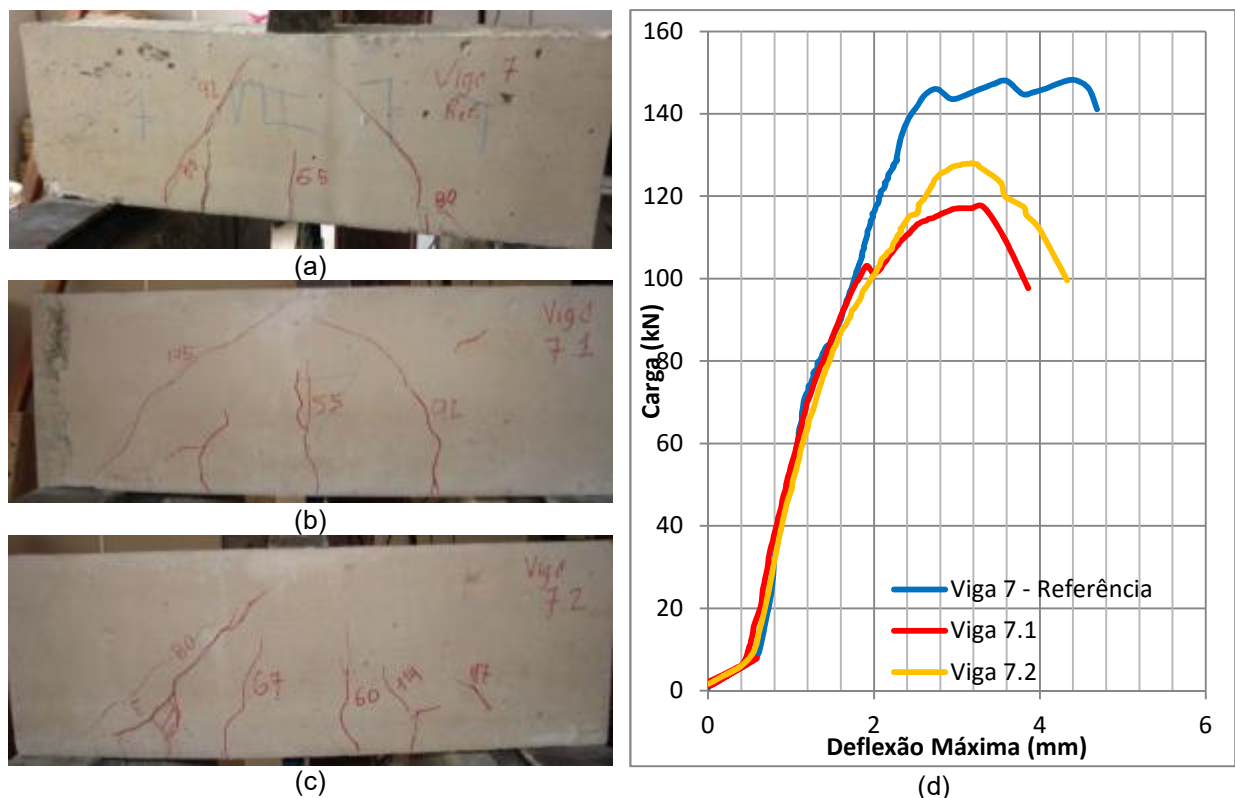


Figura 50 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 300$ °C. 7 (a), 7.1 (b) e 7.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).

¹⁵ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 5.2.

¹⁶ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 6.2.

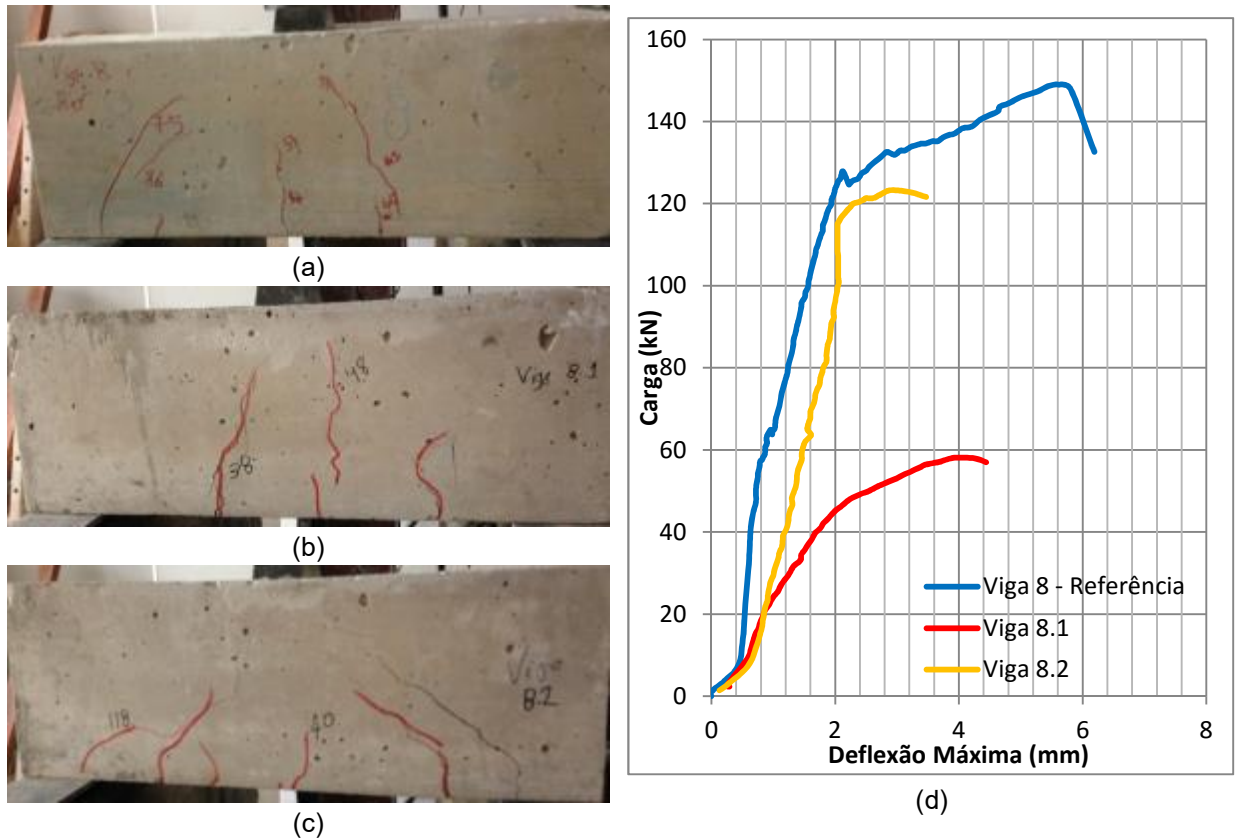


Figura 51 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,0$ cm, $a/c = 0,53$ e $T = 500$ °C. 8 (a), 8.1 (b) e 8.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).

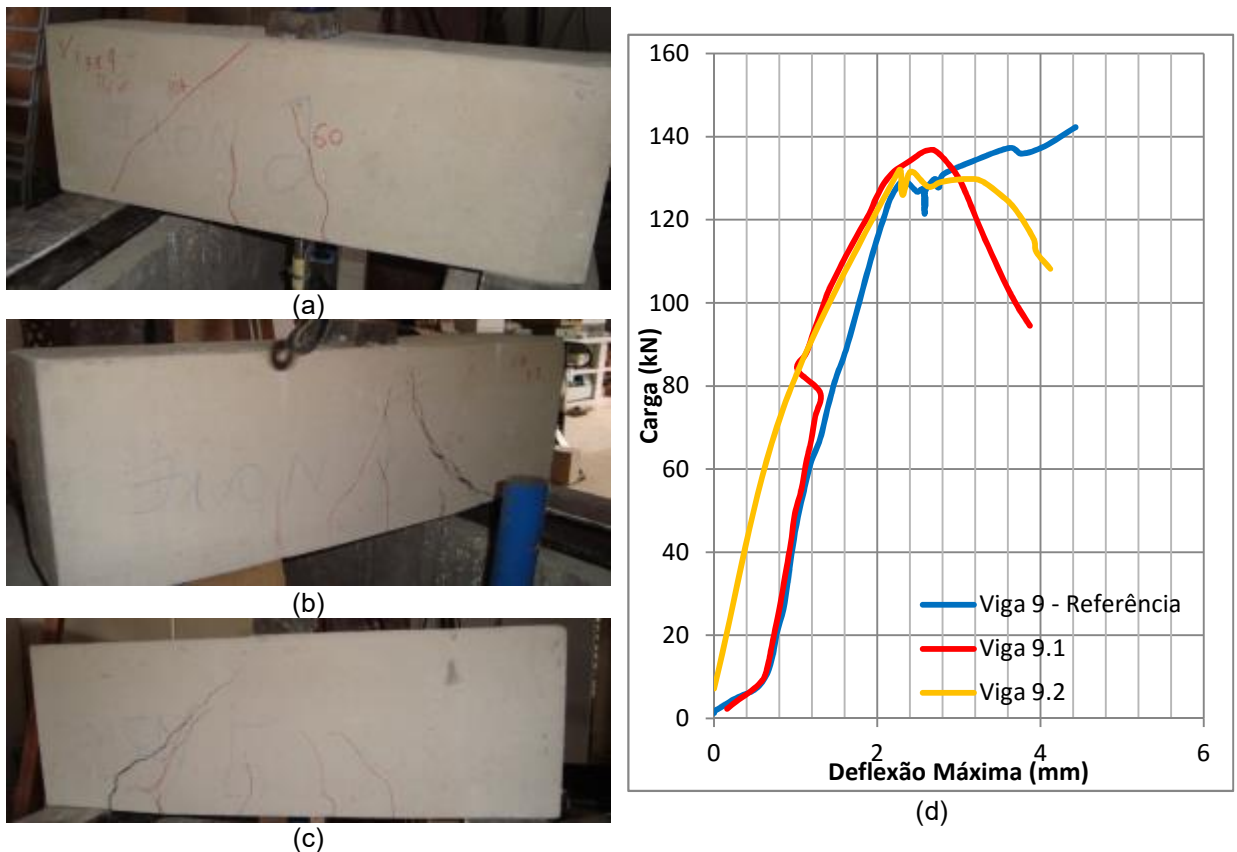


Figura 52 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 232$ °C. 9 (a), 9.1 (b) e 9.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).

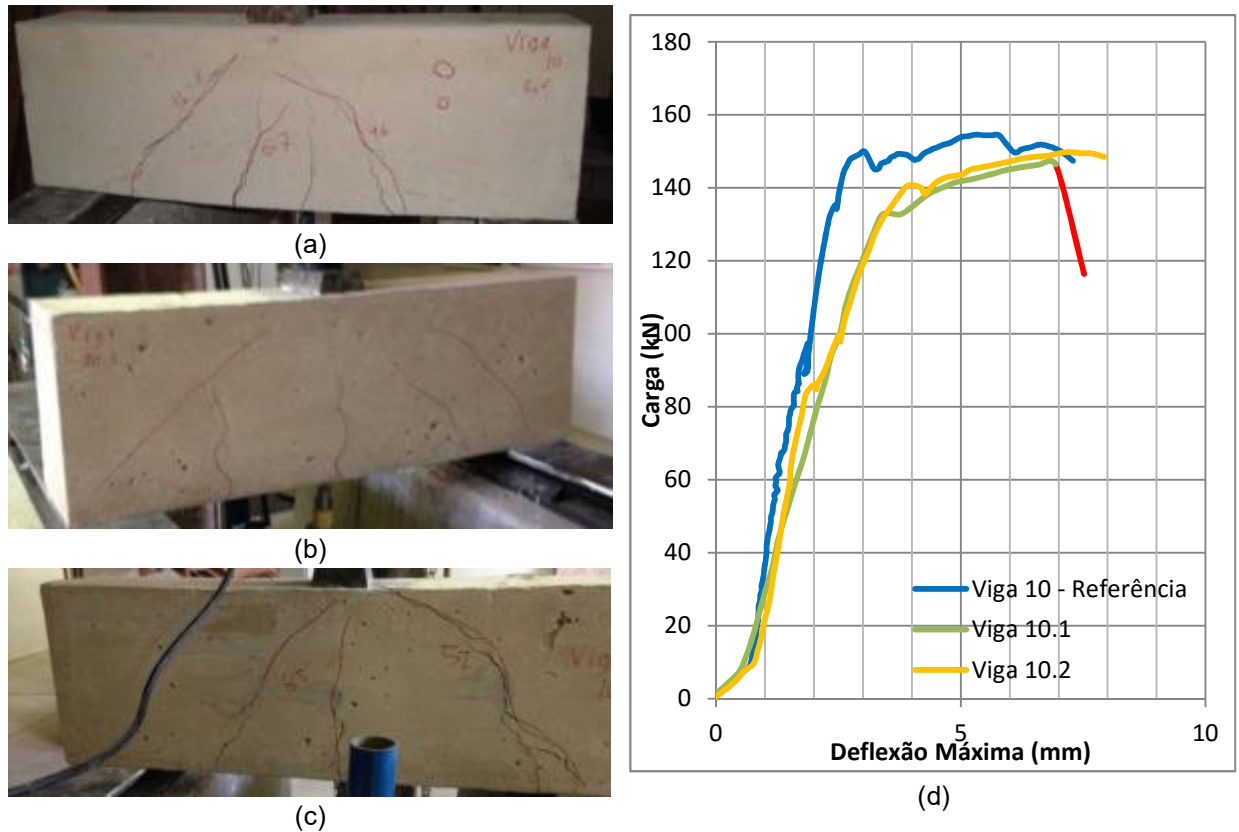


Figura 53 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 568$ °C. 10 (a), 10.1 (b) e 10.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).

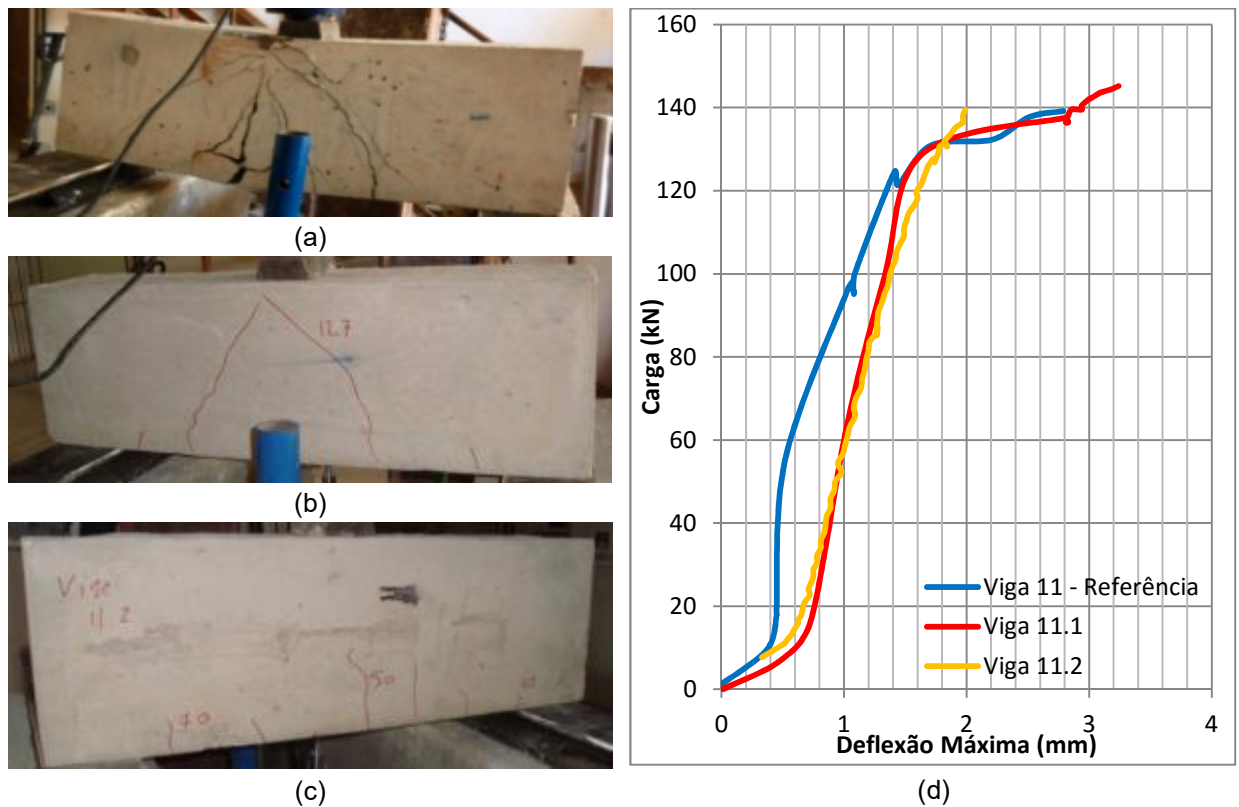


Figura 54 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,37$ e $T = 400$ °C. 11 (a), 11.1 (b) e 11.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).

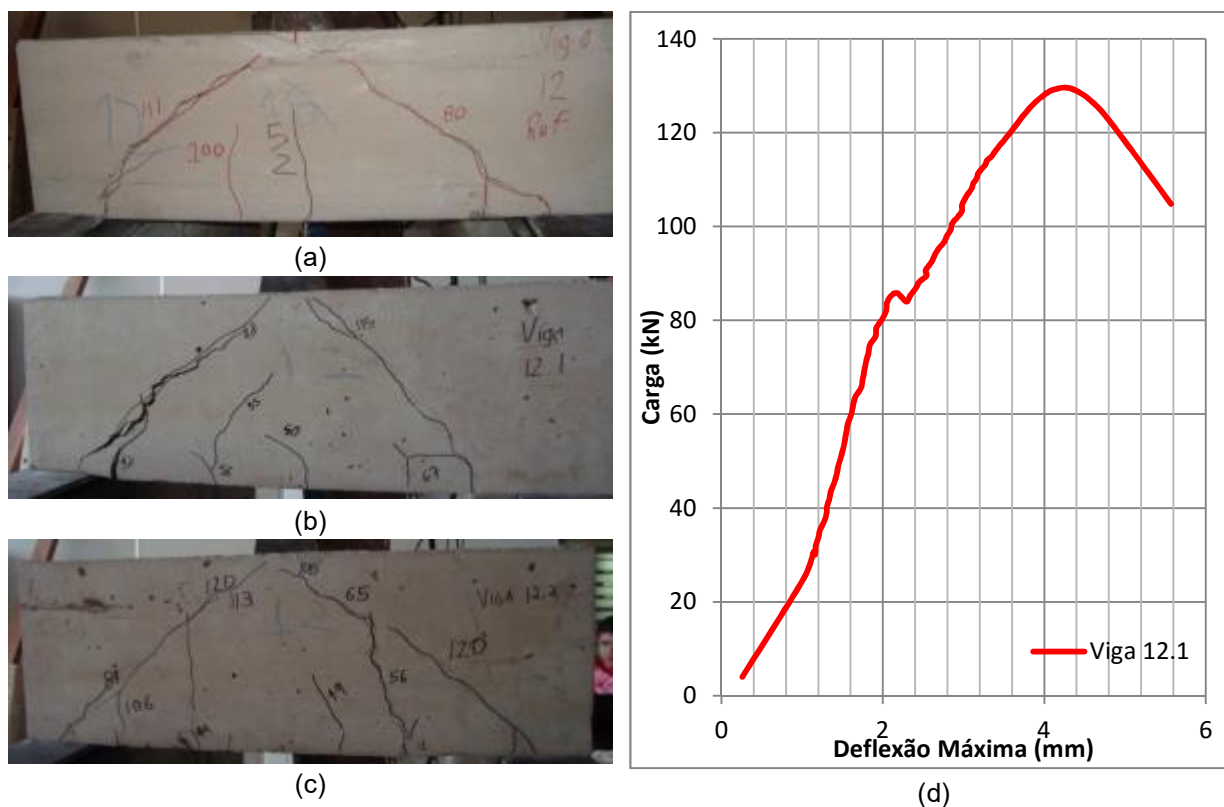


Figura 55 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,57$ e $T = 400$ °C. 12 (a), 12.1 (b) e 12.2 (c) e curvas carga x deflexão (d)¹⁷.

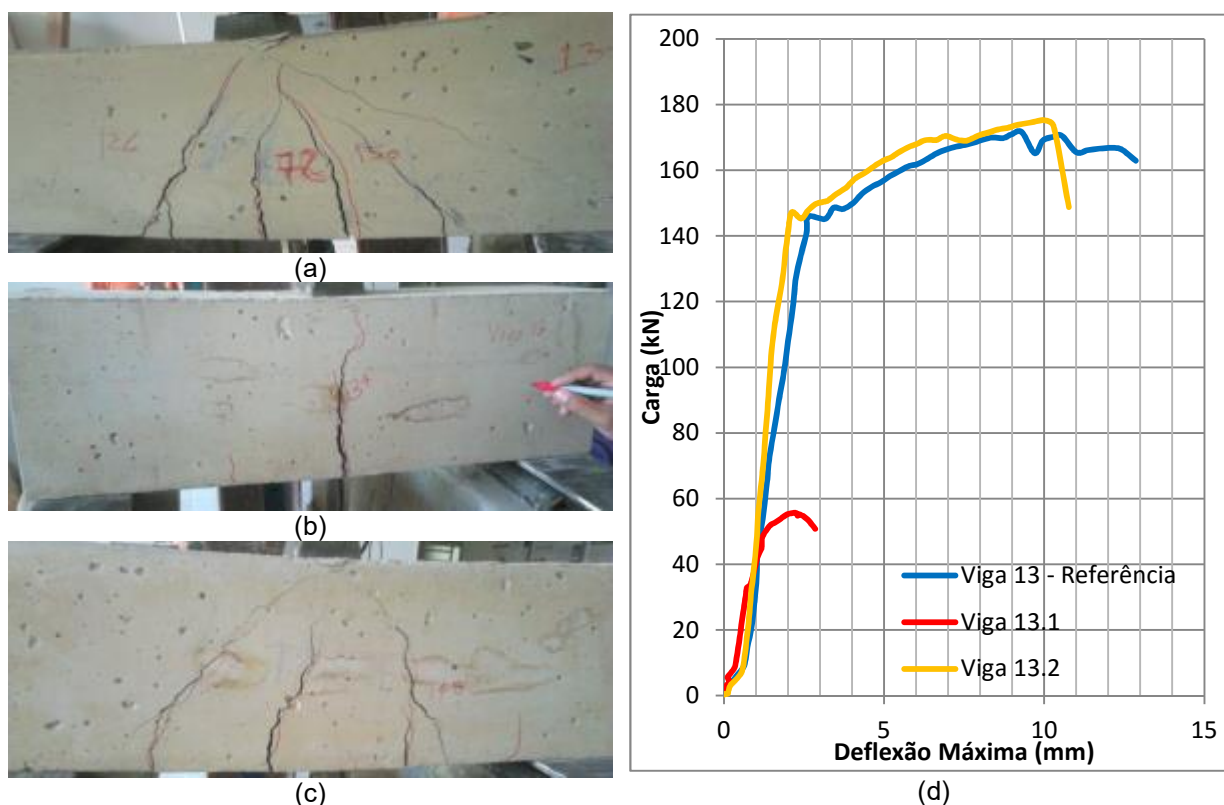


Figura 56 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 2,0$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 13 (a), 13.1 (b) e 13.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).

¹⁷ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão das vigas 12 – referência e 12.2.

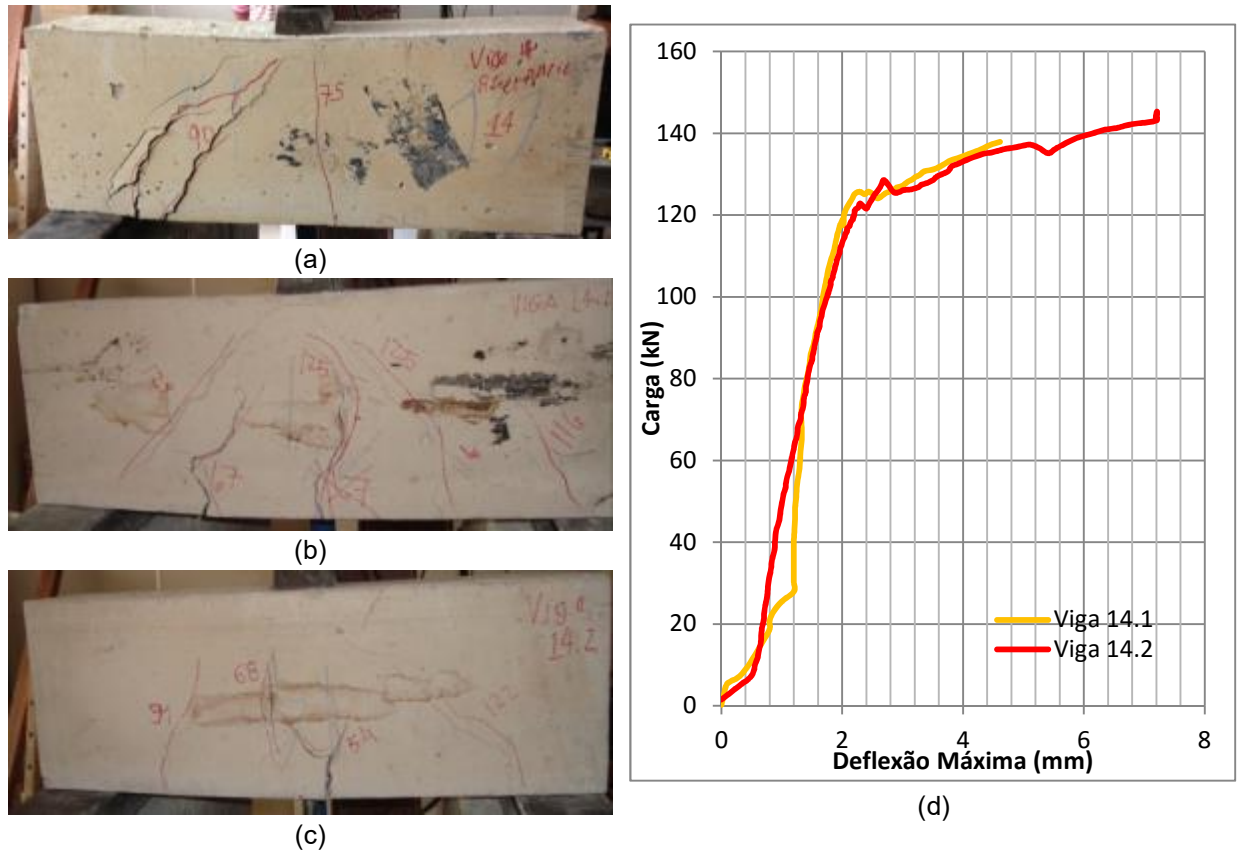


Figura 57 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 4,5$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 14 (a), 14.1 (b) e 14.2 (c) e curvas carga x deflexão (d)¹⁸.

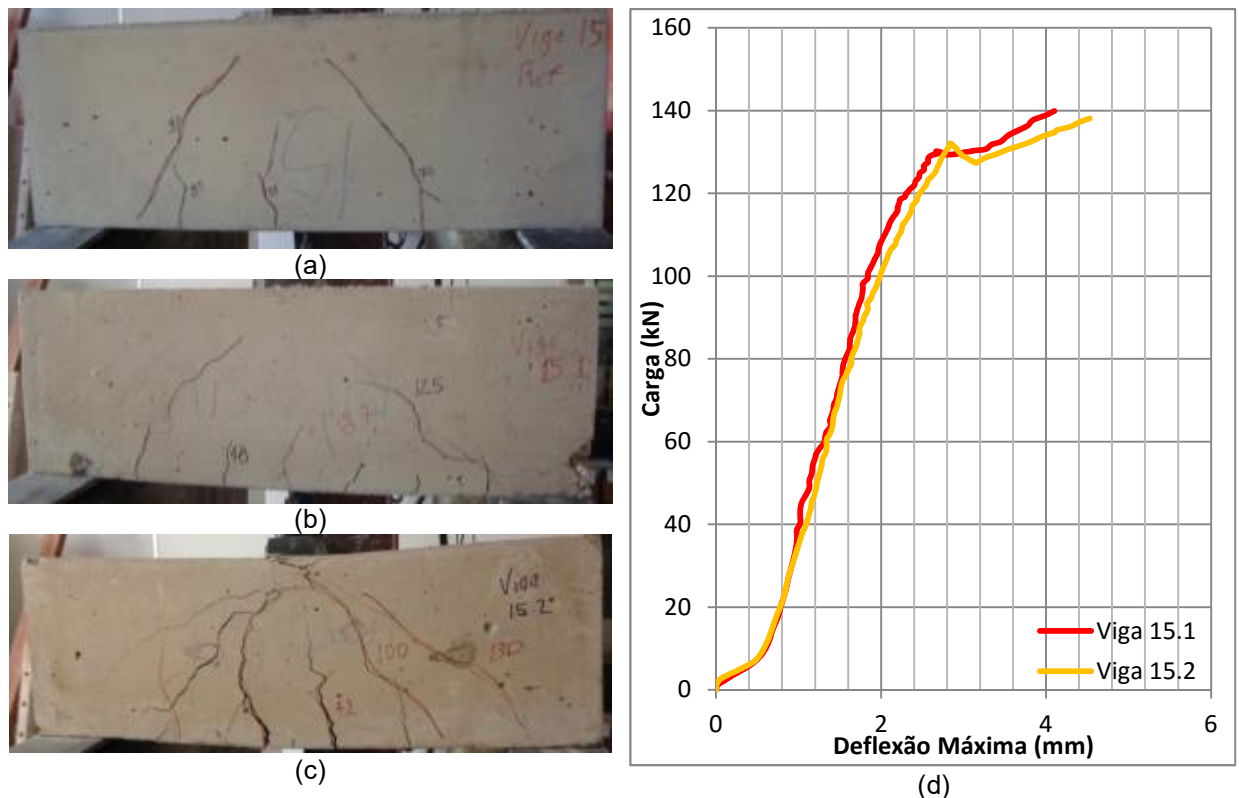


Figura 58 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 15 (a), 15.1 (b) e 15.2 (c) e curvas carga x deflexão (d)¹⁹.

¹⁸ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 14 – referência.

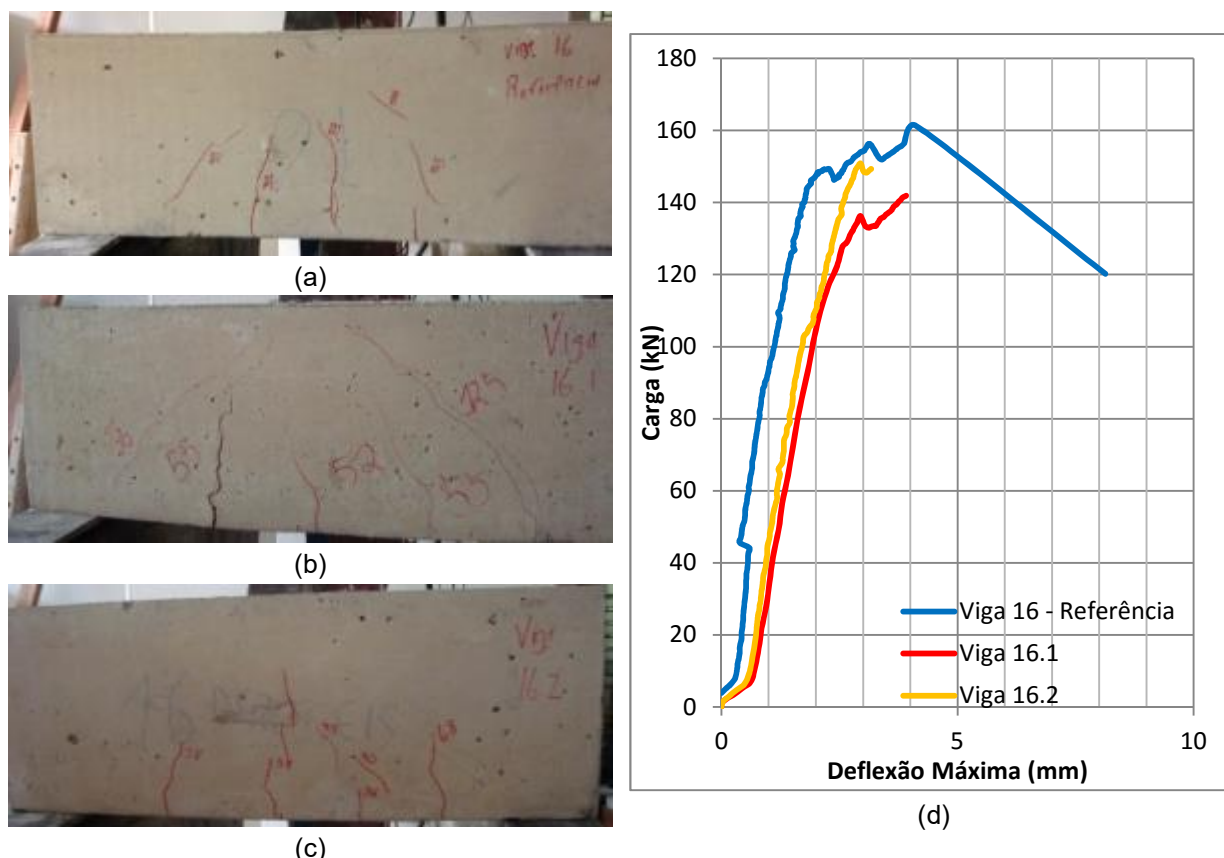


Figura 59 - Mapas de fissuração das vigas com $c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C. 16 (a), 16.1 (b) e 16.2 (c) e curvas carga x deflexão (d).

A análise inicial a partir das superfícies de fissuração e curvas de carga x deflexão obtidas permite observar que tendo uma relação comprimento (L) por altura da viga (h) ≈ 2 (vide item 3.2) a viga apresenta um modelo de ruptura bem próximo ao modelo de vigas de Timoshenko e se pode inferir a grande influência do efeito cortante no processo com a propagação da carga direto para os apoios externos e a formação de fissuras na direção do ponto de aplicação da carga para os vínculos (TIMOSHENKO & GERE, 1984).

Partindo da observação desta forma de ruptura, é possível analisar, pelo modelo de bielas e tirantes, a formação das regiões de descontinuidade, em especial a delimitação da região comprimida (bielas) limitada pelas fissuras inclinadas formando um ângulo de 40° , estando, portanto, dentro das premissas do modelo de cálculo 2 proposto na NBR 6118:2014.

A Figura 60 exhibe uma exemplificação das regiões de bielas e tirantes para as vigas 1.1 e 6.2.

¹⁹ Erro experimental não permitiu a confecção da curva carga x deflexão da viga 15 – referência.

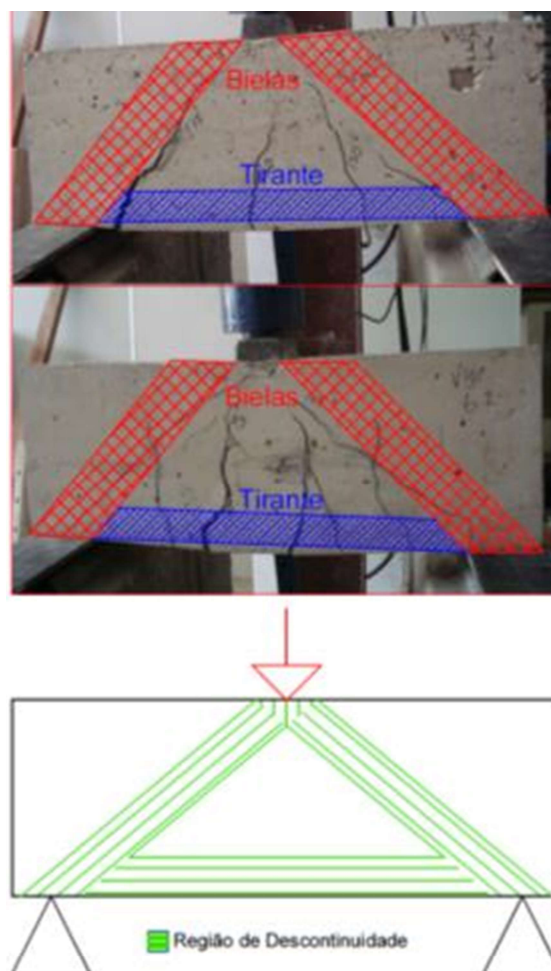


Figura 60 - Detecção das regiões de descontinuidade para o modelo biela tirantes em vigas curtas

Observe-se ainda que o erro experimental ocorrido nas vigas 13.1 e 8.1 (vide Tabela 10 e notas de rodapé 8 e 9) permitiu a observação da ocorrência do modelo de ruptura de Bernoulli. Uma vez que a armadura de tração era muito pequena (nestes casos $2 \Phi 5,0$ mm), estas romperam rapidamente e houve a propagação de uma única fissura no ponto de momento fletor máximo com a manutenção da planicidade das seções. Tais observações permitem denotar que a modelagem DCCR levará em consideração vigas que tiveram sua ruptura pelo modelo de Timoshenko preponderantemente graças ao esforço cortante respeitando a previsão inicial para a relação L/h adotada.

É importante ainda observar que na grande maioria dos processos de ruptura houve a dobradura em corte das armaduras nas proximidades dos apoios, como pode ser observado na Figura 61, a ruptura do estribo de combate ao esforço cortante e o desprendimento superficial explosivo do concreto nas proximidades dos apoios, conforme Figura 62.



Figura 61 - Processo de dobradura em corte das armaduras



Figura 62 - Ruptura do estribo e desprendimento superficial do concreto.

A respeito da influência do processo de aquecimento, a análise das curvas carga x deflexão sobrepostas umas às outras permite observar a validação das réplicas, verificando que vigas de um mesmo conjunto apresentam comportamento semelhante (para as vigas em que foi possível a confecção de todas as curvas, exceto as vigas 13.1 e 8.1 devido ao erro experimental supracitado) que dá suporte a prosseguir com uma análise DCCR sem a consideração do efeito “*blocking*”.

Observe-se ainda que, quando comparadas as curvas de referência com suas respectivas amostras aquecidas, pode-se inferir que o processo de aquecimento provocou uma redução da inclinação da curva [exceto para os conjuntos de viga 1 ($c = 2,5$ cm, $a/c = 0,41$ e $T = 300$ °C), 9 ($c = 3,25$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 232$ °C) e 13 ($c = 2,0$ cm, $a/c = 0,47$ e $T = 400$ °C)], implicando a análise de que este aquecimento provocou maiores deflexões para uma mesma carga.

A análise tátil-visual das peças também permitiu observar que todas as vigas apresentaram alteração na coloração superficial e na textura. As peças aquecidas apresentaram um aspecto mais acinzentado quando comparados às vigas de referência. Já as peças cujo aquecimento foi maior que 300 °C apresentaram ainda uma textura mais rugosa ao tato. Este fato já é relatado na literatura técnica existente. Porém, neste estudo não foram identificadas as colorações rosácea e roxa que representariam danos mais efetivos à matriz do concreto, conforme indicados por MORALES, et al. (2011) pra temperaturas em torno de 500 °C.

Analogamente ao processamento feito com corpos-de-prova, com os resultados exibidos na Tabela 10 para as vigas reduzidas e utilizando o software “*Statistica 8.0*” é possível compor a análise DCCR para o conjunto de dados. Tal análise fornece uma equação quadrática de ajuste dos dados considerando as três variáveis envolvidas e suas interações permutativas.

Da mesma forma, o erro “*blocking*” é aqui desconsiderado em virtude da validação das réplicas supracitada e a equação exibida também refere-se às variáveis parametrizadas entre -1 e +1, cuja equivalência é mostrada na matriz de planejamento (Tabela 10).

A Equação 3 exibe a expressão de ajuste fornecida para a regressão:

$$P = 156,1618 - 6,5179(c) - 0,5320.(c^2) - 33,8792.(a/c) - 8,4145.(a/c)^2 + 7,8449.(T) - 12,0031.(T)^2 + 7,2228.(c).(a/c) + 1,2978(c).(T) + 3,6228.(a/c).(T) \quad \text{Eq. 3}$$

Onde:

P: Carga Admissível (kN)

c: Cobrimento (parametrizado)

(a/c): Fator água/cimento (parametrizado)

T: Temperatura (parametrizado)

Os parâmetros estatísticos da regressão podem ser observados na análise de variância exibida na Tabela 13²⁰

²⁰ Vide nota de rodapé 3.

Variável	S.Q.	G.L.	Q.M.	F	p
(c)	239,52	1	239,516	1,69919	0,207201
(c ²)	1,16	1	1,164	0,00826	0,928504
(a/c)	7428,12	1	7428,116	52,69703	0,000001
(a/c) ²	322,22	1	322,217	2,28589	0,146196
(T)	398,28	1	398,277	2,82549	0,108331
(T) ²	655,66	1	655,657	4,65140	0,043377
(c).(a/c)	190,70	1	190,726	1,35306	0,258435
(c).(T)	6,16	1	6,158	0,04369	0,836553
(a/c) x (T)	47,98	1	47,983	0,34041	0,566117
Resíduo	2819,18	20	140,959		
Falta de Ajuste	1155,78	5	231,156	2,08449	0,124203
Erro Puro	1663,40	15	110,893		
Total	12229,15	29			
R²	0,76947				

Tabela 13 - Tabela de análise de variância para DCCR com três variáveis em vigas reduzidas.

Na Tabela 13 os parâmetros de soma quadrática, graus de liberdade e quadrados médios funcionam como passos intermediários para o cálculo dos parâmetros de teste de hipóteses, neste caso, os parâmetros F e p calculados. A saber, aqui faz-se interessante o teste por meio do p-valor, um teste de hipóteses ligado ao parâmetro de *t-student*, neste caso, considerando um nível de confiança de 95%.

Neste caso, obteve-se um coeficiente de determinação de 76,95% que representa a qualidade do ajuste da curva de regressão.

Da mesma forma que foi efetuada para a análise com corpos-de-prova, o teste *p*, evidenciado pelo diagrama de Pareto, permite simplificar a equação retirando parâmetros com baixa representatividade estatística, ficando assim referenciada pela Equação 4 que tem um coeficiente de ajuste de 66,99%, considerado muito baixo em termos de confiabilidade estatística.

$$P = 156,1618 - 33,8792.(a/c) - 12,0031.(T)^2 \quad \text{Eq. 4}$$

A Figura 63, exibe o diagrama de Pareto que permite uma análise visual da preponderância de cada variável no processo.

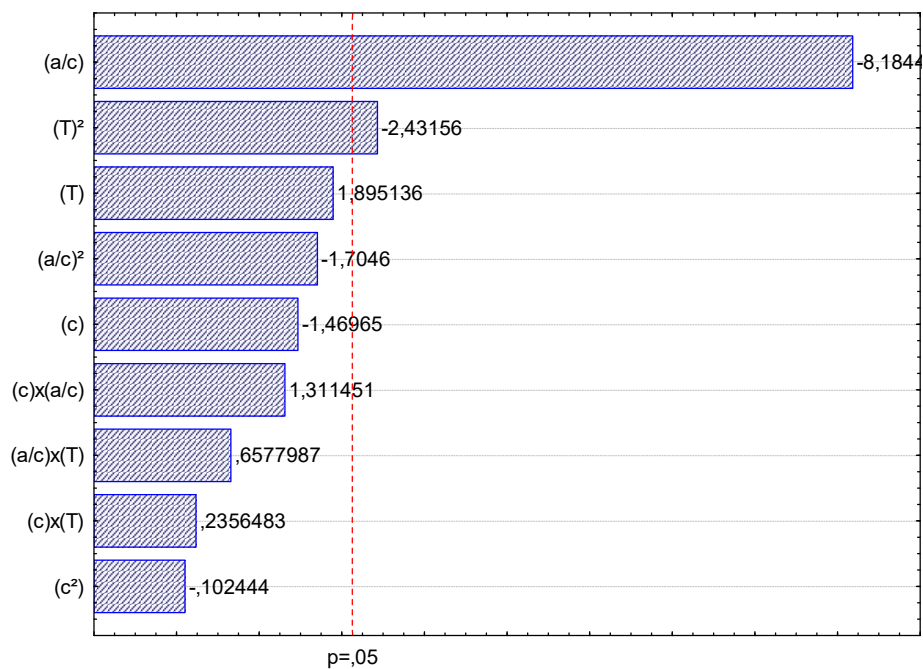


Figura 63 - Diagrama de Pareto para análise DCCR em vigas reduzidas com três variáveis

O diagrama de Pareto, a tabela ANOVA e a equação de ajuste permitem também inferir, que as únicas variáveis estatisticamente significativas são a/c (linear) e temperatura (quadrática), sendo que esta primeira é preponderante no processo. Este mesmo fato foi observado quando da análise dos corpos-de-prova.

Como a equação possui 3 variáveis, as superfícies de resposta são analisadas tomando-as duas-a-duas, como observado nas Figuras 64, 65 e 66.

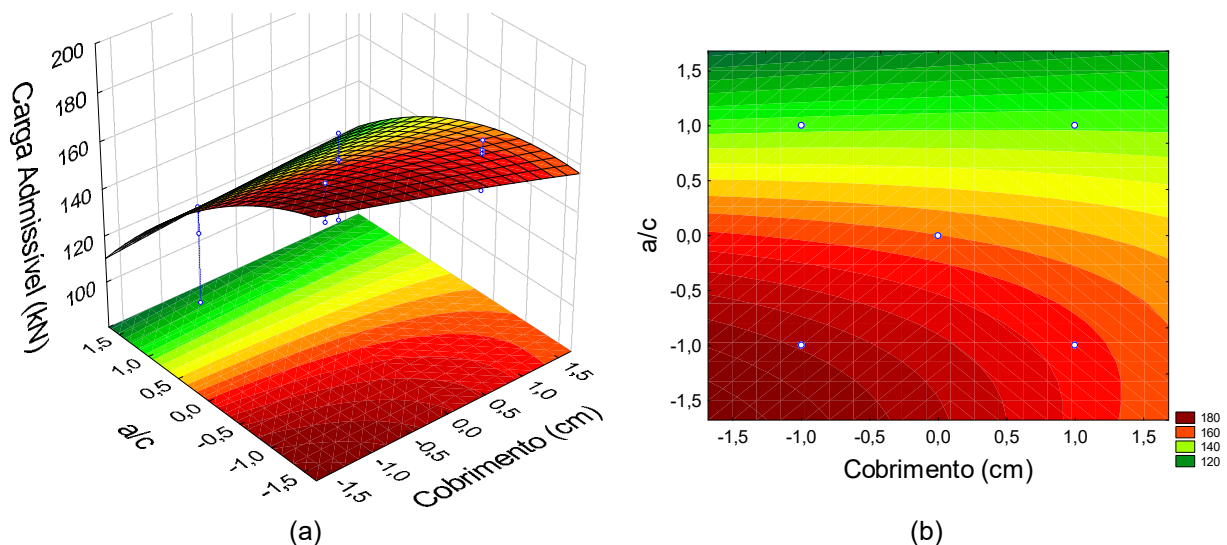


Figura 64 - Superfície de resposta (a) e sua curva de nível (b) para o nível $T = 0$ (400 °C)

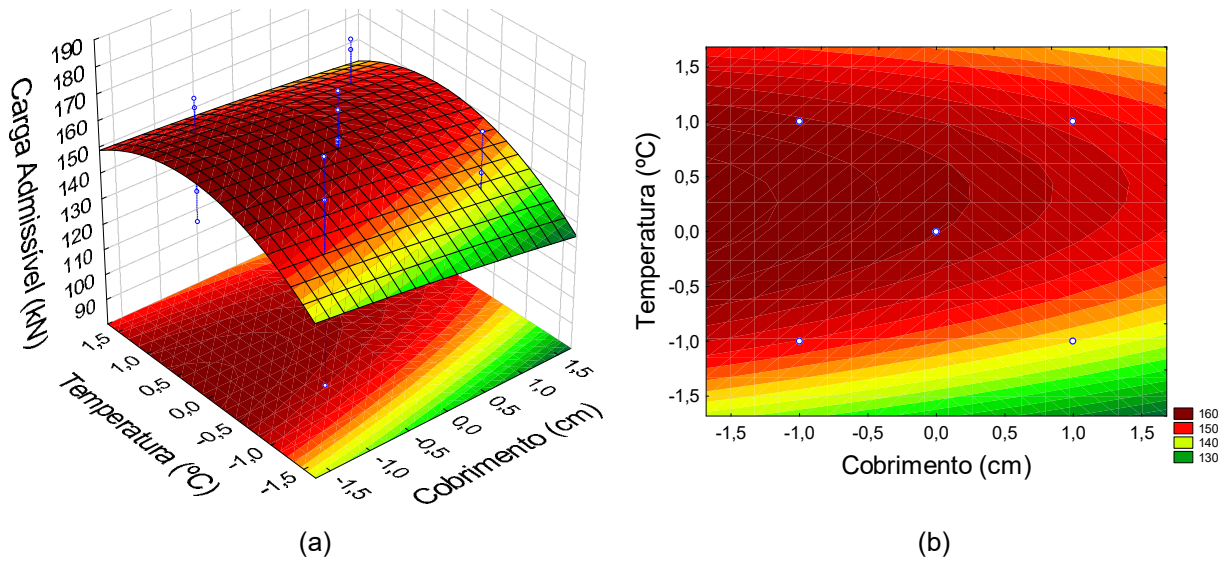


Figura 65 - Superfície de resposta (a) e sua curva de nível (b) para o nível $a/c = 0$ (0,47)

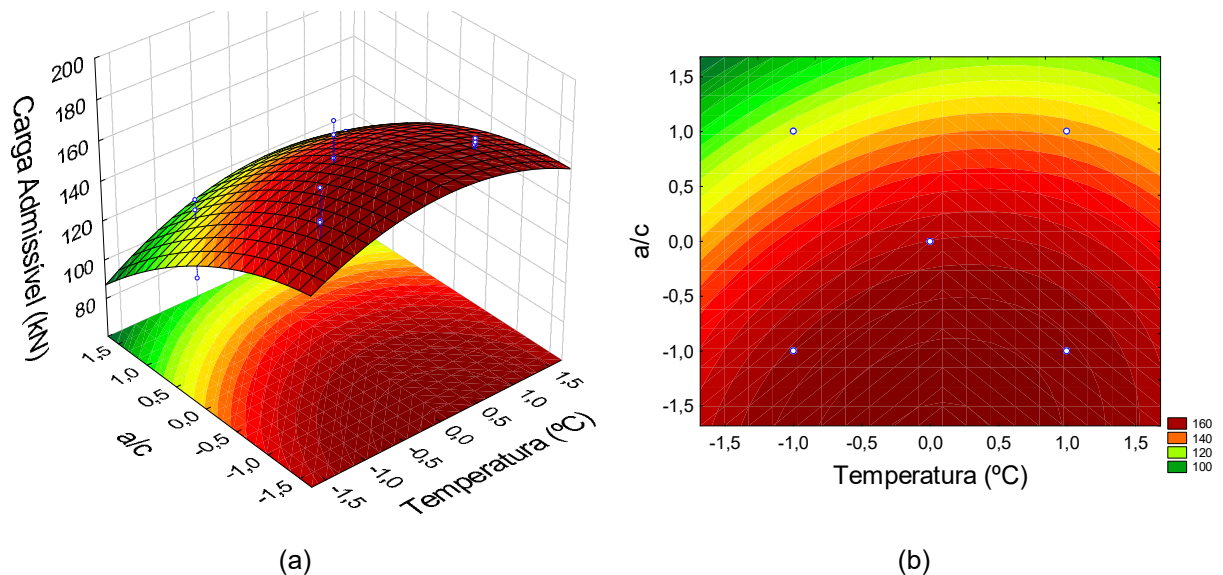


Figura 66 - Superfície de resposta (a) e sua curva de nível (b) para o nível $c = 0$ (3,25 cm)

É notável o fato de que as superfícies de resposta permitem visualizar que as menores cargas admissíveis acontecem para os maiores níveis de a/c (mais água no concreto implica uma menor resistência deste).

Por sua vez, a Figura 67 mostra a curva de dispersão entre os valores observados e os valores estimados.

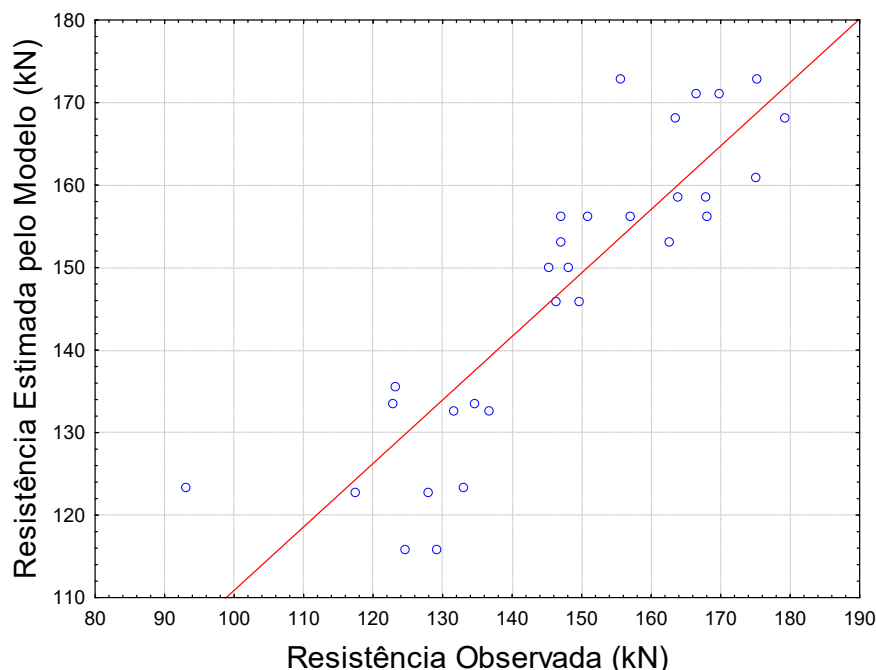


Figura 67 - Curva de dispersão entre valores observados e o modelo de ajuste para vigas reduzidas

Apenas objetivando permitir uma comparação entre os parâmetros estatísticos, foi criada uma modelagem DCCR para os valores das vigas de referência. Para este, foi utilizada uma modelagem 3/1/16 (a mesma utilizada para as vigas aquecidas), ignorando, entretanto, os efeitos do parâmetro temperatura, uma vez que estas vigas não sofreram aquecimento. A comparação entre os parâmetros de efeito para todas as variáveis são exibidas na Tabela 14.

Parâmetro	Referência	Aquecidas
Média	159,9376	156,1618
(c)	- 5,8904	- 6,5179
(c²)	- 4,0575	0,5320
(a/c)	- 15,8121	- 33,8792
(a/c)²	- 9,2548	- 8,4145
(T)	-	7,8449
(T)²	-	- 12,0031
(c).(a/c)	- 6,3000	7,2228
(c).(T)	-	1,2978
(a/c) x (T)	-	3,6228

Tabela 14 - Comparação entre as vigas de referência e aquecidas com base nos efeitos estatísticos do DCCR.

Observando a Tabela 14, é possível notar, entretanto, que o processo de aquecimento causou nas vigas uma notável alteração na influência dos fatores cobrimento (quadrático), a/c (linear) e a na interação entre cobrimento e a/c.

Essa análise permite observar que, antes do aquecimento, a variável cobrimento apresenta um efeito de sinal negativo na equação que representa a relação inversamente proporcional já prevista (quando maior o nível de cobrimento, menor a capacidade resistente da viga). Entretanto, após o aquecimento essa influência é reduzida (para a variável quadrática) representando que, ao aquecer a peça em um nível maior de cobrimento, gera-se uma proteção à armadura e menores perdas de capacidade resistente. Essa variação notada, por sua vez, apresenta baixa influência estatística no processo, ou seja, mesmo que a proteção garantida pelo cobrimento tenha sido detectada, ela pouco representa em termos da capacidade residual da peça.

Ainda a respeito do nível de cobrimento utilizado, é passível de comentários o fato de que, devido à diferença de coeficientes de dilatação entre concreto e armadura e para os níveis de temperatura estudados, esperava-se uma perda de aderência entre o aço e o concreto e a consequente redução da capacidade resistente da peça (SCHNEIDER, 1988).

Todavia, a comparação dos resultados das vigas e dos corpos-de-prova, assim como a análise de ruptura das primeiras e os resultados da análise DCCR levam à consideração de que os níveis de temperatura estudados não foram suficientes para gerar perdas notáveis nesta aderência e estimar que as perdas de capacidade resistente dizem respeito especialmente à perda da capacidade de carga do concreto.

É possível ainda inferir que a influência da variável a/c está ligada tão somente à classe (resistência) do concreto utilizado dada a proporcionalidade inversa entre a/c e resistência do concreto conhecida e observada na Tabela 11.

É passível de comentários ainda o fato de que um menor valor de a/c gera uma matriz mais densa e, conseqüentemente, menos porosa. Esse fato por sua vez poderia gerar uma maior degradação em altas temperaturas devido à maior pressão interna. Dessa forma, pode-se dizer que os níveis de temperatura utilizados não foram capazes de, para os níveis de a/c dados, causar uma sobrepressão interna que prejudicasse notavelmente a resistência da peça.

Neste caso, a influência da temperatura está ligada às alterações microestruturais causadas e não há efeitos mecânicos como sobrepressão ou *spalling*.

4.2.1. Análises microestruturais:

4.2.1.1. Ensaio de Difração de Raios-X:

Executados os procedimentos pormenorizados no item 3.8.2, obtiveram-se os resultados que são apresentados nesta seção.

A fim de permitir uma melhor visualização dos efeitos microestruturais, nos difratogramas, os picos predominantes foram identificados por letras que representam a estrutura cristalina detectada pelo mesmo. A saber, as letras, suas indicações e as respectivas cartas difratográficas utilizadas são:

E: Etringita (Silicato Aluminato de Cálcio Hidratado) - $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ - 020-0452

Q: Quartzo (Dióxido de Silício) - SiO_2 - 061-0035

C: Calcita (Carbonato de Cálcio) - CaCO_3 - 83-578

C-S-H: Silicato de Cálcio Hidratado - $\text{Ca}_2\text{SiO}_4 \cdot 0,30\text{H}_2\text{O}$ - 015-0584

P: Portlandita (Hidróxido de Cálcio) - Ca(OH)_2 - 004-0733

É importante ressaltar que a presença do quartzo identificado nos difratogramas é atribuída à areia presente no concreto que não foi totalmente removida durante a preparação das amostras. As demais estruturas aqui identificadas referem-se a produtos de hidratação do cimento.

Nisto cabe citar que todos os resultados estão condicionados a uma variável não verificada, o teor de pasta da amostra. Assim, as comparações aqui efetuadas devem ser discutidas e ponderadas quanto a este critério.

Objetivando permitir uma comparação entre os difratogramas, estes foram agrupados da maneira que se pudesse visualizar separadamente o efeito das variáveis a/c e temperatura.

Dessa forma, a Figura 68 exhibe os difratogramas para as vigas de referência estudadas (11, 12 e 15) que indicam os fatores a/c – α (0,37), + α (0,57) e 0 (0,47) respectivamente e um mesmo cobrimento nominal de 3,25 cm.

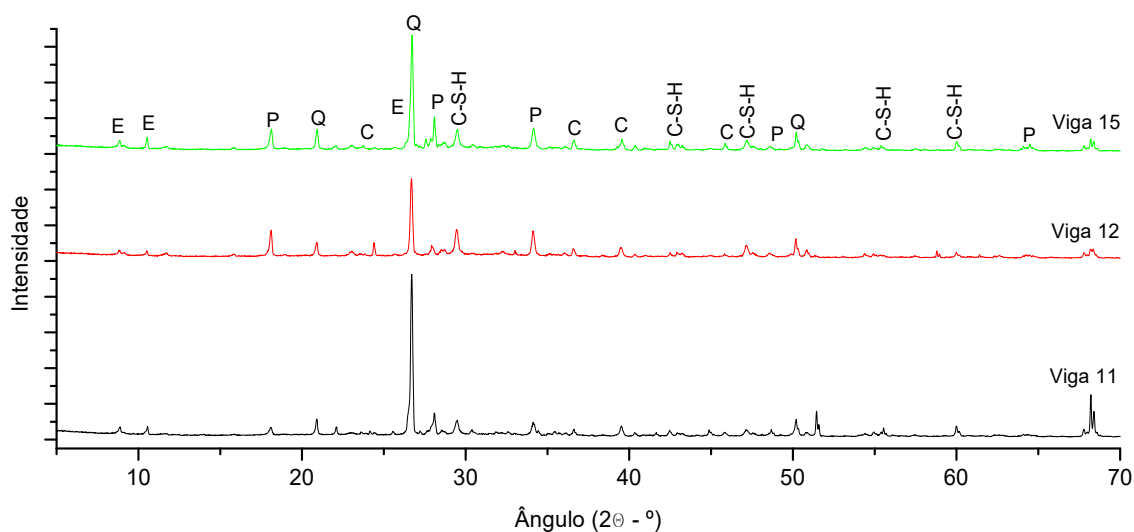


Figura 68 - DRX's para vigas de referência (11, 12 e 15)

Quando comparando apenas o efeito do fator água / cimento por meio da Figura 68 é possível observar que o concreto maior a/c (viga 12, com a/c = 0,57) apresenta picos mais reduzidos de calcita e etringita quando comparados aos demais concretos, ao mesmo passo que apresenta picos mais visíveis de C-S-H, indicando um processo de hidratação ligeiramente mais avançado. Entretanto, a análise não permite uma inferência a respeito da resistência do concreto atribuída ao parâmetro de porosidade da matriz.

A Figura 69 exhibe os difratogramas para as vigas pré-aquecidas, sendo elas a 9.1 (c = 3,25 cm, a/c = 0,47 e T = 232 °C), 10.1 (c = 3,25 cm, a/c = 0,47 e T = 568 °C), 11.1 (c = 3,25 cm, a/c = 0,37 e T = 400 °C), 12.1 (c = 3,25 cm, a/c = 0,57 e T = 400 °C), e 15.1 (c = 3,25 cm, a/c = 0,47 e T = 400 °C),.

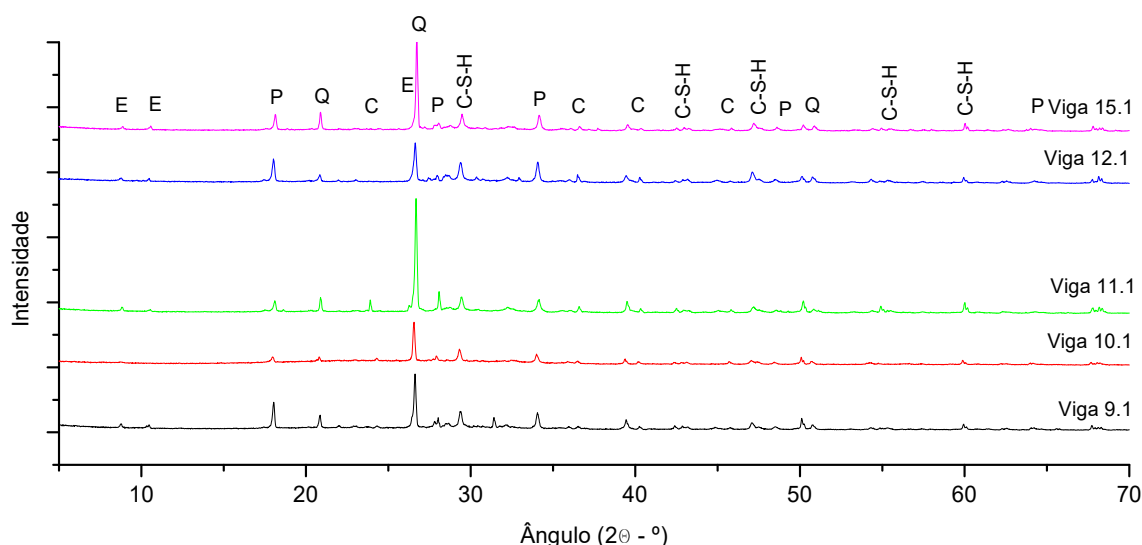


Figura 69 - DRX's para vigas aquecidas (9.1, 10.1, 11.1, 12.1, e 15.1)

A Figura 70 exibe os DRX's para as vigas com $a/c = -\alpha$ (0,37) (11 e 11.1).

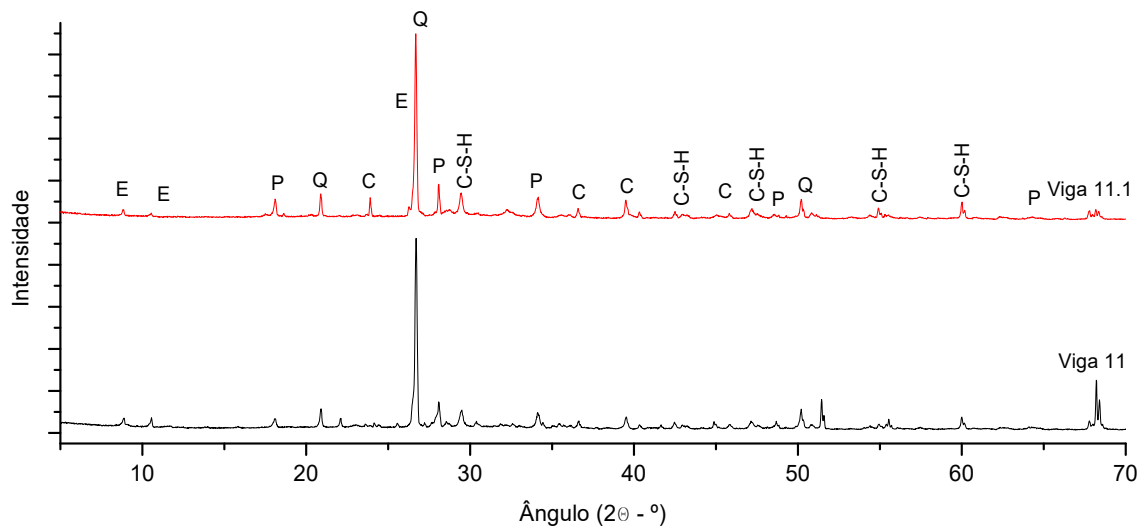


Figura 70 - DRX's para vigas com $a/c = -\alpha$ (11 e 11.1)

A Figura 71, por sua vez, exibe os DRX's para as vigas com $a/c = +\alpha$ (12 e 12.1).

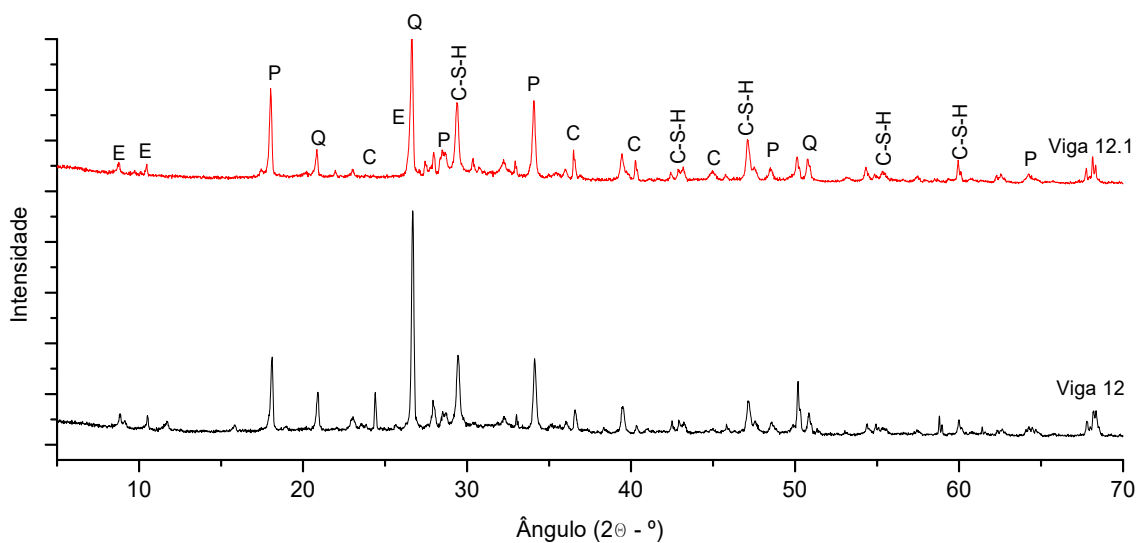


Figura 71 - DRX's para vigas com $a/c = +\alpha$ (12 e 12.1)

Por fim, a Figura 72 apresenta os difratogramas para as vigas com $a/c = 0$.

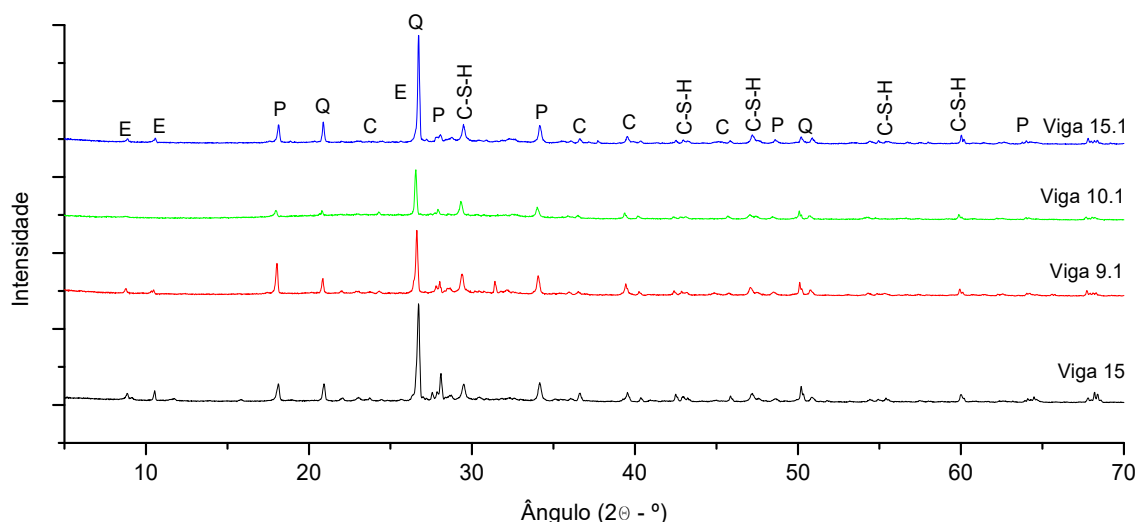


Figura 72 - DRX's para vigas com $a/c = 0$ (15, 9.1, 10.1 e 15.1)

Analisando o efeito do aquecimento por meio das Figuras 69, 70, 71 e 72, observa-se que a viga 15.1 (previamente aquecida a 400 °C) apresenta picos bem reduzidos de etringita, quando comparados à viga de mesmo concreto que não passou por aquecimento indicando o decaimento acentuado desta estrutura durante o aquecimento. Ressaltando-se novamente que tal consideração deve ser condicionada ao teor de pasta não verificado.

Analogamente o mesmo pode ser observado na redução dos picos de tobermorita e portlandita para as vigas com pré-aquecimento cuja intensidade da redução é proporcional ao nível de temperatura. Logo, a degradação da viga 10.1 (568 °C) foi maior que a da viga 15.1 (400 °C) que por sua vez foi maior que a da viga 9.1 (232 °C).

Fato curioso, entretanto, acontece para o estudo da viga 12.1 (aquecida previamente a 400 °C e que possui a/c de 0,57). Para esta viga foram identificados maiores picos dos produtos de hidratação (portlandita e tobermorita) do que a viga de referência não aquecida. Isso explica o aumento da capacidade resistente (vide Tabela 12) corroborando com a discussão que o nível de temperatura pode atuar como catalizador das reações de pozolânicas e de hidratação.

Dentre os resultados que apresentaram aumento da resistência, apenas a viga 12.1 teve sua microestrutura analisada, mas pode-se inferir que fato análogo pode ter acontecido para as demais com resposta análoga.

4.3. Considerações gerais sobre os resultados:

É importante observar que, tanto para os corpos-de-prova como para as vigas reduzidas, foram utilizados procedimentos de aquecimento e ruptura em situações equânimes. A saber, conforme exposto no item 3.5, todos os elementos tiveram 28 dias de cura submersa, seguidos de 28 dias de cura e secagem ao ar com posterior aquecimento, ficando sob temperatura controlada por 60 minutos e 24 horas de resfriamento para conseguinte ruptura. É importante citar que o processo de secagem também permite o início da carbonatação. Conforme o estudo de HENRY, et al. (2014) é possível notar uma rápida condição de início de reidratação e recuperação de concretos submetidos a altas temperaturas tendo obtidos resultados para 7 e 28 dias após o aquecimento da ordem de 40% de recuperação quando comparados à amostras estudadas imediatamente após o aquecimento.

FARAGE, et al. (2003) verificaram ainda que matrizes de cimento Portland convencional conseguem reabilitar sua estrutura (em termos de porosimetria) e propriedades mecânicas e este processo inicia-se concomitante ao resfriamento das peças sendo favorecido quando em contato direto com água.

Tais considerações levam a observar que a utilização de 24 horas de resfriamento para as peças gera uma influência direta na capacidade de carga da peça sendo provável o reinício da hidratação e recuperação parcial do concreto.

Observe-se que a análise DCCR para os corpos-de-prova e para as vigas apontou o fator a/c com principal responsável pelo nível de resistência detectado. Tal consideração diz respeito à classe do concreto utilizado e não foi aqui detectada uma relação direta deste a/c com as perdas mediante aquecimento. Apesar disso, detecta-se uma fase de interseção entre as variáveis a/c e temperatura para a qual há um aumento da resistência ocasionada pela aceleração da formação da tobermorita e da portlandita no processo de hidratação, conforme identificado pelos ensaios microestruturais.

Tais considerações abrem a discussão de que a proteção de estruturas de concreto de resistência normal submetidas às situações de altas temperaturas podem ser protegidas mediante o controle pré-fixado dos níveis de água/cimento uma vez que tal proteção atualmente baseia-se principalmente nas considerações sobre cobrimento e recobrimento com materiais como vermiculita e gesso (SILVA, 2007).

5. CONCLUSÕES:

Finalizando este estudo é possível sintetizar as conclusões técnicas a respeito do planejamento experimental fatorial com configuração estrela ao estudo do efeito do aquecimento em peças de concreto armado conforme os seguintes tópicos:

1. Para a análise em corpos-de-prova a variável fator a/c mostrou-se preponderante no processo de detecção da resistência residual, mas em uma relação de proporcionalidade inversa, indicando que tal fato está atrelado à classe do concreto independente do aquecimento de qualquer dano decorrente dele;
2. Foi detectada uma zona de interseção entre as variáveis fator a/c e temperatura para a qual o concreto apresenta ganho de resistência. Essa zona foi verificada a um estágio de a/c acima de 0,47 e atribuída a uma maior quantidade de água que não permitiu a desidratação da tobermorita e a aceleração da formação de portlandita e tobermorita;
3. As análises termogravimétricas comprovaram que durante o aquecimento das peças houve uma diferença entre os níveis de temperatura atingidos na superfície e no interior além do fato de que a superfície apresentava um nível de produtos de hidratação ligeiramente maior que o interior;
4. Os ensaios de MEV permitiram visualizar um maior nível de fissuração na interface matriz – agregado e consequente relação com o nível de temperatura atingido;
5. As vigas apresentaram ruptura comparável ao modelo de Timoshenko com a propagação de fissuras em direção aos apoios e grande influência do esforço cortante com a presença de dobradura em corte das armaduras longitudinais, ruptura de estribos e lascamento superficial explosivo junto aos apoios;
6. A análise por meio do modelo de bielas e tirantes permite a identificação das regiões comprimidas e tracionadas e pode servir como parâmetro de cálculo para detectar o critério de falha da viga curta;
7. A análise das curvas carga x deflexão permite verificar a validação das réplicas e justificar a não escolha da consideração de blocagem quando da análise DCCR, uma vez que estas confirmam o comportamento análogo das

- peças de mesma característica e conseqüentemente não influencia no processo.
8. Pode-se verificar que o processo de aquecimento gerou o deslocamento e redução da inclinação das curvas carga x deformação indicando que para uma mesma carga, as vigas aquecidas apresentaram deformação ligeiramente maior;
 9. As vigas aquecidas apresentaram alteração na sua coloração e aspecto táctil. A saber, as vigas ganharam uma tonalidade acinzentada que aumentava gradativamente conforme o nível de temperatura além de uma superfície notadamente mais rugosa para aquelas cuja temperatura excedeu 300 °C;
 10. Algumas vigas ganharam resistência corroborando com os resultados encontrados para os corpos-de-prova de que existe uma zona de interseção entre as variáveis para qual isso acontece não sendo, entretanto, possível definir claramente seus limites;
 11. Analisando dados das vigas antes e após aquecimento pode-se observar influência, mesmo que pequena, da variável cobrimento (quadrática) no processo. Tal evento é atribuído, neste caso ao nível de proteção da armadura e sua influência na propagação de calor na peça;
 12. Os resultados permitem observar que a perda de capacidade resistente das vigas diz respeito especialmente à perda de capacidade do concreto sendo a influência da perda de aderência entre concreto e armadura de baixa representatividade;
 13. A influência do fator a/c diz respeito à classe do concreto não havendo relação detectável com dano ao concreto devido à densidade da matriz, inferindo-se com isso que os níveis de temperatura utilizados não foram suficientes para causar uma sobrepressão interna que provocasse perdas notáveis ao concreto;
 14. Os ensaios de DRX detectaram alterações nos picos dos produtos de hidratação e a conseqüente verificação das alterações ocorridas durante o processo de aquecimento explicitando os processos de degradação ou mesmo o processo de acréscimo de resistência;
 15. A condição de aquecimento e carregamento utilizados nos ensaios podem ter permitido o início da reidratação do concreto e conseqüente reabilitação mecânica parcial da peça;

16. As conclusões aqui obtidas abrem discussão para a análise da proteção de peças de concreto mediante controle do fator água / cimento.

5.1. Sugestões para trabalhos futuros:

Observando as limitações e condições de restrição de valores impostas nesse trabalho, são deixadas sugestões para pesquisas futuras que possam complementar e servir de parâmetro de comparação para os resultados aqui obtidos.

A primeira sugestão diz respeito aos níveis trabalhados da variável temperatura. Observou-se sua baixa influência estatística no processo para os intervalos analisados e consequente discordância em alguns aspectos do existente na literatura técnica. Sugere-se então, um mapeamento dos efeitos em peças semelhantes para níveis de temperatura mais abrangentes.

Outro estudo interessante é a realização de ensaios semelhantes sob situação aquecida, minorando o efeito da reabilitação do concreto e a obtenção de resultados para esta situação e consequente comparação com os valores aqui obtidos havendo, assim, um parâmetro para análise e quantificação desta requalificação do concreto.

Sugere-se ainda a realização destes experimentos com peças de relação L/h maiores que 10 para a verificação do efeito do aquecimento em vigas cuja ruptura segue o modelo de Bernoulli e posterior comparação com as vigas aqui estudadas.

Ainda, estudos de porosimetria por intrusão de mercúrio em amostras de diferentes fatores a/c e temperatura permitiriam uma visualização numérica e melhor delimitação dos intervalos para os efeitos observados.

Uma reanálise dos dados utilizando os modelos de bielas e tirantes e consequente cálculo das regiões comprimidas e tracionadas pode fornecer outros parâmetros para análise da superfície de fissuração.

A investigação mais profunda da temperatura enquanto catalizadora da formação de produtos de hidratação em função da idade da pasta também merece atenção em estudos futuros.

As análises supracitadas incrementariam o escopo experimental deste trabalho fornecendo parâmetros para maiores conclusões a respeito do processo estudado.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994. Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996. NBR 12655/1996 - Concreto - Preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2002. NBR NM 52/2002 - Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. NBR NM 248/2003 - Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. NBR NM 53 / 2003 - Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004. NBR 15200/2004: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006. NBR NM 45/2006 - Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. NBR 6118/2014: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT.

ANAND, N. & ARULRAJ, G. P., 2014. Effect of Grade of Concrete on the Performance of Self-Compacting Concrete Beams Subjected to Elevated Temperatures. Fire Technology, p. 1269–1284.

- ANJOS, M. A.; MARTINELLI, A. E.; MELO, D. M. & RENOVATO, T., 2013. Hydration of oilwell cement containing sugarcane biomass waste as a function of curing temperature and pressure. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, p. 291–297.
- BAMONT, P. & GAMBAROVA, P. G., 2014. Properties of Concrete Subjected to Extreme Thermal Conditions. *Journal of Structural Fire Engineering*, March, 5(1), pp. Pages 47-62.
- CASTELLOTE, M. et al., 2004. Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. *Cement and Concrete Research*, p. 1633–1644.
- EL-FITIANY, S. & YOUSSEF, M., 2014. Interaction diagrams for fire-exposed reinforced concrete sections. *Engineering Structures*, 1 July, Volume 70, pp. 246-259.
- FARAGE, M., SERCOMBEB, J. & GALLÉ, C., 2003. Rehydration and microstructure of cement paste after heating at temperatures up to 300°C. *Cement and Concrete Research*, p. 1047–1056.
- FERREIRA, A. P. et al., 2014. Thermo-hydric analysis of concrete–rock bilayers under fire conditions. *Engineering Structures*, p. 765–775.
- FILHO, A. C., 1996. Detalhamento de estruturas de concreto pelo método das bielas e dos tirantes. Em: *Caderno de Engenharia*. Porto Alegre: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC/UFRGS, p. 27.
- GEORGALI, B. & TSAKIRIDIS, P., 2005. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. *Cement & Concrete Composites*, p. 255–259.
- GERNAY, T.; MILLARDB, A. & FRANSSENC, J.-M., 2013. A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation: Theoretical formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 15 October 2013, 50(22-23), p. Pages 3659–3673.

GIOLITO, I. & IONASHIRO, M., 2004. Fundamentos da termogravimetria, análise térmica diferencial, calorimetria exploratória diferencial. 1 ed. Araraquara: Giz Editorial.

HADDAD, R. H., ODEH, R. A., AMAWI, H. A. & ABABNEH, A. N., 2013. Thermal performance of self-compacting concrete: destructive and nondestructive evaluation. Canadian Journal of Civil Engineering, December, 40(12), pp. Pages 1205-1214.

HANDOO, S., AGARWAL, S. & AGARWAL, S., 2002. Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures. Cement and Concrete Research, Volume 32, pp. 1009-1018.

HARTMANN, C. & HELENE, P., 2003. Avaliação de Aditivos Superplastificantes Base Policarboxilatos Destinados a Concretos de Cimento Portland. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, p. 22.

HENRY, M., DARMA, I. S. & SUGIYAMA, T., 2014. Analysis of the effect of heating and re-curing on the microstructure of high-strength concrete using X-ray CT. Construction and Building Materials, p. 37–46.

KHOURY, G. A., 2000. Effect of fire on concrete and concrete structures. Progress in Structural Engineering and Materials. Volume 2, Issue 4, 7 June, Volume 2, pp. 429-447.

KIM, D. G., LEE, H. J. & ANN, K. Y., 2011. Semi-quantitative prediction of the corrosion risk of steel in concrete using XRD analysis. Journal of Advanced Concrete Technology, October, p. 9.

KULIFFAYOVÁ, M., KRAJC, L. & JANOTKA, I., 2012. Thermal behaviour and characterization of cement composites with burnt kaolin sand. Therm Anal Calorim, p. 425–432.

MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P. J. M., 2008. Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo(São Paulo): IBRACON.

MORALES, G., CAMPOS, A. & FAGNELLO, A. M. P., 2011. A ação do fogo sobre os componentes do concreto. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Janeiro - Março, Volume 32, pp. 47-55.

NEVILLE, A. M., 1997. Propriedades do Concreto. 2ª ed. São Paulo (São Paulo): Pini.

OLIVEIRA, T. A. da. C. P. de, 2006. Gerenciamento de riscos de incêndio: avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas. Recife: s.n.

PETKOVA, V., STOYANOV, V. & PELOVSKI, Y., 2012. TG–DTG–DTA in studying white self-compacting cement mortars. Therm Anal Calorim, p. 797–806.

PHAN, L. T., 1996. Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art. NISTIR. NISTIR National Institute of Standards and Technology.

POON, C.-S., AZHAR, S., ANSON, M. & WONG, Y.-L., 2001. Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures. Cement and Concrete Research., September, 31(9).

RODRIGUES, M. I. & IEMMA, A. F., 2009. Planejamento de experimentos e otimização de processos. 2 ed. Campinas(São Paulo): Casa do Espírito Amigo Fraternidade, Fé e Amor.

SADD, M. H., 2009. Elasticity: Theory, Applications and Numerics. 2 ed. Oxford: Elsevier Inc..

SAHMARAN, M., LACHEMI, M. & LI, V. C., 2010. Assessing Mechanical Properties and Microstructure of Fire-Damaged Engineered Cementitious Composites. ACI Materials Journal, June, pp. 297-304.

SANTOS, D. dos. & GIONGO, J. S., 2008. Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes. Cadernos de Engenharia de Estruturas, 10(46), pp. 61-90.

SCHNEIDER, U., 1988. Concrete at high temperatures — A general review. Fire Safety Journal, 7 April, p. Pages 55–68.

SILVA, V. P., 2007. Considerações Sobre as Normas Brasileiras de Estruturas em Situação de Incêndio. Revista Incêndio.

SILVA, V. P., 2012. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012. 1ª ed. São Paulo (São Paulo): Blucher.

SOUZA, L. D. P., BEZERRA, G., MEDEIROS, M. & ROCHA, G., 2015. Análise não destrutiva em estruturas de concreto armado submetidas à situação de incêndio. Bonito, IBRACON, p. 17.

TAYLOR, H. F., 1990. Cement Chemistry. London: Academic Press.

TIMOSHENKO, S. & GOODIER, J. N., 1951. Theory of Elasticity. 2 ed. London: McGraw-Hill Book Company.

TIMOSHENKO, S. P. & GERE, J. E., 1984. Mecânica dos Sólidos. 1 ed. Rio de Janeiro(Rio de Janeiro): LTC.

TORRES, I. F. R., 1999. Efeito da deformação por cortante no cálculo de edifícios de andares múltiplos com núcleos estruturais. São Carlos: Dissertação de Mestrado Acadêmico em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

XIAOA, J. & KÖNIG, G., 2004. Study on concrete at high temperature in China — an overview. Fire Safety Journal, February, 39(1), p. Pages 89–103.

YAN, X., LI, H. & WONG, Y.-L., 2007. Assessment and Repair of Fire-Damaged High-Strength Concrete: Strength and Durability. *Journal of Materials in Civil Engineering*, June, p. 8.

ZHAI, Y., DENG, Z., LIA, N. & XUA, R., 2014. Study on compressive mechanical capabilities of concrete after high temperature exposure and thermo-damage constitutive model. *Construction and Building Materials*, 15 October, p. 777–782.