

CARLOS AMADO BRITZ

**AVALIAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO COLORIDO DE
ALTA RESISTÊNCIA, SUBMETIDOS A ELEVADAS TEMPERATURAS**

**São Paulo
2011**

CARLOS AMADO BRITZ

**AVALIAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO COLORIDO DE
ALTA RESISTÊNCIA, SUBMETIDOS A ELEVADAS TEMPERATURAS**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do título de Doutor em Engenharia

**São Paulo
2011**

CARLOS AMADO BRITZ

**AVALIAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO COLORIDO DE
ALTA RESISTÊNCIA, SUBMETIDOS A ELEVADAS TEMPERATURAS**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do título de Doutor em Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Construção Civil e Urbana

Orientador: Prof. Titular
Paulo Helene

São Paulo
2011

DEDICATÓRIA

Ao meu irmão gêmeo, Alexandre Amado Britez, o ser humano mais correto, justo e bondoso que conheci na minha vida. O meu companheiro e melhor amigo.

AGRADECIMENTOS

Certamente, Deus esteve presente em muitos momentos ao longo de minha vida e posso afirmar, seguramente, que Ele me ajudou muito nessa jornada do doutoramento, principalmente durante as etapas mais complexas do estudo experimental desenvolvido. *Portanto, por toda a ajuda infalível e superação dos obstáculos, Obrigado Pai!*

Agradeço aos meus pais Carlos Nicolá Britez e Claudete Perroni Britez que se doaram para tudo, tudo mesmo, para fornecer uma das maiores oportunidades que pude ter na vida: a de estudar e de possuir uma formação. Reconheço que meus pais dedicaram as suas vidas em prol da felicidade de seus filhos e, portanto, espero do fundo do meu coração, que a realização do doutoramento sirva como parte da recompensa pelo esforço irrefutável deles. *Mooour e Britão, valeu!!! Amo vocês!*

Agradeço ao meu irmão gêmeo Alexandre Amado Britez, meu companheiro, melhor amigo, a pessoa responsável por me fazer acreditar e apostar no programa de pós-graduação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Foi ele quem me encorajou a buscar uma oportunidade na área de Engenharia de Construção Civil e Urbana (Materiais de Construção Civil). Lembro até hoje do dia que ele me ligou e me incentivou a fazer a inscrição como aluno ouvinte do programa, num momento muito complicado da minha vida. *Shan, muito obrigado, você é um exemplo!*

Agradeço à minha noiva Barbara Aparecida da Silva Spósito, que sempre esteve ao meu lado e compreendeu minha abdicação durante parte do período de desenvolvimento da tese. A Barbara sempre se doou, incentivou e contribuiu em tudo aquilo que estava ao seu alcance. Uma pessoa maravilhosa. *Babinha te amo muito! Você é merecedora de muito sucesso e felicidade!*

Agradeço muito ao meu orientador, o Prof. Dr. Paulo Helene pela confiança e, principalmente, pela oportunidade fornecida em desenvolver uma pesquisa de tal amplitude e responsabilidade. O Prof. Dr. Paulo Helene acreditou desde o começo no sucesso da pesquisa e esteve sempre ao meu lado, ajudando em tudo aquilo que foi necessário, inclusive, e muitas vezes, colocando seu nome à frente, se arriscando

e lutando com todas as forças para o alcance do objetivo final. Através de seu intermédio e incondicional dedicação, obteve-se um significativo patrocínio para a efetiva realização do programa experimental. *Professor, reconheço tudo aquilo que o senhor fez por mim. Muito Obrigado pela orientação, pela confiança e, principalmente, pela oportunidade!*

Agradeço a minha primeira orientadora, ainda no programa de mestrado, a Prof^a. Dra. Silvia Maria de Souza Selmo, que me ajudou nos primeiros passos como pesquisador e me concedeu o aval para prosseguir no programa, sob os cuidados do Prof. Dr. Paulo Helene. *Professora, muito obrigado!*

Ao meu amigo arquiteto Juan Gadea, que sempre quando precisei me atendeu prontamente. O Juan é um verdadeiro exemplo de vida e de entusiasmo. Um dos momentos mais marcantes foi quando ele se prontificou em contribuir na tradução do artigo oficial desta tese, o qual foi submetido ao *American Concrete Institute (ACI)*, em um exaustivo e meticuloso trabalho de mais de 30 horas. Um detalhe: eu nunca vi o Juan triste ou reclamando de alguma coisa. *Juan, você é um exemplo de vida, um amigo!*

Agradeço ao Eng. M.Sc. Antonio Fernando Berto e a toda equipe técnica do Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT (Carlos Roberto Metzker de Oliveira, Írio Brogni e Micarla R. Soares). Planejei com o Eng. Berto por mais de dois anos o programa experimental. Durante todo esse período sempre fui bem recebido e também muito bem atendido. O Berto sabe muito de experimentos de simulação de incêndio, tem vasto conhecimento na área de ensaios e forneceu ideias fundamentais para que o programa experimental desta tese se tornasse viável. *Berto, muito obrigado por tudo! Você sabe o quanto sua participação foi importante!*

O que dizer do Pedro Carlos Bilesky (vulgo Baretta, com todo respeito) do IPT? Faltam palavras... O Baretta sempre esteve presente em todas as etapas. Ele realizou praticamente todos os ensaios de caracterização das propriedades residuais do concreto, participou ativamente da elaboração de todo o plano experimental, colaborou com a guarda dos pilares e abraçou uma série infinita de compromissos. Esteve ativamente presente no dia do ensaio principal de simulação de incêndio. Reconheço que ele realmente abraçou de coração a pesquisa. Foi o Baretta quem

traçou o plano de ensaios em conjunto comigo e com o Prof. Dr. Paulo Helene e resolveu todos os embaraços pertinentes. O Pedro dedicou alguns anos no projeto e merece muito mais do que estes singelos agradecimentos. *Pedro, você merece toda a sorte na vida e que Deus te abençoe. Obrigadíssimo!*

Agradeço ao pessoal da Ekipe-C Serviços de Corte, Perfuração e Demolição Controlada Ltda., nas pessoas da Gabriela Batista dos Santos, do Paulo Chiari e, principalmente do Federico Del Villar. Destaco que quando nem havia pesquisa, somente o rascunho de um planejamento experimental, tomei a iniciativa de conversar com o pessoal da Ekipe-C para apresentar nossas intenções, imediatamente, o Federico, o Paulo e a Gabriela apoiaram a ideia em nome da Ekipe-C, e criaram uma broca especial para perfuração do concreto e introdução dos termopares. Posteriormente também realizaram o corte especial na base do pilar de concreto de alta resistência. Um detalhe: a Ekipe-C fez tudo isso por conta própria e nunca pediu nada em troca. *Federico, Paulo e Gabriela, o gesto de vocês foi sublime. Agradeço do fundo do meu coração essa atitude. Realmente, esse foi o primeiro passo para que todo o estudo experimental se concretizasse. Vocês sabem muito bem disso. Muito Obrigado!*

Agradeço ao meu amigo Dr. Marcelo Araújo da Silva, em nome da RM Soluções Engenharia, pela confiança e apoio irrestrito durante todo o estudo experimental. O Marcelo abriu as portas de sua serralheria para execução das peças utilizadas no programa experimental, inclusive doando toda a matéria prima, colaborou na realização dos cálculos necessários para içamento e manuseio do pilar protótipo e ainda participou ativamente com opiniões relevantes para a realização do ensaio. O Marcelo foi meu professor na graduação e foi quem me recomendou o programa de pós-graduação da Universidade de São Paulo. O Marcelo lutou pelo meu primeiro ingresso na USP (na área de cálculo), através de incentivos, aulas particulares, cartas de recomendação, entre outros gestos de suma importância. *Marcelo, muito obrigado pela oportunidade. Reconheço tudo que você contribuiu na minha vida e espero que a realização desta tese seja parte compensadora por todo o seu esforço, pois me dediquei ao máximo para fazer jus ao mérito do seu investimento e confiança. Muito Obrigado!*

Agradeço ao meu amigo Dr. Alex Alves Bandeira que, também, não mediu esforços para o meu primeiro ingresso no programa de pós-graduação da USP (na área de cálculo), através de incentivos, aulas particulares, cartas de recomendação, entre outros gestos de suma importância. *Alex, muito obrigado por tudo. Reconheço tudo que você contribuiu na minha vida e espero que a realização desta tese seja parte compensadora por todo o seu esforço, pois me dediquei ao máximo para fazer jus ao mérito do seu investimento e confiança. Muito Obrigado!*

Agradeço à Prof^ª. Dra. Lilza Mara Boschesi Mazuqui, bem como ao Prof. Dr. Salomon Mony Levy, pelos incentivos em realizar uma pós-graduação no programa da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, quando fui aluno da primeira turma do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Nove de Julho, atual UNINOVE. *Professores, muito obrigado!*

Agradeço profundamente a todos os patrocinadores. Esta pesquisa somente se tornou possível graças ao apoio de um elenco de patrocinadores que acreditaram no projeto e investiram recursos substanciais necessários para realização de todo o estudo experimental, principalmente, relacionado ao ensaio principal de simulação de incêndio e aos ensaios residuais. Agradeço especialmente ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) pelo apoio nos ensaios de simulação de incêndio e principalmente nos ensaios do concreto e aço; às Associações e institutos nacionais ABCP (Associação Brasileira de Cimento *Portland*), ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural), ABESC (Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem) e IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas) pelo apoio profissional e financeiro; bem como às Empresas BASF S. A., ENGEMIX S. A., TECNUM Construtora, GRACE Brasil Ltda., FRANÇA & ASSOCIADOS Engenharia S/C Ltda. e PhD Engenharia Ltda., pelo fornecimento de materiais, equipamentos especiais, mão de obra e suporte financeiro para o desenvolvimento e a realização de todo o programa experimental. *Pessoal, muito obrigado!*

Agradeço ao meu grande amigo Eng. José Eduardo Granato da empresa Viapol Ltda., pelo fornecimento sem custo de materiais especiais que foram utilizados no programa experimental, os quais não estavam previstos no planejamento inicial. O Granato nunca hesitou em colaborar, sempre apoiou e se interessou pelo

andamento da pesquisa. Um grande amigo. *Granato, muito obrigado! A sua ajuda foi fundamental e na hora certa!*

Agradeço as minhas queridas estagiárias (hoje já arquitetas formadas) Luciane Kawabata e Cássia Batista Guerra pela contribuição na elaboração dos desenhos preliminares, na discussão do texto, nas opiniões e detalhes gerais de configuração. *Meninas, adoro vocês e desejo muito sucesso na trajetória profissional e pessoal!*

Agradeço a engenheira Juliana da Silva Antunes pela colaboração durante a elaboração deste trabalho, inclusive visitando comigo a cidade de São Carlos, interior de São Paulo, para encontro com o ilustre pesquisador Venkatesh Kodur, contribuindo na tradução simultânea durante as discussões técnicas. Também, em maio de 2010, contribuiu ativamente nos bastidores do evento de qualificação do doutorado. *Juliana, muito obrigado! Você é muito competente!*

Agradeço muito a minha amiga arquiteta Fabíola Margoth Zambrano Figueroa pela elaboração da arte final da tese e na elaboração dos desenhos autoexplicativos do estudo experimental. *Fabíola, agradeço a dedicação e o excelente trabalho desenvolvido!*

Agradeço à equipe da PhD Engenharia pela contribuição na pesquisa; à gerente administrativa Sra. Anna Candida do Lago Helene por sempre ter comparecido nos eventos relacionados ao programa de doutorado e sempre ter lido os textos elaborados, incentivando e apontando melhorias; ao engenheiro Douglas de Andreza Couto pelas simulações computacionais e orientações pertinentes de cálculo e dimensionamento estrutural; às minhas secretárias Maria de Fátima Simão da Silva, Jaqueline Yumi Ono, Alinne Paulo dos Santos e especialmente Mayrá Holl Loughney, pelo suporte durante a elaboração do texto, contribuição no levantamento, organização e separação dos artigos técnicos, realização de cópias, emissão de mensagens para instituições e, ao mais importante, por acreditarem profundamente no projeto; ao operário Antonio Reginaldo Bezerra Amâncio pelos serviços prestados pertinentes aos preparativos necessários para o ensaio de simulação de incêndio e, em especial, agradeço muito ao encarregado de obra Eduardo Santos Florêncio, que sempre esteve ao meu lado desde o começo, participando de tudo, exatamente de tudo. Ele trabalhou ativamente na execução

dos aparatos para realização dos ensaios, preparou as amostras, enfim, fez muita coisa pela pesquisa. O Eduardo entrou com o coração. Gesto formidável. *Pessoal da PhD, muito obrigado por tudo!*

Agradeço a equipe da ABCP, principalmente ao Eng. Hugo C. Rodrigues Filho que acreditou na pesquisa e foi um dos primeiros a apoiar o projeto, liderando o grupo de patrocinadores. Em especial, agradeço ao coordenador e chefe dos laboratórios da ABCP, geólogo Arnaldo Battagin, e ao geólogo Marcelo Pecchio pelos ensaios residuais realizados, referentes às caracterizações mineralógicas e às análises térmicas. Com particular atenção ao geólogo Marcelo Pecchio que despendeu muito tempo ajudando, sanando minhas dúvidas, interpretando e discutindo os resultados dos ensaios. Um profissional muito competente e solícito que participou bastante na fase final do projeto. *Pessoal da ABCP, muito obrigado!*

Agradeço ao pesquisador físico Marcelo de Mello Aquilino do Laboratório de Segurança Ambiental e Sustentabilidade dos Edifícios do IPT, que aceitou o desafio de realizar, em condição de ineditismo, os ensaios de caracterização das propriedades térmicas do concreto de alta resistência. Um profissional muito capacitado e qualificado nessa área. *Marcelo, um grande abraço e sucesso!*

Agradeço ao pesquisador Dr. João Batista Ferreira Neto do Laboratório de Metalurgia e Materiais Cerâmicos do IPT que despendeu seu tempo para me atender e sanar dúvidas fundamentais na área de redução do óxido de ferro, indicando bibliografias e orientando a redação técnica pertinente. *João Batista, muito obrigado!*

Agradeço à Prof.^a Dra. Maria Alba Cincotto, ao Prof. Dr. Claudio Sbrighi Neto e ao Prof. Dr. Selmo Chapira Kuperman pelas dúvidas cruciais sanadas, pelas dicas, pelas orientações, enfim, pelas horas despendidas me ajudando a compreender ainda mais os fenômenos envolvidos no programa experimental. Professores competentíssimos. *Professores, muito obrigado!*

Agradeço aos professores da banca examinadora de qualificação de mestrado e de doutorado, a Prof.^a Dra. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho e o Prof. Dr. Ricardo Leopoldo e Silva França pela confiança, pelas orientações e dicas

fundamentais, das quais muitas foram incorporadas no texto final desta tese. *Professores, muitíssimo obrigado!*

Agradeço à Dra. Carla Neves Costa, atualmente uma excelente pesquisadora na área de concreto em situação de incêndio. Muito competente e sempre disponível para trocar informações e orientar naquilo que foi necessário. Uma grande amiga e colaboradora durante o desenvolvimento desta tese. *Carla, muito obrigado!*

Agradeço às bibliotecárias Vilma André e Sara Lorenzon Ferreira que contribuíram na elaboração das referências bibliográficas desta tese, inclusive no levantamento e aquisição dos artigos internacionais, participando ativamente. Agradeço especialmente à Vilma, que trabalhou muitos finais de semana para cumprir com os objetivos. Ela entrou de coração na pesquisa. Uma verdadeira amiga. *Vilminha e Sara, muito obrigado!*

Agradeço ao pessoal da empresa LANXESS Indústria de Produtos Químicos e Plástico Ltda., em especial, às profissionais Tânia Regina Moreno e Giselle Martins, que quando tomaram conhecimento da pesquisa, abriram as portas da fábrica de pigmentos Lanxess, em Porto Feliz, para apresentar todo o processo de fabricação e prover informações técnicas relevantes. Uma grande visita, um grande dia. *Tânia e Giselle, muito obrigado!*

Agradeço às competentes secretárias de departamento do programa de pós-graduação, Fátima Regina Gonçalves Sanches Domingues e Wandréa Dantas, pelo suporte nas partes burocráticas do programa e pela orientação e agilidade nas informações gerais prestadas. *Wandréa e Fátima, muito obrigado!*

Agradeço ao meu amigo de longa data Reginaldo Mariano da Silva, responsável pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, pelas dúvidas essenciais sanadas sobre ensaios e programas experimentais em geral. As portas da sala do Reginaldo sempre estiveram abertas para me receber. *Reginaldo, muito obrigado!*

Finalmente, agradeço ao ilustre pesquisador Dr. Venkatesh Kodur, que em passagem pelo Brasil em março de 2010, conheceu a pesquisa e trocou valiosas informações com este pesquisador, inclusive conhecendo de perto a pesquisa e vistoriando o pilar protótipo logo após a simulação de incêndio nas dependências do IPT. *Kodur, data memorável, muito obrigado pelas dicas!*

“Eu plantei, Apolo regou, porém foi Deus que proveu o crescimento.”

(1 Coríntios 3:6)

(ninguém faz nada sozinho...)

BRITZ, Carlos Amado. **Avaliação de Pilares de Concreto Armado Colorido de Alta Resistência, Submetidos a Elevadas Temperaturas**. São Paulo, 2011. 252p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

RESUMO

Apesar da quantidade de variáveis envolvidas, ainda persiste uma dúvida na comunidade acadêmica sobre o comportamento do concreto de alta resistência em situação de incêndio, considerando-o como mais ou menos suscetível à ocorrência do fenômeno de deslocamento (*spalling*) tipo explosivo. Em parte, essa dúvida decorre do fato de que, muitas vezes, os programas experimentais são conduzidos em amostras envolvendo corpos-de-prova padronizados, cilíndricos ou cúbicos, que não levam em consideração a influência de parâmetros relacionados com as dimensões dos elementos estruturais nem com a taxa e configuração das armaduras. Outros aspectos relevantes, como o tipo de agregado utilizado na mistura de concreto, bem como a idade e umidade interna do elemento ensaiado, dificilmente são abordados nas pesquisas e, muitas vezes, simplesmente são omitidos, o que dificulta a visão ampla e real do comportamento térmico do concreto de alta resistência. Esta pesquisa apresenta um programa experimental pioneiro realizado no Brasil em um pilar de concreto de alta resistência, armado, colorido, com idade de oito anos, $f_{c,8anos}$ de 140MPa, agregado graúdo basáltico, agregado miúdo quartzoso, seção transversal de 70cm x 70cm, 200cm de altura, ensaiado sem carregamento e com exposição de três faces pelo período de 180 minutos (3h), sob as temperaturas da curva-padrão de incêndio ISO 834. O pilar protótipo ensaiado é réplica dos pilares reais do edifício e-Tower, construído em 2002, na cidade de São Paulo, Brasil. Os resultados obtidos demonstraram que, neste caso, o concreto colorido de alta resistência comportou-se de forma íntegra frente ao fogo e que a utilização de pigmento à base de óxido de ferro, pode atuar também como um excelente termômetro natural, auxiliando na avaliação da condição da estrutura pós-incêndio.

Palavras-chave: *concreto de alta resistência, resistência ao fogo, concreto colorido, pilar em situação de incêndio, pigmento de óxido de ferro.*

BRITTEZ, Carlos Amado. **Evaluation of Reinforced HSCC Columns at High Temperature**. São Paulo, 2011. 252p. Doctoral Thesis – Polytechnic School of the University of São Paulo. Civil Construction Engineering Department.

ABSTRACT

In spite of the several factors that influence the behavior of concrete columns under fire conditions, there is a belief among the research community, that the high-strength concrete is more susceptible to explosive spalling than normal-strength concrete. This doubt, in part, is attributed to the small unreinforced concrete samples (specimens) used in experimental programs, to evaluate the fire resistance of structural concrete. On the other hand, relevant aspects as the coarse aggregate type used in the concrete mixture, as well as the age and content moisture (relative humidity) are not considered in the researches and sometimes simply omitted. This research presents a pioneer experimental program, carried out in Brazil on a high strength colored reinforced concrete column (HSCC) with 200cm high, eight years-old, $f_{c,8years}$ of 140MPa, basalt coarse aggregate, cross section of 700mm x 700mm, tested under no load and with three faces exposed to a standard fire curve ISO 834 for a period of 180min (3h). The column prototype is a replica of the actual columns of the e-Tower Building, constructed in 2002 in São Paulo city, Brazil. The results demonstrated concrete column integrity under experimental fire and that the iron oxide pigments can work as an excellent natural thermometer, contributing in the evaluation of the structure post-fire.

Keywords: *high-strength concrete, fire resistance, colored concrete, column in fire, iron oxide pigment.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Viaduto de <i>Millau</i> , durante a construção (VIADUC DE MILLAU, 2010)....	28
Figura 2 – Cristo Redentor, situado no morro do Corcovado, no Rio de Janeiro, Brasil: 80 anos após sua inauguração (VIVABRAZIL, 2011).	29
Figura 3 – Tetraedro do fogo (adaptado de Seito et al., 2008).....	47
Figura 4 – Estágios principais de um incêndio real (Costa, 2008).....	49
Figura 5 – Temperaturas em profundidades de até 250mm em uma parede de concreto de alta resistência (Ongah; Mendis e Sanjayan, 2002).	62
Figura 6 – Distribuição de temperatura em função da distância da superfície exposta ao fogo, calculada através de modelo numérico (Ongah; Mendis e Sanjayan, 2002).	63
Figura 7 – Distribuições de temperatura em função do tempo em $\frac{1}{4}$ de pilar, de acordo com a curva ISO 834 em pilar de concreto com seção transversal quadrada de 300mm x 300mm com as quatro faces expostas ao fogo (CEB- <i>fib</i> n° 208, 1991).	64
Figura 8 – Exemplo de <i>spalling</i> explosivo ocorrido em pilar de concreto de alta resistência $f_{ck} = 83\text{MPa}$ (Kodur, 2005).....	67
Figura 9 – Pressão interna em diferentes profundidades, ao longo do tempo, em um concreto de alta resistência, sem introdução de fibras de polipropileno (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).	69
Figura 10 – Pressão equivalente dos dois tipos de concreto (CN: normal e CAR: alta resistência), com introdução de fibras de polipropileno no concreto de alta resistência (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).	70
Figura 11 – Processo físico-químico do concreto em situação de incêndio (adaptado de THE CONCRETE CENTRE, 2004).	74
Figura 12 – Efeito da temperatura na difusividade térmica do concreto de massa específica normal, excluindo os efeitos de calor latente. Nota: sílica com dois experimentos distintos (<i>fib</i> Bulletin n°38 (2007)).	76
Figura 13 – Comportamento de diferentes tipos de agregados durante o aquecimento (adaptado de <i>fib</i> Bulletin n°38, 2007).	77
Figura 14 – Efeito da temperatura na condutividade térmica do concreto inicialmente saturado (<i>fib</i> Bulletin n°38, 2007).	79
Figura 15 – Efeito da temperatura no calor específico do concreto, excluindo os efeitos de calor latente (<i>fib</i> Bulletin n°38, 2007).	81
Figura 16 – Massa específica de concretos com quatro diferentes agregados em função da temperatura. Nota: agregados de origem calcária de dois experimentos distintos (<i>fib</i> Bulletin n°38, 2007).	82
Figura 17 – Fator de redução da resistência característica à compressão do concreto em altas temperaturas, de diversas normas (Costa, 2008).	84
Figura 18 – Fator de redução da resistência convencional ao escoamento do aço em função da temperatura, de diversas normas (Costa, 2008).	86
Figura 19 – Curvas de incêndio-padrão para três cenários (THE CONCRETE CENTRE, 2004).	89

Figura 20 – Curvas de incêndio-padrão (adaptado de Phan, 1996).....	90
Figura 21 – Comparação entre o tempo de falha real observado no ensaio e o tempo prescrito nos códigos de prática, em pilares de seção transversal quadrada com 254mm x 254mm (BRE, 2004).....	94
Figura 22 – Condições de <i>spalling</i> observadas nos experimentos de Miyamoto et al. (1992) e Nishigaki et al. (1997), em pilares de seção quadrada de concreto de alta resistência (Michikoshi, 2008).	98
Figura 23 – Edifício Trianon em Frankfurt, na Alemanha, onde foi utilizado concreto de alta resistência em três pilares (Hegger, 1996).	101
Figura 24 – Detalhe das amostras de concreto de alta resistência e do esquema do experimento (Hegger, 1996).....	102
Figura 25 – Redução da taxa de aço do elemento estrutural em função do uso de concreto de alta resistência (para a mesma geometria e carregamento original de projeto) (Hegger, 1996).	103
Figura 26 – Redução da área seção transversal do elemento e respectivo aumento da área rentável da edificação em função do uso de concreto de alta resistência. (Hegger, 1996).	104
Figura 27 – Configuração da armadura da seção transversal convencional (estribos) de um pilar de concreto de alta resistência (a) e configuração modificada para melhor (b). (Kodur, 2005).	106
Figura 28 – Resultados obtidos após o ensaio em elevadas temperaturas, sendo (a) configuração convencional da armadura de pilares de alta resistência e (b) a configuração modificada para melhor (Kodur, 2005).....	106
Figura 29 – Detalhes das dimensões das amostras, da espessura de cobrimento e da localização dos termopares (Ali; O'Connor e Abu-Tair, 2001).	109
Figura 30 – Detalhe das curvas de aquecimento simuladas nos experimentos (taxa alta e taxa baixa) (Ali; O'Connor e Abu-Tair, 2001).	110
Figura 31 – Efeito da intensidade de carregamento e da taxa de aquecimento no grau de <i>spalling</i> (Ali; O'Connor e Abu-Tair, 2001).	111
Figura 32 – Seção transversal padrão dos pilares armados de concreto com diferentes relações a/c e idades (Morita et al., 2002).	115
Figura 33 – Pilares de concreto armado após o experimento de simulação de incêndio (180 minutos): efeito da relação água/cimento e da idade, na ocorrência do fenômeno de <i>spalling</i> , seção transversal quadrada de lado 70cm (Morita et al., 2002).	116
Figura 34 – Seções transversais padronizadas das amostras de concreto: variação na presença de fibras de polipropileno para avaliação do efeito de <i>spalling</i> (Morita et al., 2002).	117
Figura 35 – Pilares de concreto armado após o experimento de simulação de incêndio (180 minutos): efeito da espessura de cobrimento, taxa de aço e presença de fibras na ocorrência do fenômeno de <i>spalling</i> , para uma mesma relação água/cimento (a/c = 0,243) (Morita et al., 2002).....	117
Figura 36 – Perspectiva da estrutura de concreto armado protótipo concebida para o experimento de simulação de incêndio em <i>Cardington</i> (Chana e Price, 2003).	119

Figura 37 – Planta da estrutura de concreto armado protótipo indicando a área submetida à simulação de incêndio. A simulação ocorreu somente no pavimento térreo (Chana e Price, 2003).	120
Figura 38 – Compartimento precedente à simulação de incêndio, com os estrados de madeira posicionados. Observar quatro pilares “extras” protegidos por revestimento refratário (segurança da estrutura) e um pilar central de 103MPa, além de pilares periféricos, expostos ao fogo (Chana e Price, 2003).	121
Figura 39 – Detalhe da extensão e da severidade da ocorrência de <i>spalling</i> nas lajes após a simulação de incêndio. No destaque, observar as condições de integridade do pilar de concreto de alta resistência (Chana e Price, 2003).	122
Figura 40 – Detalhes do pilar de concreto de alta resistência após a simulação de incêndio (Chana e Price, 2003).	123
Figura 41 – Detalhes da seção transversal dos pilares armados ensaiados com indicação da posição dos termopares para monitoração da temperatura no interior do elemento (Park et al., 2007).	125
Figura 42 – Condições do pilar de pequena dimensão 50-305c após o experimento de simulação de incêndio (Park et al., 2007, original em preto e branco).	127
Figura 43 – Condições do pilar 120-305 após o experimento de simulação de incêndio (Park et al., 2007, original em preto e branco).	128
Figura 44 – Condições excepcionais do pilar de grandes dimensões 120-500 após o experimento de simulação de incêndio por 4h (Park et al., 2007, original em preto e branco).	129
Figura 45 – Relação temperatura-tempo em função do espaçamento dos estribos nas amostras 50-305 e formação típica de fissuração que tende a ocorrer durante a simulação de incêndio (mais evidente quanto maior o espaçamento entre os estribos) (Park et al., 2007).	130
Figura 46 – Distribuição de temperatura no interior dos pilares armados de concreto com $f_{ck} = 120\text{MPa}$ (Park et al., 2007).	131
Figura 47 – Detalhes da seção transversal dos pilares armados, com indicação da posição dos termopares para monitoração da temperatura no interior do elemento (Park e Lee, 2008).	134
Figura 48 – Condições do pilar com espessura de cobertura de 40mm após o experimento de simulação de incêndio (Park e Lee, 2008).	135
Figura 49 – Condições do pilar com espessura de cobertura de 70mm após o experimento de simulação de incêndio (adaptado de Park e Lee, 2008).	135
Figura 50 – Distribuição de temperatura no interior dos pilares de concreto com $f_{ck} = 150\text{MPa}$ e diferentes espessuras de cobertura em função do tempo (Park e Lee, 2008).	137
Figura 51 – Deformações axiais das amostras experimentadas em função do tempo para as duas espessuras de cobertura: 40mm e 70mm (Park e Lee, 2008).	137
Figura 52 – Vista aérea do edifício e-Tower (acervo do Prof. Dr. Paulo Helene).	140
Figura 53 – Concepção de projeto envolvendo concreto de alta resistência (modificado, projeto final) ao invés de concreto normal (existente, projeto inicial): redução da seção transversal dos pilares (acervo do Prof. Paulo Helene).	142

Figura 54 – Pilares de concreto armado colorido de alta resistência do edifício e-Tower em fase de construção e concluídos (acervo do Prof. Paulo Helene).	143
Figura 55 – Réplica do pilar protótipo de concreto colorido de alta resistência do edifício e-Tower, construída no pátio do Laboratório de Materiais de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.	144
Figura 56 – Aspecto do concreto colorido de alta resistência, sendo descarregado e ensaiado no canteiro da obra do edifício e-Tower, em 2002 (acervo do Prof. Paulo Helene).	146
Figura 57 – Atividades relacionadas ao lançamento do concreto colorido de alta resistência, com uso de caçambas usuais, na obra do edifício e-Tower, em 2002 (acervo do Prof. Paulo Helene).	147
Figura 58 – Detalhe da extração dos testemunhos na parte inferior (base) do pilar protótipo (região pertencente à futura parte remanescente).	149
Figura 59 – Detalhe de um dos testemunhos extraídos.	149
Figura 60 – Detalhe de um dos testemunhos extraídos (idade de oito anos).	150
Figura 61 – Detalhe dos testemunhos extraídos já preparados para posterior exame de ultrassom.	150
Figura 62 – Exame de ultrassom nos testemunhos extraídos.	151
Figura 63 – Procedimento de ruptura do testemunho cilíndrico. Observa-se que o testemunho está protegido em virtude do risco de ruptura tipo explosiva.	151
Figura 64 – Detalhe da carga requerida para ruptura de um dos testemunhos (110,5 toneladas), correspondente a 140MPa para as dimensões dos testemunhos extraídos (cilíndricos 10cm x 20cm).	152
Figura 65 – Detalhe de um dos testemunhos já rompido.	152
Figura 66 – Equipamento <i>Thermal Diffusivity System</i> modelo <i>FlashLine™ 3000</i> . ..	153
Figura 67 – Pastilhas de concreto produzidas para determinação das propriedades térmicas.	154
Figura 68 – Difusividade térmica de diferentes tipos de agregados (Furnas, 1997).	156
Figura 69 – Detalhe da seção transversal e armadura do pilar protótipo ensaiado.	158
Figura 70 – Indicação das dezesseis perfurações para posterior instalação dos dezesseis termopares no pilar protótipo de concreto de alta resistência.	160
Figura 71 – Indicação das profundidades das perfurações nas quatro linhas (A, B, C e D) para posterior instalação dos termopares.	161
Figura 72 – Indicação dos valores absolutos das profundidades em cada perfuração nas quatro linhas (A, B, C e D) para posterior instalação dos termopares.	162
Figura 73 – Detalhe da perfuração executada em duas etapas para instalação dos termopares no interior do pilar de concreto.	163
Figura 74 – Detalhe da ponta da broca especial (redução de \varnothing 12,5mm para \varnothing 4mm) utilizada no procedimento de perfuração para instalação dos termopares.	163
Figura 75 – Detalhe dos termopares instalados na câmara do forno para monitoração da curva-padrão ISO 834, revestidos com manta de fibra cerâmica.	164
Figura 76 – Detalhe da câmara do forno utilizado no programa experimental desenvolvido no Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT.	165

Figura 77 – Detalhe dos ganchos de aço ancorados quimicamente para posterior içamento do pilar, com massa estimada de 2,5t.	166
Figura 78 – Indicação do corte na região da base do pilar protótipo, com o intuito de propiciar uma amostra com altura útil de 200cm e uma parte remanescente para recaracterização e comparações futuras.	167
Figura 79 – Procedimento de corte mecanizado com uso de fio diamantado do pilar protótipo no pátio do Laboratório de Concreto da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.....	168
Figura 80 – Procedimento de içamento do pilar protótipo (já cortado na altura de 200cm).	168
Figura 81 – Pilar protótipo (já cortado) disposto sobre o veículo de transporte.	169
Figura 82 – Detalhe da parte remanescente do pilar protótipo no pátio do Laboratório de Concreto do Prédio de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.....	169
Figura 83 – Procedimento de fixação dos termopares com uso de graute de alta resistência no pilar horizontalizado.	170
Figura 84 – Ilustração do forno do Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT onde foi realizado o experimento.	172
Figura 85 – Desenho esquemático da localização do pilar protótipo na câmara do forno.	172
Figura 86 – Desenho esquemático da execução da alvenaria e do posicionamento da gaiola de proteção.....	173
Figura 87 – Desenho esquemático do experimento (em perspectiva).	173
Figura 88 – Desenho esquemático do experimento (em corte).....	174
Figura 89 – Detalhe da execução da alvenaria e da gaiola em tela de aço galvanizado.	174
Figura 90 – Detalhe do posicionamento da gaiola em tela de aço galvanizado.....	175
Figura 91 – Detalhe da execução da alvenaria com grauteamento na parte vinculada à tela de aço e à amostra.....	175
Figura 92 – Detalhe do preenchimento com areia no interior dos blocos que não foram grauteados.	175
Figura 93 – Detalhe da alvenaria e das janelas de inspeção.	176
Figura 94 – Detalhe da alvenaria concluída (parte externa).....	176
Figura 95 – Detalhe da instalação da manta em fibra cerâmica na parte interna da alvenaria.....	176
Figura 96 – Detalhe da colocação do pilar na câmara do forno, através da alvenaria previamente construída.....	177
Figura 97 – Detalhe da fixação do pilar na alvenaria, através de chapas metálicas parafusadas.....	177
Figura 98 – Esquema final para o experimento de simulação de incêndio e detalhe dos dezesseis termopares instalados através da face externa da amostra.	177
Figura 99 – Detalhe do isolamento das extremidades do pilar com manta de fibra cerâmica.....	178

Figura 100 – Desenho mostrando o esquema do experimento, bem como as faces expostas ao fogo.	178
Figura 101 – Pilar protótipo durante o experimento laboratorial de simulação de incêndio.	179
Figura 102 – Visão geral do pilar protótipo, posterior ao experimento de simulação de incêndio (instante de remoção da câmara do forno).	180
Figura 103 – Visão geral do pilar posterior ao evento de simulação de incêndio (detalhe das faces).	181
Figura 104 – Detalhe típico da seção transversal preservada (aproximadamente 95% da original) após o experimento.	182
Figura 105 – Detalhe das arestas intactas, posterior ao evento de simulação de incêndio.	183
Figura 106 – Detalhes da pouca exposição da armadura nas faces do pilar, posterior ao evento de simulação de incêndio.	184
Figura 107 – Temperaturas no interior do forno (acompanharam a curva padrão ISO 834, desenhada em azul) e nos dezesseis termopares instalados no interior do pilar (durante os 180 minutos de ensaio).	185
Figura 108 – Registro das temperaturas no interior do pilar (seção transversal) no instante de 180min (3h).	185
Figura 109 – Detalhe da diferença de coloração do pilar protótipo após o experimento de simulação de incêndio, podendo-se observar a coloração original (vermelha) conservada pela proteção térmica oferecida pelo engastamento do pilar na parede de fechamento.	187
Figura 110 – Detalhe da alteração de cor promovida pela reação química de redução do óxido de ferro (Fe_2O_3) nos primeiros 55milímetros de profundidade do pilar (região do centro da face exposta ao fogo do elemento).	188
Figura 111 – Detalhe da alteração de cor promovida pela reação química de redução do óxido de ferro (Fe_2O_3) nos primeiros milímetros de exposição do pilar (amostra extraída na região do centro da face exposta ao fogo do elemento).	189
Figura 112 – Detalhe da alteração de cor na profundidade das arestas: não tão evidente como no centro das faces.	190
Figura 113 – Sumário de cores: (a) situação real e (b) situação hipotética.	190
Figura 114 – Procedimento de extração dos testemunhos na extremidade do pilar e detalhe do testemunho sendo extraído (com \varnothing 75mm).	195
Figura 115 – Detalhe de algumas perfurações realizadas na extremidade do pilar e detalhe de um testemunho extraído (com \varnothing 75mm) para posterior ensaio ultrassom e de ruptura à compressão.	195
Figura 116 – Detalhe da perfuração realizada a 50mm de uma das faces do pilar exposta ao fogo: na proximidade da fronteira com a parte escura no interior do pilar (vide Fig. 110).	196
Figura 117 – Amostras de aço extraídas do pilar protótipo posterior à simulação de incêndio.	198
Figura 118 – Detalhe da extração das amostras de aço longitudinal (na região da aresta que foi submetida as mais elevadas temperaturas).	198

Figura 119 – Detalhe da extração das amostras de aço transversal (região da face) e das amostras de aço longitudinal e transversal extraídas de regiões submetidas a temperaturas elevadas.	199
Figura 120 – Detalhe das amostras extraídas para ensaios de caracterização mineralógica e de análises térmicas.	204
Figura 121 – Amostras de concreto extraídas do pilar protótipo posterior ao ensaio de simulação de incêndio.	205
Figura 122 – Difratoograma da Amostra 01: Remanescente USP – cor vermelha original (sem exposição ao fogo).	206
Figura 123 – Difratoograma da Amostra 02: Centro da face - região de transição vermelha (com exposição ao fogo).	207
Figura 124 – Difratoograma da Amostra 03: Centro da face - região de transição negra (com exposição ao fogo).	207
Figura 125 – Difratoograma na Amostra 04: Aresta intacta – região alaranjada (com exposição ao fogo).	208
Figura 126 – Difratoograma da Amostra 05: Película superficial – região alaranjada (com exposição ao fogo).	208
Figura 127 – Termograma da Amostra 01: Remanescente USP – cor vermelha original (sem exposição ao fogo).	212
Figura 128 – Termograma da Amostra 02: Centro da face - região de transição vermelha (com exposição ao fogo).	212
Figura 129 – Termograma da Amostra 03: Centro da face - região de transição negra (com exposição ao fogo).	213
Figura 130 – Termograma da Amostra 04: Aresta intacta – região alaranjada (com exposição ao fogo).	213
Figura 131 – Termograma da Amostra 05: Película superficial – região alaranjada (com exposição ao fogo).	214
Figura 132 – Testemunhos cilíndricos não armados com 10cm x 20cm parcialmente destruídos após exposição ao fogo, ensaiados em conjunto com o pilar protótipo, sob às mesmas condições de simulação de incêndio.	218
Figura 133 – Resistências mecânicas residuais à compressão do concreto, posterior ao ensaio de simulação de incêndio.	224
Figura 134 – Redução da seção transversal em função da resistência mecânica residual à compressão aferida posterior ao ensaio de simulação de incêndio (situação real).	226
Figura 135 – Redução da seção transversal em função da resistência mecânica residual à compressão aferida posterior ao ensaio de simulação de incêndio (situação hipotética).	226
Figura 136 – Resistências mecânicas residuais à tração do aço, posterior a simulação de incêndio.	228
Figura 137 – Perdas de massa constatadas nas análises térmicas residuais e teores de portlandita identificados, posterior ao ensaio de simulação de incêndio.	230

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Vida Útil em estruturas de concreto (BS 8500:2006).....	27
Tabela 2. Classificação do Concreto (Farny; Panarese, 2004).	54
Tabela 3. Diferentes categorias de <i>spalling</i> e seus respectivos agentes influenciadores (<i>fib</i> Bulletin nº38 (2007)).....	66
Tabela 4. Resumo dos resultados dos experimentos (Phan, 2002).	71
Tabela 5. Condutividade térmica em temperatura ambiente (<i>fib</i> Bulletin nº38, 2007).	78
Tabela 6. Dados de temperatura-tempo referentes à curva de incêndio-padrão ISO 834 (Phan, 1996).....	91
Tabela 7. Redução da resistência do concreto em elevada temperatura (Eurocode 2:2004).	96
Tabela 8. Resumo dos resultados obtidos nos experimentos realizados nas amostras de concreto normal e concreto de alta resistência (Ali, 2002).	113
Tabela 9. Dados dos pilares de concreto ensaiados (Park et al., 2007).	125
Tabela 10. Dosagens dos concretos empregados nos pilares armados (Park et al., 2007).	126
Tabela 11. Distribuição de temperatura na seção transversal dos pilares armados de concreto com $f_{ck} = 120\text{MPa}$ (Park et al., 2007).	131
Tabela 12. Dados dos pilares de concreto armado (Park e Lee, 2008).	133
Tabela 13. Dosagem dos concretos empregados nos pilares de concreto armado (Park e Lee, 2008).....	134
Tabela 14. Dosagem do concreto colorido de alta resistência	146
Tabela 15 Propriedades do concreto colorido de alta resistência: original (28 dias) e recaracterizado (8 anos).	148
Tabela 16 Propriedades térmicas obtidas de acordo com o método adaptado da ASTM E1461-07.....	154
Tabela 17 Registro das temperaturas dos dezesseis termopares instalados no interior do pilar e dos termopares instalados na câmara do forno durante o ensaio de simulação de incêndio (reproduzido de IPT, 2010).	186
Tabela 18. Resultados obtidos nos exames de ultrassom e nos ensaios de resistência à compressão.....	196
Tabela 19. Resultados obtidos nos ensaios realizados nas amostras de aço (armadura do pilar) comparados com a amostra de referência.....	199
Tabela 20. Resultados obtidos nos ensaios realizados nas amostras de aço (armadura do pilar) comparados com a ABNT NBR 7480:2007.....	200
Tabela 21. Compostos cristalizados identificados nas amostras	209
Tabela 22. Caracterização por análises termodiferencial e termogravimétrica	214
Tabela 23. Resultados termogravimétricos	215

SUMÁRIO

1. Introdução	27
1.1 Justificativas	33
1.2 Objetivos.....	37
1.3 Originalidades da pesquisa.....	37
1.4 Metodologia da pesquisa	41
1.5 Conteúdo da tese	43
2. Conceituação básica	46
2.1 O fogo	46
2.2 O incêndio.....	48
2.3 Transferência de calor	52
2.4 Concreto normal e concreto de alta resistência	54
2.5 Concreto de alta resistência ou concreto de alto desempenho?	55
3. Concreto armado de alta resistência submetido a elevadas temperaturas	57
3.1 Conceito de transferência de calor aplicada ao concreto	57
3.1.1 Fluxo de calor	58
3.1.2 Distribuição de temperatura no interior do elemento de concreto.....	60
3.2 Aspectos físicos e físico-químicos	65
3.2.1 Desplacamento do concreto de alta resistência (<i>spalling</i>)	65
3.2.2 Aspectos físico-químicos	72
3.3 Propriedades térmicas do concreto	74
3.3.1 Difusividade térmica.....	75
3.3.2 Condutividade térmica	78
3.3.3 Calor específico	80
3.3.4 Massa específica	82
3.4 Propriedades mecânicas do concreto	83
3.5 Propriedades mecânicas do aço	85
4. Métodos de ensaio e normalização	87
4.1 Métodos de ensaio	87
4.1.1 Curvas padronizadas de simulação de incêndio.....	89
4.2 Normalização.....	91

5. Estado da arte.....	97
6. Estudo experimental.....	139
6.1 Contexto.....	139
6.2 Detalhes do estudo experimental de simulação de incêndio.....	144
6.2.1 Condições do pilar protótipo precedente ao ensaio de simulação de incêndio	145
6.2.2 Concreto original (28 dias) e concreto recaracterizado (8 anos)	146
6.2.2.1 Resistência mecânica e ultrassom	146
6.2.2.2 Propriedades térmicas.....	153
6.2.2.3 Apreciação petrográfica do agregado graúdo	157
6.2.3 Seção transversal do pilar protótipo submetido ao ensaio de simulação de incêndio	158
6.2.4 Termopares do pilar protótipo e do forno.....	159
6.2.5 Programa experimental.....	164
6.2.5.1 Preparação do pilar protótipo	166
6.2.5.2 Ensaio de simulação de incêndio	170
6.3 Avaliação geral do pilar protótipo posterior ao ensaio simulação de incêndio	179
6.3.1 Integridade do pilar	179
6.3.2 Avaliação do <i>spalling</i>	181
6.3.3 Exposição da armadura	183
6.3.4 Distribuição da temperatura na seção transversal.....	184
6.3.5 Indicador colorimétrico.....	187
6.4 Ensaio e resultados posteriores ao ensaio de simulação de incêndio (propriedades residuais)	191
6.4.1 Resistência mecânica residual do concreto.....	192
6.4.2 Resistência mecânica residual do aço.....	197
6.4.3 Caracterização mineralógica e análises térmicas.....	203
6.4.3.1 Difractometria de raios X.....	206
6.4.3.2 Análises termodiferencial e termogravimétrica ATD-TG.....	211
7. Discussão dos resultados e proposição de diretrizes de ensaio	217
7.1 Experimento de simulação de incêndio	217
7.1.1 Geometria, tamanho da seção transversal e configuração da armadura do pilar protótipo	217
7.1.2 Tipo de agregado graúdo empregado no concreto de alta resistência	218
7.1.3 Idade avançada do pilar protótipo.....	220

7.1.4 Integridade do pilar protótipo posterior ao ensaio simulação de incêndio	220
7.1.5 Índice de exposição de armadura posterior ao ensaio de simulação de incêndio	221
7.1.6 Índice colorimétrico posterior ao ensaio de simulação de incêndio	222
7.2 Ensaio residuais e resultados obtidos.....	222
7.2.1 Exames de ultrassom	222
7.2.2 Resistência mecânica residual do concreto	223
7.2.3 Resistência mecânica residual do aço.....	227
7.2.4 Caracterização mineralógica e análises térmicas	229
8. Conclusões	232
8.1 Conclusões propriamente ditas.....	232
8.2 Reabilitação da estrutura	235
8.3 Recomendações para continuidade dos estudos	236
8.4 Transferência deste conhecimento à sociedade e ao meio técnico.....	236
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	238

1. Introdução

Recentemente, o conceito de vida útil de projeto aplicado às estruturas de concreto tem se disseminado em ritmo acelerado no Brasil¹. Tal fato se deve, principalmente, à conscientização de que as estruturas de concreto armado não são eternas e, conseqüentemente, suscetíveis às manifestações patológicas precoces, sob ações excepcionais das mais diversas naturezas, como por exemplo, ações térmicas ocasionadas por um cenário de incêndio.

Concomitantemente, para projetos de engenharia que vislumbram vida útil longínqua (superior a 100 anos), o uso do concreto de alta resistência se tornou uma opção interessante, principalmente em relação aos aspectos pertinentes à construtibilidade, sustentabilidade e durabilidade. No exterior, é comum o uso deste tipo de material para seguir prescrições normativas que preveem elevada vida útil, onde é necessário um alto nível de desempenho, conforme mostrado na Tabela 1.

Tabela 1. Vida Útil em estruturas de concreto (BS 8500:2006)

Nível de desempenho estrutural	Atributos típicos / usos
Baixo (< 30 anos)	Estruturas com pequena vida útil
	Concretos não armados; Detalhes estruturais não críticos; Estruturas temporárias; Estruturas com vida útil longa associada a baixos níveis de tensão (fundações não armadas de residências)
Normal (30 anos a 100 anos)	Estruturas com vida útil intermediária
	Estruturas que não fazem parte das categorias de desempenho Baixo e Alto
Alto (> 100 anos)	Estruturas com vida útil longa
	Fundações de estruturas de meios de transporte; Detalhes estruturais críticos vulneráveis, como elementos esbeltos, <i>brise-soleil</i> , juntas, etc.; Estruturas que abrigam materiais perigosos.

¹ O maior exemplo deste ritmo acelerado, no Brasil, está vinculado à elaboração da ABNT NBR 15575:2008 (partes 1 a 6) "Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos - Desempenho", em revisão.

Aspectos referentes ao conceito de sustentabilidade também induziram o ser humano a projetar construções com previsão de extensa vida útil, pois é difícil imaginar estruturas de grandes dimensões, como o viaduto de *Millau* (Fig. 1), que faz parte da autoestrada A75, ligando Barcelona a Paris, possuir vida útil de projeto inferior a 100 anos, devido, principalmente, ao seu considerável investimento para construção².



Figura 1 – Viaduto de *Millau*, durante a construção (VIADUC DE MILLAU, 2010).

Além disso, há de se considerar os aspectos culturais – muitas vezes religiosos – que envolvem símbolos sagrados, pois uma perda precoce de vida útil em uma obra monumental, como por exemplo, o Cristo Redentor (Fig. 2), poderia causar prejuízos imensuráveis, tanto do ponto de vista sociocultural, quanto do ponto de vista técnico-econômico.

² Segundo informações obtidas no site oficial do Viaduto de *Millau* (www.leviaducdemillau.com), o custo dessa mega construção foi de 400 milhões de euros para uma vida útil mínima de 120 anos (acesso em Novembro de 2010). Destaca-se que para esse objetivo, os pilares observados na Fig. 1 foram concebidos em concreto de alta resistência.



Figura 2 – Cristo Redentor, situado no morro do Corcovado, no Rio de Janeiro, Brasil: 80 anos após sua inauguração (VIVABRAZIL, 2011).

Percebe-se ainda que, cada vez mais o ser humano avança com estudos abrangentes, através de potentes ferramentas computacionais de simulação, no intuito de realizar obras de grande porte com uma vida útil tão prolongada quanto os modelos matemáticos e os materiais empregados assim a permitirem.

Os altíssimos investimentos envolvidos na realização destas mega construções como pontes, túneis, arranha-céus, entre outros, já justificam este fato vinculado à extensa vida útil, sem considerar, é claro, a redução dos custos envolvidos com as manutenções preventivas (e corretivas) posteriores, em função da elevada durabilidade e do alto desempenho, associados aos materiais.

Em virtude disso, uma das tendências mundiais da Indústria de Construção Civil, principalmente em projetos de grande porte, se traduz no uso de estruturas híbridas, onde as estruturas de concreto e as metálicas, por exemplo, são usadas de acordo com suas propriedades preferenciais (uso constante de concretos com altas resistências em pilares, para suportar elevados esforços de compressão).

Conforme bem observado por Kodur (2005), essa prática induz que um dos maiores campos de aplicação do concreto de alta resistência seja, conseqüentemente, nos elementos de sustentação das grandes estruturas: nos pilares, principalmente naqueles projetados para resistir a elevados esforços de compressão em edifícios altos.

Apesar de toda precaução quanto à escolha do material mais adequado e seu respectivo dimensionamento, por vezes, ainda persiste a ideia de que as estruturas estão sujeitas tão somente ao seu próprio envelhecimento natural e que o emprego de materiais de alto desempenho em sua execução – com maior durabilidade e resistência –, seja parâmetro suficiente para sua “infinita” conservação, o que de fato não é verdade e nem permitido perante as prescrições normativas.

Por outro lado, é sabido que os atributos mais comuns do concreto de alta resistência, maior durabilidade e resistência mecânica, fundamentais para o desempenho de uma edificação, ainda não são suficientes para garantir uma longínqua vida útil se este material estiver sujeito a uma situação de incêndio, por exemplo, se alguns cuidados essenciais não forem tomados.

Evidentemente, procedimentos preventivos são adotados nestes casos, tanto com o dimensionamento estrutural dos elementos (critérios de projeto), quanto com os próprios materiais que são utilizados para a dosagem do concreto (propriedades favoráveis).

Conforme será observado no Capítulo 5 desta tese, a geometria e o tamanho da seção transversal do elemento adotado no dimensionamento estrutural, entre outros aspectos, influem potencialmente na resistência ao fogo e, no caso dos materiais, há considerável influência do tipo de agregado graúdo, principalmente quanto aos aspectos litológicos e quantidade destes na dosagem.

O fato de que as propriedades do concreto são modificadas quando o mesmo é exposto ao calor já está bem consolidado no meio técnico. De forma geral, diversos estudos apontam que o concreto perde aproximadamente 25% de sua resistência mecânica à compressão original quando aquecido em temperaturas da ordem de

300°C e aproximadamente 75% quando exposto a valores da ordem de 600°C (ACI 216R, 1989; CEB-*fib* Bulletin nº145, 1982; CEB-*fib* Bulletin nº208, 1991; EUROCODE 2 (EN 1992-1-2:2004), 2004; PHAN, 1996; PURKISS, 1996).

Pesquisas precursoras desenvolvidas por Abrams e Gustaferro (1968), Abrams (1971) e Neville (1973) já haviam alertado que os concretos considerados normais³ sofriam altos gradientes térmicos quando eram expostos ao fogo e havia uma forte tendência das camadas quentes da superfície se separarem por deslocamento das camadas mais frias do interior do elemento.

No entanto, segundo Phan (1996), este mecanismo de falha por deslocamento explosivo tem sido observado com bases inconsistentes e não deve ser equivocadamente generalizado no meio técnico, pois depende de alguns fatores intrínsecos principalmente relacionados ao programa experimental e às amostras envolvidas nas pesquisas.

A *fib* Bulletin nº38 (2007), por exemplo, defende uma visão muito interessante para padronização das pesquisas e para avaliação do mecanismo de falha por deslocamento. Segundo a *fib* Bulletin nº38 (2007), é inapropriado utilizar o termo geral “concreto” nas pesquisas, indicando que o correto é o uso do termo “tipo de concreto”, pelo fato de diferentes concretos possuírem comportamentos distintos quando expostos ao fogo.

Enfatiza-se que, realmente, não se pode generalizar o material concreto quando o assunto é resistência ao fogo, pois somente o tipo de agregado graúdo, por exemplo, possui significativa influência no comportamento do elemento estrutural, principalmente quanto ao fenômeno de deslocamento tipo explosivo⁴.

³ Entende-se neste texto que os concretos considerados normais (ou convencionais) são aqueles com resistência inferior a 50MPa, conforme recomendação da *Portland Cement Association (PCA)* registrada no documento “*High Strength Concrete*”, publicado em 1994 e adotada como padrão neste texto (FARNY; PANARESE, 1994).

⁴ Este tipo de deslocamento é caracterizado por estrondos e explosões, possui natureza violenta e gravidade severa, muitas vezes expondo grande parte da armadura dos elementos estruturais. O tempo probabilístico de ocorrência deste tipo de deslocamento está situado entre 7 e 30 minutos após o início do incêndio, segundo classificação da *fib* Bulletin nº38 (2007).

Muitas vezes, depara-se ainda com outro quadro preocupante, quando o concreto é subestimado em função de sua classe de resistência enquanto submetido a elevadas temperaturas, simplesmente pelo fato de que o fenômeno de deslocamento explosivo é mais recorrente em amostras envolvendo corpos-de-prova não armados de concreto de alta resistência.

Infelizmente, devido ao elevado número de estudos experimentais limitados a corpos-de-prova, e apesar da quantidade de variáveis envolvidas, ainda persiste a crença disseminada na comunidade acadêmica de que o concreto de alta resistência pode ser mais suscetível à ocorrência do fenômeno de deslocamento tipo explosivo do que o concreto de resistência normal quando em situação de incêndio (ALI, 2002).

Conforme observado por Ali (2001, 2002), em parte, essa crença decorre do fato que, muitas vezes, os programas experimentais são conduzidos em corpos-de-prova padronizados, cilíndricos ou cúbicos, os quais não levam em consideração a influência de parâmetros relacionados com as dimensões dos elementos estruturais e com a taxa e configuração das armaduras, por exemplo.

Outros aspectos relevantes, como o tipo de agregado utilizado na dosagem do concreto, a idade e a umidade interna do elemento estrutural ensaiado, dificilmente são abordados nas pesquisas e, muitas vezes, simplesmente omitidos, o que dificulta uma visão ampla e real do comportamento térmico do concreto de alta resistência causando mais confusão.

Esta pesquisa se insere nesse contexto e apresenta um programa experimental pioneiro realizado no Brasil em um pilar protótipo⁵ de concreto de alta resistência, armado, colorido, com idade de oito anos, resistência à compressão atual de 140MPa, agregado graúdo basáltico, agregado miúdo quartzoso, seção transversal de 70cm x 70cm, com 200cm de altura, ensaiado sem carregamento e com exposição de três faces pelo período de 180min (3h) , sob as temperaturas da curva-padrão de incêndio ISO 834.

⁵ O pilar protótipo ensaiado é réplica dos pilares reais de concreto de alta resistência empregados no edifício e-Tower, construído em 2002, na cidade de São Paulo, Brasil.

Busca-se com esse programa experimental prospectar um horizonte para elucidação de parte das questões que envolvem a temática do concreto de alta resistência submetido a elevadas temperaturas, especificamente em pilares. Destaca-se nesse escopo, conforme será observado no decorrer da pesquisa, que a utilização de pigmento a base de óxido de ferro em estudos experimentais, pode contribuir como um excelente indicador colorimétrico natural, auxiliando na avaliação da estrutura pós-incêndio.

1.1 Justificativas

De fato, faz-se necessário esclarecer que o panorama mundial do uso crescente do concreto de alta resistência motivou o estudo desse tipo de material em diversas circunstâncias, desde o comportamento do material no estado fresco até as suas propriedades residuais quando submetido à deterioração causada por ações térmicas procedentes da exposição ao fogo (em situação de incêndio).

Após a tragédia das torres gêmeas do *World Trade Center*, fato de conhecimento público, muitos pesquisadores despertaram interesse para o comportamento de estruturas, bem como para os materiais empregados em sua composição, quando estes estão submetidos à ação de um calor excessivo oriundo de rápidas taxas de aquecimento (KODUR, 2010).

Centros de pesquisa⁶ espalhados por várias partes do mundo realizaram pesados investimentos na construção de laboratórios e em pesquisas voltadas ao tema e diversos trabalhos foram desenvolvidos, sendo alguns explicitados ao longo do texto desta tese.

Mesmo assim, esse tema ainda não recebe a devida importância no Brasil. Frequentemente encontram-se projetistas que desconhecem as prescrições normativas sobre o tema e insistem em associar o conceito de concreto de alta resistência somente à otimização de estruturas através da redução das seções

⁶ Os principais centros de pesquisa que podem ser citados como referências mundiais, dentre outros, são: ABCM (*Center of Excellence for Science and Technology of Advanced Cement-Based Materials*), o NRCC (*National Research Council of Canada*), o NIST (*National Institute of Standards and Technology*), o Fire Research Centre, University of Ulster, VTT Fire Technology, o Institut für Baustoff, Massavbau und Brandschutz, o Cardington Laboratory (*Building Research Establishment*) e o Center on Structural Fire Safety and Diagnostics Michigan State University.

transversais e/ou da espessura de cobrimento da armadura dos pilares estruturais de concreto armado. Esse tipo de procedimento é “justificado” em virtude do ganho com o aumento evidente da resistência mecânica do material e da respectiva qualidade do concreto.

Conforme será discutido adiante neste texto, aspectos referentes ao comportamento do concreto de alta resistência em situação de incêndio devem ser considerados e analisados cuidadosamente nos projetos de engenharia, a partir de uma ampla visão da natureza do material (propriedades térmicas envolvidas) e não somente pela ótica da construtibilidade, da durabilidade e dos critérios exclusivos de dimensionamento estrutural.

Observa-se quanto a isso que a Norma Brasileira ABNT NBR 14432:2001 "Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações" descreve explicitamente que os elementos construtivos devem, em situação de incêndio, evitar o colapso estrutural (integridade) e atender requisitos de estanqueidade e isolamento de forma a possibilitar: a fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança, a segurança das operações de combate ao incêndio e a minimização de danos às edificações circunvizinhas e à infraestrutura pública.

No entanto, mesmo no meio acadêmico existem deficiências, pois as principais pesquisas publicadas no Brasil sobre o assunto carecem ainda de dados referentes a ensaios experimentais envolvendo elementos estruturais, como por exemplo, pilares e vigas com ou sem carregamento aplicado, os quais simulam condições mais aproximadas com as circunstâncias de uma estrutura em situação de incêndio.

Especificamente quanto a esse tema, observa-se que estudos experimentais envolvendo elementos (pilares) estruturais de concreto de alta resistência em grandes proporções e com presença de armadura, foco principal desta pesquisa, estão em evidência desde a década de 90 em pesquisas realizadas no Japão (MIYAMOTO et al., 1992; NISHIGAKI et al., 1997; YAMAZAKI; NISHIDA; MORITA, 1996), na Finlândia e na Alemanha (DIEDERICHS; JUMPPANEM; SCHNEIDER, 1995), e, mais tarde no Canadá (KODUR, 2000; KODUR et al., 2005) e no Reino

Unido (ALI, 2002; ALI; O'CONNOR; ABU-TAIR, 2001), porém, no Brasil, até a data de publicação desta tese, não foi encontrado nenhum registro de ensaio em pilares de grandes proporções, apesar da ocorrência de diversos incêndios em estruturas significativas de concreto, como por exemplo, os incêndios intensos ocorridos no Edifício Andraus (em São Paulo), em 1972, e no Edifício Joelma (em São Paulo), em 1974.

Devido a essa carência de ensaios experimentais envolvendo pilares de concreto no panorama nacional, pode ocorrer da “importação” de uma tecnologia estrangeira, ou seja, pesquisadores buscam modelos e códigos internacionais para o projeto e dimensionamento de estruturas no Brasil, sendo estes modelos baseados nos experimentos de grande porte realizados no exterior.

De fato, a “tropicalização” dos modelos matemáticos e premissas de cálculo podem não representar práticas nocivas, mas considerar nestes modelos as propriedades dos materiais exclusivos dos países estrangeiros sem a devida adaptação necessária, através de programas experimentais nacionais, pode ser muito arriscado, propiciando divergências significativas.

Sendo assim, esta pesquisa de doutorado busca contribuir adicionalmente na formação de uma base de dados que servirá para subsidiar modelagens matemáticas, auxiliando no enriquecimento da bibliografia nacional e, concomitantemente, prospectando um horizonte auspicioso para futuros trabalhos na área de programas experimentais de grande porte que envolvam concreto de alta resistência.

Além disso, destaca-se que atualmente o concreto de alta resistência está em franco desenvolvimento. Nas últimas décadas, este tipo de material fez parte da concepção de inúmeros projetos marcantes da engenharia mundial, principalmente pelo atrativo de viabilizar estruturas esbeltas, como presença garantida, por exemplo, nos pilares de edifícios altos e de certas pontes.

É de conhecimento público, por exemplo, que em Fevereiro de 2002, o Brasil recebeu reconhecimento da comunidade internacional quando atingiu o recorde⁷ mundial de aplicação de concreto de alta resistência em estruturas de edifícios, naquela oportunidade, com o concreto usado em seis pilares do edifício e-Tower, localizado em São Paulo, aplicado nos quatro subsolos de garagem, térreo, mezanino e no primeiro pavimento tipo.

Este reconhecimento faz parte do contexto desta pesquisa, uma vez que réplicas destes pilares foram moldadas no pátio externo do Laboratório de Materiais de Construção, situado no prédio de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, na época da obra (em 2002), e disponibilizadas para ensaios de resistência ao fogo através de simulação de incêndio (em 2010).

A relevância desses ensaios se justifica principalmente pelo fato de que o concreto de alta resistência sofre modificações quando exposto às elevadas temperaturas, conforme explicado anteriormente. A variação térmica ocasionada pela ação do fogo pode produzir alterações significativas nas propriedades do concreto.

Outro fator importante levantado e discutido nesta pesquisa, é que o comportamento do material é distinto, dependendo do **tipo de amostra**, ou seja, o desempenho do concreto se difere em corpos-de-prova de pequenas dimensões (não armados) quando comparados com elementos estruturais de grandes proporções (armados). Em muitos casos, ainda, a armadura das amostras é projetada em função das ações excepcionais do calor, de forma preferencial, o que aumenta consideravelmente o desempenho dos elementos estruturais em situação de incêndio, conforme evidências apontadas em experimentos realizados por Kodur (2005) e Morita (2002).

Essa questão do tipo de amostra é realmente um assunto bastante polêmico no meio técnico e conduzem, muitas vezes, a análises confusas e precipitadas sobre o material concreto, principalmente quando o assunto está relacionado com o concreto de alta resistência em situação de incêndio.

⁷ Os detalhes sobre o recorde mundial estão descritos no artigo: “*HPCC in Brazilian office tower*” na revista *Concrete International* (HARTMANN; HELENE, 2003).

Isto posto, observa-se que não existem informações sobre programas experimentais realizados no Brasil envolvendo elementos estruturais de alta resistência, especificamente em pilares, onde é possível avaliar o comportamento do concreto em situação de incêndio, pois evidentemente deve-se considerar a influência dos materiais nacionais bem como toda a tecnologia desenvolvida na área de dosagens de concreto, que também é reconhecida como uma referência nacional (HELENE, 1987; HELENE; TERZIAN, 1992).

1.2 Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é o de avaliar, em pilares, o comportamento do concreto de alta resistência submetido a elevadas temperaturas considerando fatores importantes como o **tipo da amostra**, o **tipo de agregado graúdo**, a **composição do concreto**, bem como a **idade do elemento**. Estes fatores são discutidos com abrangência, no intuito de contribuir para o melhor entendimento do comportamento do concreto sob condições de incêndio e, concomitantemente, de obter subsídios para auxiliar no desenvolvimento de futuros programas experimentais que envolvam o concreto de alta resistência em situação de incêndio, especialmente em pilares de concreto armado.

O objetivo específico é o de registrar e divulgar ao meio técnico os resultados obtidos no programa térmico experimental (ensaio de simulação de incêndio) e nos ensaios das propriedades residuais (físicos, mecânicos, mineralógicos e térmicos), os quais possibilitem subsidiar e contribuir para o estabelecimento de diretrizes de dimensionamento de estruturas de concreto, que envolvam o uso do concreto de alta resistência em seus projetos, especialmente pilares de concreto armado.

1.3 Originalidades da pesquisa

Existem pelo menos cinco importantes originalidades nesta pesquisa referentes ao elemento estrutural e ao estudo experimental, propriamente dito.

Pioneirismo e réplica

Inicialmente, cabe registrar que essa pesquisa é pioneira no panorama nacional no que diz respeito a ensaios de elementos armados, no caso específico, envolvendo pilares de concreto armado de alta resistência. Além disso, esses pilares são réplicas em termos de dimensões geométricas e materiais empregados para composição do traço de concreto da obra do edifício e-Tower, localizado em São Paulo, no Brasil.

Idade e Envelhecimento natural

Em segundo lugar, ressaltam-se os aspectos referentes à idade e ao envelhecimento natural do elemento ensaiado. Este elemento foi ensaiado com aproximadamente oito anos de idade e em todo esse período permaneceu exposto às condições mais adversas de agressividade do ambiente, sem quaisquer cuidados ou proteções superficiais, sujeito às intempéries da atmosfera urbana e industrial de São Paulo. No levantamento bibliográfico realizado (mundial), não foi encontrado nenhum elemento ensaiado com idade tão avançada e submetido a esse tipo de exposição natural. No exterior é comum utilizar a escala de idade em dias, ao invés de anos, dos elementos ensaiados. Em geral, os experimentos são realizados em amostras prematuras, com somente 28 dias de idade ou no máximo com 100 dias.

Observa-se, também, que o concreto é um material mutável do ponto de vista químico e, conseqüentemente, mecânico. O tempo está associado ao crescimento progressivo da resistência mecânica, que é proveniente da reação química prolongada da hidratação do cimento (grau de hidratação) (ABRAMS, 1924; POWERS, 1966).

No entanto, conforme supramencionado, é comum em pesquisas internacionais que os elementos sejam ensaiados com idades entre 28 e 100 dias, o que caracteriza uma incoerência que, infelizmente, não é levada em conta por muitos pesquisadores, pois há uma influência significativa nos resultados devido ao teor de umidade do concreto e ao grau de hidratação do cimento (podendo ser prematuros em baixas idades para o ensaio de simulação de incêndio).

Outro fator natural interessante é que dificilmente se tem registro de sinistro de incêndio em edificações com idades tão baixas (nos primeiros 100 dias), pois nesse período, geralmente a estrutura de concreto de um edifício ainda está em fase de execução. Portanto, seria oportuno, sempre que possível, que os ensaios de simulação de incêndio ou de resistência ao fogo em elementos estruturais fossem realizados em idades mais avançadas para simular as circunstâncias mais próximas da realidade da edificação, no que diz respeito principalmente às condições físico-químicas do material concreto.

Tipo de agregado graúdo

Em terceiro lugar, destacam-se os aspectos litológicos do agregado graúdo das amostras ensaiadas. Independentemente do pioneirismo da pesquisa, da condição de réplica, da idade avançada e do envelhecimento natural dos elementos estruturais, o fato da presença de agregados graúdos basálticos, procedente de rochas ígneas, é de suma importância, pois é escasso o registro mundial de experimentos de simulação de incêndio em amostras envolvendo este tipo de agregado.

Esse fato já havia sido bem destacado por Souza; Moreno Jr e Bizzo (2005), além disso, tanto o ACI 216R (1989), quanto o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), sempre referenciam concretos em geral (normais e/ou de alta resistência) em dois grupos bem definidos: dosados com agregados calcários e/ou silicosos⁸, ou seja, agregado basáltico⁹ não é citado explicitamente nos principais códigos internacionais.

Ensaio das propriedades térmicas do concreto

Em quarto lugar, destaca-se o ensaio empregado para a caracterização das propriedades térmicas exclusivas do elemento de concreto objeto do estudo experimental. Foi utilizado um método, inédito no Brasil, adaptado da ASTM E1461-07 "*Standard Test Method for Thermal Diffusivity by the Flash Method*", o qual envolve, principalmente, pastilhas padronizadas de materiais sólidos homogêneos e isotrópicos (ASTM E1461-07).

⁸ Contendo grande quantidade de quartzo (SiO₂), como granito, arenito e alguns xistos, por exemplo.

⁹ Com teor de SiO₂ entre 45 e 55% e teores de cálcio, ferro e magnésio elevados.

O ensaio foi realizado no Laboratório de Conforto Ambiental e Sustentabilidade do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) com auxílio de um equipamento *Thermal Diffusivity System* modelo *FlashLine™ 3000* fabricado pela *Anter Corporation USA*. Para tal, foram produzidas pastilhas de concreto dos próprios testemunhos extraídos da região da amostra remanescente do pilar protótipo.

Observa-se que o conhecimento das propriedades térmicas é fundamental para a compreensão do desempenho do material concreto em situação de incêndio e imprescindível para subsidiar modelagens matemáticas e análises térmicas, através de simulações em programas computacionais. O comportamento do material concreto quando exposto ao fogo também é em parte dependente dessas propriedades.

Os detalhes da metodologia utilizada podem ser observados no Capítulo 6 deste texto. Nota-se que o procedimento inédito para caracterização das propriedades térmicas, empregado nesta tese, abre um precedente para realização desse tipo de ensaio em diversas áreas da tecnologia do concreto, como por exemplo, na área de concreto-massa, onde é muito importante o conhecimento desse tipo de propriedade (FURNAS, 1997).

Concreto colorido (pigmentado)

Não foi encontrada na literatura internacional nenhuma referência sobre experimentos de simulação de incêndio envolvendo elementos de concreto colorido (pigmentado). Conforme será discutido no Capítulo 6, a pigmentação foi uma ferramenta importante de indicação colorimétrica que serviu para avaliar qualitativamente os danos causados nas amostras, tendo em vista uma reação química ocorrida com o óxido de ferro (pigmento utilizado na amostra experimentada) em altas temperaturas.

No entanto, há de se destacar que o pigmento foi utilizado no concreto com outra finalidade – a de identificar o concreto de alta resistência na obra, conforme também será explicado adiante. Portanto, a mudança de cor do concreto pigmentado foi um

benefício indireto, o qual contribuiu para avaliar qualitativamente a integridade e a degradação das amostras experimentadas em elevadas temperaturas.

1.4 Metodologia da pesquisa

A metodologia utilizada nesta pesquisa está composta, basicamente, de duas etapas:

- Revisão bibliográfica;
- Programa experimental.

A **revisão bibliográfica** objetivou consolidar as informações disponíveis sobre o concreto de alta resistência submetido a elevadas temperaturas, abordando toda conceituação básica, os fenômenos intrínsecos do material, as normalizações, os métodos de ensaio e o respectivo estado da arte, especificamente em pilares.

O início do levantamento bibliográfico foi baseado na consulta de livros, dissertações, teses, anais de congressos e periódicos, obtidos em bancos de dados e bibliotecas de universidades e institutos de pesquisa nacionais e internacionais.

Como este assunto está em constante atualização, focou-se a pesquisa nas organizações internacionais mais avançadas de todo o mundo, bem como nos documentos nacionais vinculados à base de dados do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), onde está concentrada, nos anais dos congressos, a maioria das publicações de todos os centros de pesquisa e ensino do país.

O **programa experimental** foi planejado levando em consideração três aspectos: a tradição, a limitação dos fornos e a localização dos laboratórios nacionais.

Quanto à tradição, é praticamente indiscutível a vasta experiência e distinção do Laboratório de Segurança ao Fogo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), o qual realiza esse tipo de ensaio em materiais, componentes e sistemas construtivos, desde sua inauguração, em fevereiro de 1979, totalizando uma carteira superior a 2000 ensaios, com pessoal treinado e altamente qualificado. Apesar dessa imensa

bagagem até a data desta tese não havia sido ensaiado nenhum pilar armado de concreto de alta resistência.

O Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT está registrado na Rede Brasileira de Laboratórios de Ensaio (RBLE) sob o Certificado de Acreditação¹⁰ nº CRL 0111, o qual constitui a expressão formal do reconhecimento da sua capacidade para realizar os ensaios pertinentes ao escopo do programa experimental conduzido nesta pesquisa.

Quanto à limitação dos fornos é importante destacar que, no Brasil, ainda não é possível realizar um ensaio de resistência ao fogo envolvendo um elemento estrutural de grandes proporções¹¹ com carregamento aplicado simultaneamente. Atualmente, a totalidade dos laboratórios não possui sistema de carregamento acoplado ao forno, capaz de aplicar cargas superiores a 10 000kN (1000tf).

Portanto, os pilares foram ensaiados descarregados, sem qualquer carregamento ou pré-carregamento inicial. Observa-se que os dados sobre os principais laboratórios nacionais podem ser consultados em Seito et al. (2008). No entanto, durante a elaboração deste texto, o autor desta pesquisa teve conhecimento que está em construção um forno horizontal de grandes proporções no Campus de São Carlos da Universidade de São Paulo, interior de São Paulo, sendo mais recomendado para ensaios de elementos fletidos, tipo vigas e lajes, por exemplo.

Quanto à localização dos laboratórios, no caso desta pesquisa, foi fundamental a escolha do Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT para o ensaio de simulação de incêndio, uma vez que este estava localizado a menos de 600m de distância do local onde as réplicas de concreto foram construídas.

¹⁰ A Coordenação Geral de Acreditação do Inmetro – Cgcre/Inmetro concede o certificado de acreditação segundo os requisitos estabelecidos na ABNT NBR ISO/IEC 17025:2005. A Coordenação Geral de Acreditação é um órgão vinculado ao Ministério do Desenvolvimento, Indústria e Comércio Exterior, signatário dos Acordos de Reconhecimento Mútuo da *International Laboratory Accreditation Cooperation (ILAC)*, da *Interamerican Accreditation Cooperation (IAAC)* e do Acordo Bilateral de Reconhecimento Mútuo com a *European Co-operation for Accreditation (EA)*.

¹¹ O elemento ensaiado possuía 70cm x 70cm x 200cm, o que no escopo dessa pesquisa é considerado como de “grandes proporções”.

Este fato contribuiu positivamente na logística de mobilização e desmobilização dos elementos estruturais e na rapidez dos experimentos. Conforme será discutido detalhadamente no Capítulo 6, esses elementos foram previamente cortados e transportados até o Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT, portanto, qualquer infortúnio nessas operações poderia comprometer os resultados, bem como a realização de todo o programa experimental.

1.5 Conteúdo da tese

O texto desta tese é composto por oito capítulos, incluindo este capítulo introdutório. Procurou-se dividir o texto de uma forma clara, didática e concisa, tendo por ideal alcançar não somente o público especialista neste assunto, mas também os leitores que não possuem uma familiarização profunda com o tema. Para tal, os oito capítulos foram distribuídos em três grandes grupos:

- **Grupo 1 - Introdução:** que conscientiza o leitor sobre o contexto da pesquisa e os objetivos propostos. Esta parte é composta basicamente pelo Capítulo 1, onde as informações referentes aos objetivos, as justificativas, a originalidade, a metodologia e o próprio conteúdo da tese são apresentadas;
 - **Grupo 2 - Conceituação:** que fornece subsídios necessários para o leitor compreender os fundamentos técnicos envolvidos no tema principal desta tese; esta parte é composta pelos Capítulos 2, 3, 4 e 5, sendo que, o Capítulo 4, fará menção às normalizações e o Capítulo 5 ao estado da arte envolvendo concreto de alta resistência em elevadas temperaturas, especificamente em pilares;
 - **Grupo 3 - Estudo experimental:** que apresenta a metodologia dos ensaios, as estratégias adotadas nos experimentos, a avaliação dos resultados e as conclusões finais. Entende-se que neste grupo estarão os Capítulos 6, 7 e 8. O Capítulo 8, sobre as conclusões, está relacionado diretamente com o estudo experimental, o qual envolve também a avaliação geral dos resultados, ou seja, também faz parte deste grande grupo.
-

Nesta introdução, foram apresentados os objetivos, as justificativas, a originalidade, a metodologia, bem como o conteúdo da tese. Conforme pôde ser observado, foi dada uma ênfase inicial sobre como o conceito de vida útil de projeto deve ser relacionado com as estruturas de concreto de alta resistência, e, posteriormente como o concreto de alta resistência se comporta em situação de incêndio.

No Capítulo 2 apresentam-se os conceitos básicos sobre o fogo, o incêndio, o concreto de alta resistência e o fenômeno de transferência de calor, principal mecanismo que atua nas estruturas quando submetidas a uma taxa rápida de aquecimento e de uma excessiva temperatura (acima de 1000°C) na curva de incêndio-padrão.

No Capítulo 3 apresenta-se o comportamento das estruturas de concreto, quando submetidas a elevadas temperaturas, de acordo com os textos mais relevantes sobre o assunto e do ponto de vista dos principais pesquisadores mundiais. Discute-se ainda, de maneira geral e sucinta, as alterações físico-químicas do concreto que influenciam em suas macro propriedades, quando da exposição a elevadas temperaturas.

No Capítulo 4 apresenta-se como são simuladas as elevadas temperaturas nas pesquisas, bem como as principais normalizações, códigos nacionais e internacionais envolvendo o concreto de alta resistência em situação de incêndio, especificamente relacionado com pilares.

O Capítulo 5 faz menção exclusiva sobre o estado da arte dos programas experimentais abrangendo concreto de alta resistência em situação de incêndio. Evidentemente, foram focadas as pesquisas mundiais mais condizentes com experimentos envolvendo pilares de concreto armado de alta resistência, escopo principal desta tese.

O Capítulo 6 aborda de forma abrangente o estudo experimental propriamente dito, contendo os detalhes do programa térmico realizado e do plano de ensaios para caracterização do elemento submetido a elevadas temperaturas, precedente e posterior ao ensaio de simulação de incêndio.

No Capítulo 7 serão avaliados os resultados dos ensaios propostos no Capítulo 6, sendo que estes poderão ser comparados com outras pesquisas e/ou com as normalizações pertinentes, quando conveniente. De acordo com estes resultados, serão propostas simultaneamente diretrizes básicas para experimentos envolvendo pilares de concreto de alta resistência em situação de incêndio.

Finalmente, o Capítulo 8 tratará das conclusões referentes aos objetivos propostos, ao desenvolvimento do programa experimental e a avaliação geral dos resultados obtidos no programa térmico e nos ensaios posteriores, bem como fará menção aos trabalhos futuros que poderão ser desenvolvidos a partir das contribuições prospectadas nesta pesquisa.

2. Conceituação básica

2.1 O fogo

A ABNT NBR 13860:1997 “Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio” possui a seguinte definição: “O fogo é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz”. No entanto, segundo Seito et al. (2008), apesar dos grandes avanços na ciência do fogo, ainda não há um consenso mundial para definir o fogo, devido não haver uma concordância clara nas definições das principais normalizações internacionais vigentes.

De fato, o fogo pode ser considerado como sendo o desenvolvimento simultâneo de calor e luz, o qual é produto da combustão de materiais inflamáveis. É interessante observar que na antiguidade os gregos consideravam o fogo um dos elementos fundamentais do universo, junto com a água, a terra e o ar.

No entanto, a terra, a água e o ar são formas de matéria (formados por milhões de átomos agrupados) e o fogo, ao contrário, é um efeito secundário visível e tangível da matéria em modificação, ou seja, é parte de uma reação química (HARRIS, 2002).

Seito et al. (2008) esclarece que inicialmente foi formulada uma teoria conhecida como Triângulo do Fogo, a qual era formada por três elementos fundamentais: o combustível, o comburente (oxigênio) e o calor. De acordo com essa teoria, a remoção de algum destes elementos do triângulo seria responsável diretamente pela extinção do fogo.

No entanto, com a descoberta do agente extintor *halon*¹² a teoria foi reformulada, sendo conhecida atualmente por Tetraedro do Fogo. Por sua vez, o Tetraedro do Fogo é formado pelos seguintes componentes: o calor, o comburente, o combustível e a reação em cadeia.

¹² O *halon* (hidrocarboneto halogenado) é um agente extintor de compostos químicos formados por elementos halogênicos (flúor, cloro, bromo e iodo). Foi banido pelo Protocolo de Montreal por ser nocivo à camada de ozônio. O Protocolo de Montreal, por sua vez, é um tratado internacional em que os países signatários comprometem-se a substituir as substâncias nocivas à camada de ozônio.

O **calor** é o elemento que serve para dar início a um incêndio, manter e aumentar a sua propagação. O **comburente** (oxigênio) é necessário para a combustão e está presente no ar que nos envolve. O **combustível** é o elemento que serve de propagação do fogo, pode ser sólido, líquido ou gasoso. A **reação em cadeia** torna o processo de queima autossustentável.

Basicamente, o calor irradiado das chamas atinge o combustível e este é decomposto em partículas menores, as quais se combinam com o oxigênio e queimam, irradiando outra vez calor para o combustível, formando um ciclo constante. O conceito teórico de Tetraedro do Fogo pode ser simplificado observado na ilustração da Fig. 3.

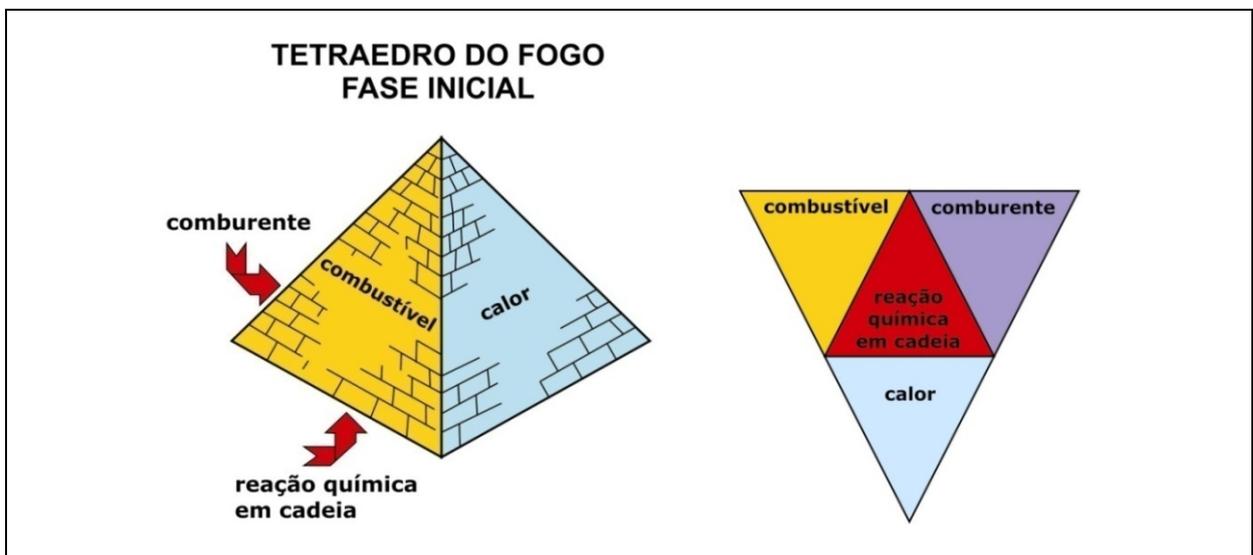


Figura 3 – Tetraedro do fogo (adaptado de Seito et al., 2008).

Faz-se necessário esclarecer, no entanto, que o concreto (visto como um material) é reconhecido pela sua boa resistência em temperaturas elevadas em virtude de suas características térmicas, tais como: incombustibilidade e baixa condutibilidade térmica.

Além disso, o concreto não exala gases tóxicos ao ser aquecido e os elementos apresentam maior massa e volume quando comparados com outros materiais como, por exemplo, os elementos de estruturas metálicas e de madeira, ou seja, potencialmente resistem por muito mais tempo.

Pode-se afirmar, portanto, que o concreto não é um elemento fundamental do Tetraedro do Fogo, pois ele não é um combustível em forma sólida. Quando da ocorrência de incêndio, o concreto sofre as consequências da queima de algum material inflamável, seja sólido, líquido ou gasoso. Geralmente, em edificações comerciais e residenciais essa carga inflamável é procedente de materiais sólidos celulósicos, tais como portas, mobiliário, material de escritório, carpetes, etc.

2.2 O incêndio

O incêndio é o fogo fora de controle, o qual pode ser extremamente perigoso para os seres vivos e para as estruturas em geral, seja de concreto, metálica ou de madeira (ABNT NBR 13860:1997).

No caso específico dos seres humanos, a exposição a um incêndio pode produzir a morte, geralmente pela inalação da fumaça e gases (intoxicação), ou pelo desmaio causado por eles, ou, ainda, posteriormente, por queimaduras graves. É provável também a morte por pisoteamento decorrente do pânico generalizado, causado pela fuga instintiva durante o incêndio.

No caso de estruturas de concreto em geral, a exposição a um incêndio de grandes proporções e de longa duração pode causar a redução de suas propriedades portantes, como por exemplo, a redução da resistência mecânica.

O incêndio, geralmente, inicia-se em pequenas proporções e o seu crescimento depende do primeiro item ignificado¹³, das características do comportamento ao fogo dos materiais na proximidade desse item ignificado e da sua distribuição no ambiente (SEITO et al., 2008).

Costa (2008) descreve que, em geral, o incêndio pode ser caracterizado por uma curva temperatura-tempo com dois ramos bem determinados: o ascendente e descendente. O ascendente representa a elevação de temperatura e o descendente representa o estágio de resfriamento, conforme reproduzido na Fig. 4.

¹³ Do verbo ignificar (inflamar-se, abrasar-se, transformar-se em fogo).

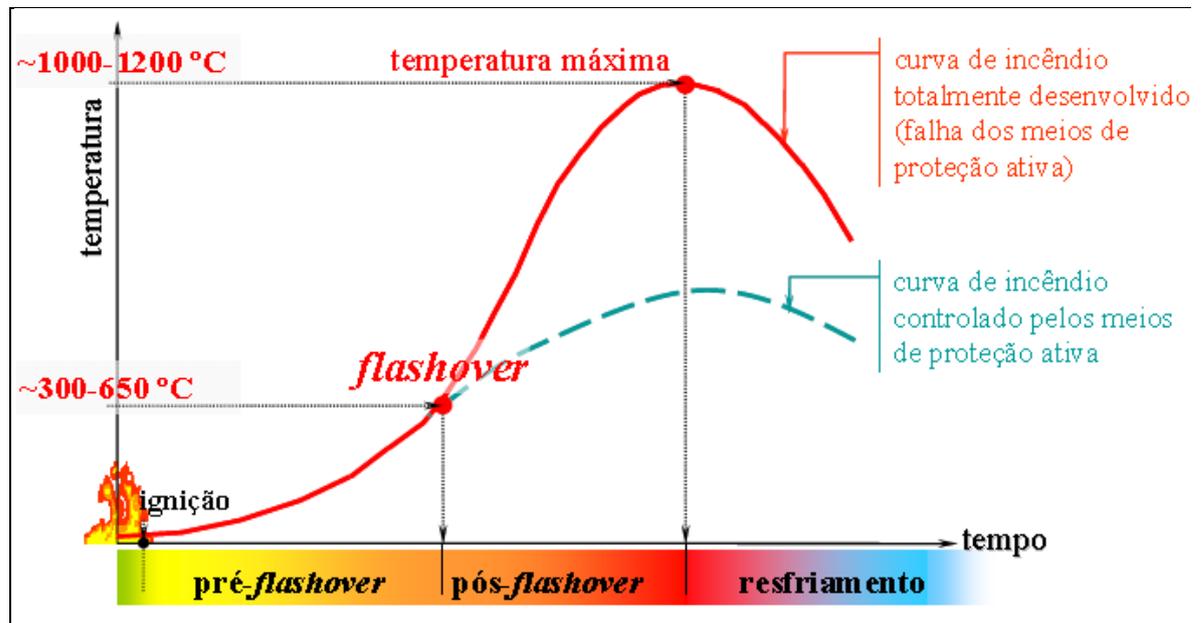


Figura 4 – Estágios principais de um incêndio real (Costa, 2008).

Costa (2008) ainda observa que o comportamento desta curva de incêndio pode ser dividido em estágios bem definidos, a saber:

- **Ignição (ou Ignificação)**

Estágio de aquecimento no início do incêndio, com crescimento gradual de temperatura, com mínimas influências das características do compartimento e sem risco à vida humana ou ao patrimônio, por colapso estrutural.

- **“Pré-flashover”**

Estágio de aquecimento caracterizado por uma aceleração no crescimento da temperatura; neste estágio o incêndio ainda é localizado e sua duração depende das características do compartimento (vãos e aberturas, material utilizado na compartimentação, entre outros).

- **“Flashover”**

Instante a partir do qual todo o compartimento é tomado pelas chamas e o incêndio torna-se incontrolável pelos meios de proteção ativa. Segundo Costa (2008), o termo *flashover* pode ser definido como: instante de inflamação generalizada (embora, não haja consenso na literatura nacional sobre essa tradução e sendo muito mais popular no Brasil o termo em inglês *flashover*, portanto ele foi mantido como padrão neste texto).

- **“Pós-flashover”**

Estágio caracterizado por uma repentina mudança de crescimento da temperatura; neste estágio todo o material combustível no compartimento entra em combustão. A temperatura dos gases quentes é superior ao patamar de 300°C até atingir o pico da curva, geralmente com temperatura superior a 1000°C.

- **Resfriamento**

Estágio que representa a redução gradativa da temperatura dos gases no ambiente, após a completa extinção do material combustível presente no compartimento; sem carga de incêndio para alimentar as chamas, inicia-se a perda de calor, ou seja, o arrefecimento gradual do incêndio.

Em geral, a simulação do incêndio real ou natural em uma estrutura é bem complexa e pode ser bastante singular, pois cada incêndio possui suas particularidades, as quais dependem exclusivamente da taxa de aquecimento, da temperatura máxima atingida e da duração do evento (sinistro de incêndio).

Considerando essa situação, Costa e Silva (2006) observaram que para facilitar a determinação da ação térmica nas estruturas, modelos matemáticos de incêndio foram formulados para descrever a variação da temperatura do compartimento em função do tempo do incêndio.

A relação temperatura-tempo, nestes casos, pode ser representada por “curvas temperatura-tempo” ou “curvas de incêndio”, as quais são padronizadas e popularmente conhecidas como “curva-padrão de incêndio”.

Estas curvas são adotadas nos ensaios experimentais e laboratoriais de resistência ao fogo no intuito de padronizar os ensaios e fornecer subsídios suficientes para analisar e comparar os resultados obtidos, uma vez que a simulação do incêndio foi normalizada.

Costa e Silva (2006) destacam ainda que é comum estabelecer a resistência de elementos construtivos de edifícios urbanos, com base na curva padrão tipo ISO 834 ou ASTM E119 para fins de normalização. As curvas padronizadas serão discutidas detalhadamente mais adiante no Capítulo 4 deste texto.

Nesse aspecto, quando o tempo mínimo de resistência dos elementos estruturais é determinado por meio da exposição à curva-padrão de incêndio, o mesmo é denominado como Tempo Requerido de Resistência ao Fogo ou simplesmente pela sigla TRRF (ABNT NBR 14432: 2001).

No Brasil, existem dois documentos que fornecem os TRRF recomendáveis para diversos tipos de edificações em função do risco de incêndio e de suas consequências: a norma brasileira ABNT NBR 14432:2001 “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento” e a Instrução Técnica IT 08/2004¹⁴ vinculada ao Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo (também adotada em diversos municípios). Os detalhes desses documentos, inclusive com os períodos pertinentes, serão apresentados e discutidos mais adiante no Capítulo 4 deste texto.

Em suma, o TRRF é um período mínimo normalizado o qual considera que uma determinada estrutura manterá suas funções de desempenho durante um cenário de incêndio simulado por uma curva-padrão.

¹⁴ Destaca-se que a instrução técnica IT 08/2004 está atualmente em revisão justamente na parte referente ao Anexo A, o qual informa o TRRF de edificações em função de sua altura total. Na versão de 2004 existem valores do TRRF somente até alturas de 80m, por sua vez na proposta de revisão (2010) existem valores em mais três categorias: entre 80 e 120m, entre 120 e 150m e entre 150 e 250m.

Em geral, esse período é expresso em intervalos de 30 minutos com valores predeterminados, em função de diversos fatores: tipo de ocupação/uso, altura e quantidade de pavimentos da edificação, quantidade de pessoas para evacuação, dimensões dos compartimentos, rotas de fuga/saídas de emergência e sistemas de proteção disponíveis (extintores, chuveiros automáticos, entre outros) (*fib* BULLETIN nº38, 2007).

Observa-se que, no âmbito nacional, a ABNT NBR 14432:2001 estabelece um método tabular para determinação do TRRF de elementos construtivos de edificações, através de duas tabelas principais, sendo uma em função do tipo de ocupação, profundidade do subsolo e altura da edificação; e outra que classifica as edificações quanto à sua ocupação, através de grupos e divisões preestabelecidos.

A Instrução Técnica IT 08/2004 do Corpo de Bombeiros apresenta além do método tabular, o método do tempo equivalente. Este método consiste em calcular a temperatura do elemento estrutural a partir da curva-padrão para um tempo fictício; essa temperatura corresponde à máxima temperatura do elemento, com base na curva natural.

Apesar de algumas ressalvas pertinentes ao uso do método do tempo equivalente, para edificações com altura superior a 6,0m, admite-se a redução limite de 30 minutos dos valores de TRRF obtidos dos métodos tabulares da ABNT NBR 14432:2001 e da IT 08/2004.

Observa-se que na tese recentemente desenvolvida por Costa (2008) há uma descrição detalhada desses métodos, inclusive com exemplos de cálculo e proposição de aperfeiçoamento do método do tempo equivalente.

2.3 Transferência de calor

O calor é a energia que está sendo transferida de um sistema para outro em virtude de uma diferença de temperatura. Basicamente, existem três mecanismos clássicos de transferência de calor: o mecanismo de condução, o de convecção e o de radiação (TIPLER, 2006):

- Na **condução**, a energia térmica é transferida através das interações entre os átomos ou moléculas, embora não haja o transporte destes átomos ou moléculas. Por exemplo, se uma extremidade de uma barra sólida for aquecida, os átomos dessa extremidade vibram com maior energia do que os da extremidade fria. A interação entre os átomos com mais energia e os seus vizinhos provoca o deslocamento dessa energia ao longo da barra;
- Na **convecção**, a energia é transportada na forma de calor, através do transporte direto de massa. Pode-se citar como exemplo, a situação em que o ar quente em uma parte de uma sala se expande, sua massa específica diminui, e a força de empuxo sobre ele, devido às massas de ar circunvizinhas, o faz subir. Assim, a energia é transportada para cima, junto com a massa ascendente de ar quente;
- Na **radiação**, a energia térmica é transportada através do espaço na forma de ondas eletromagnéticas que se movem na velocidade da luz. A radiação térmica, as ondas de luz, as ondas de rádio, as ondas de televisão, os raios X, são todas formas de radiação eletromagnética que se distinguem pelos respectivos comprimentos de onda e frequências.

Na ocorrência de incêndio há uma combinação destes três mecanismos de transferência de calor, no entanto, no interior da massa de concreto há predominância do fluxo de calor por **condução**.

Leonardo (2005) destaca que o calor se propaga através do concreto por condução, em virtude de um gradiente térmico significativo entre o núcleo da massa (temperatura fria) e a superfície da massa (temperatura quente oriunda do calor excessivo de um incêndio).

Apesar de o concreto possuir baixa condutibilidade térmica, o aquecimento do material em altas taxas de temperatura por um tempo determinado, como em uma situação de incêndio, pode provocar avarias nos elementos, por exemplo, a diminuição de suas propriedades mecânicas e, em alguns casos, a ocorrência do fenômeno de deslocamento (*spalling*).

A intensidade do dano no elemento estrutural é, em parte, função da transferência de calor no interior da massa de concreto, a qual é governada por três propriedades térmicas básicas: a **condutibilidade**, a **difusividade** e o **calor específico**.

Por sua vez, estas propriedades térmicas dependem de uma série de outros fatores, dos quais podem ser destacados: o tipo de agregado, o tipo de cimento, a porosidade e o teor de umidade do concreto, quando visto como um material.

Por outro lado, quando visto como um elemento estrutural, depende ainda do tamanho e forma da seção transversal, bem como da taxa de aço e do arranjo (configuração) das armaduras longitudinais e transversais, da intensidade e tipo de carregamento e de sua conexão com outros elementos do sistema estrutural.

2.4 Concreto normal e concreto de alta resistência

De fato, o concreto de alta resistência possui resistência superior ao concreto dito como “normal” ou “convencional”, no entanto, deve ficar bem claro como e onde é essa divisão de categorias.

Uma publicação produzida por Farny e Panarese (2004) pela *Portland Cement Association (PCA)*, bem difundida no exterior, e adotada como padrão neste texto, esclarece bem esses parâmetros, conforme observado na Tabela 2.

Tabela 2. Classificação do Concreto (Farny; Panarese, 2004).

Parâmetro	Concreto normal	Concreto de alta resistência	Concreto de altíssima resistência	Concreto de ultra-alta resistência
Resistência, MPa	< 50	50 – 100	100 – 150	> 150
Relação água/cimento	> 0,45	0,45 – 0,30	0,30 – 0,25	< 0,25
Aditivos químicos	desnecessário	reduzidor de água	super-reduzidor de água	super-reduzidor de água
Adições	desnecessário	cinza volante	sílica ativa	sílica ativa
Coef. de permeabilidade (cm/s)	> 10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹²	< 10 ⁻¹³

No Brasil, não existe uma norma específica que faça distinção entre o concreto normal e o concreto de alta resistência. A ABNT NBR 8953:2009 “Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência”, indica que os concretos são classificados em dois grupos (Grupo I e Grupo II).

No entanto, a mesma não esclarece explicitamente se os concretos pertencentes ao Grupo II são de alta resistência. Mesmo assim, é evidente considerar que sejam, tendo em vista que a menor resistência característica à compressão desse grupo é de 55MPa e a maior de 100MPa, o que está em conformidade com os padrões internacionais.

2.5 Concreto de alta resistência ou concreto de alto desempenho?

Outro aspecto que deve ser bem definido é a terminologia sobre o concreto de alta resistência (ou alto desempenho). É óbvio que o concreto de alta resistência possui uma resistência mais elevada que o concreto de resistência normal (ou convencional), conforme explicado no item precedente, no entanto, há de se esclarecer que muitos pesquisadores insistem em associar alta resistência a alto desempenho.

Essa associação indevida foi consolidada principalmente no Brasil, pelo fato de que um dos livros pioneiros traduzidos sobre este assunto possui o título de “Concreto de Alto Desempenho” do renomado pesquisador Pierre-Claude Aïtcin (AÏTCIN, 2000).

Destaca-se que o concreto de alta resistência possui muitas qualidades, principalmente relacionadas com durabilidade, e, portanto, pode realmente ser classificado como de alto desempenho.

Por outro lado, é comum que o concreto-massa, por exemplo, aquele utilizado em barragens, possua resistência característica à compressão relativamente baixa, o que para essa finalidade possui um ótimo desempenho, quanto menor a quantidade de calor liberada durante a hidratação do cimento, e sempre que a reação álcali-agregado estiver bem controlada (NINCE et al., 2003).

Portanto, percebe-se que o desempenho do material deve estar intimamente ligado ao seu uso e não a algumas propriedades exclusivas como, por exemplo, as altas resistências. A resistência mecânica, em muitos casos, pode ser apenas um dos requisitos de desempenho.

Complementando esse raciocínio, se optou neste texto pela divulgação de uma citação do pesquisador Paul Zia¹⁵, reproduzida a seguir de Farny e Panarese (1994), a qual será adotada como padrão nesta tese:

“Concreto de alta resistência e concreto de alto desempenho não são termos permutáveis. Concreto de alto desempenho agrega muito mais atributos que a alta resistência. Ele reúne desempenho especial e exigências de uniformidade que nem sempre podem ser alcançados habitualmente usando somente materiais convencionais e procedimentos normais de mistura, lançamento e práticas de cura. As exigências podem envolver aumento na compactação sem segregação, na vida útil, nas propriedades mecânicas, na resistência nas primeiras idades, na dureza, na estabilidade volumétrica, ou na vida em serviço em ambientes severos. Assim, é possível que um concreto de alto desempenho possua uma relativa baixa resistência enquanto satisfaz outras exigências”.

Diante do exposto, portanto, esclarece-se que especificamente nesta tese de doutorado empregou-se o termo: **concreto de alta resistência** ao invés de **concreto de alto desempenho**.

¹⁵ Ilustre membro do ACI Committee 363 “State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete”.

3. Concreto armado de alta resistência submetido a elevadas temperaturas

3.1 Conceito de transferência de calor aplicada ao concreto

Grande parte do estudo do concreto em situação de incêndio está vinculada aos fenômenos de transferência de calor oriundos de **ações térmicas externas** e de **ações térmicas internas**.

As **ações térmicas externas** são procedentes do calor gerado pelo consumo das cargas de incêndio, as quais são constituídas pelo material combustível contido no compartimento em chamas. O calor gerado incide diretamente na estrutura de concreto a uma taxa de aquecimento que depende da quantidade e tipo de material combustível, do grau de ventilação do ambiente e das características específicas dos materiais que constituem os elementos de vedação no compartimento em situação de incêndio. Neste caso, predominam os fenômenos de transferência de calor por **convecção** e **radiação**.

As **ações térmicas internas** são aquelas procedentes das interações físicas que ocorrem na microestrutura do concreto (incompatibilidade térmica entre pasta de cimento e agregados, por exemplo) e químicas (reações expansivas), devido à incidência das ações térmicas externas. Neste caso, no interior do concreto, predominam os fenômenos de transferência de calor por **condução**.

Sob a ação do calor interno, a *fib* Bulletin nº38 (2007) observa que tradicionalmente o concreto pode experimentar três problemas principais quando exposto ao fogo, sendo: (a) a redução de suas propriedades mecânicas; (b) os danos causados por deformações térmicas excessivas e (c) a ocorrência de deslocamento intenso, se cuidados na dosagem do material e no dimensionamento da estrutura não forem devidamente considerados.

Geralmente, estes problemas podem ser correlacionados com: (a) o **fluxo de calor** proveniente do incêndio, que depende basicamente da taxa de aquecimento, do nível máximo de temperatura e da duração do fogo e (b) a **distribuição de**

temperatura no interior do elemento, que depende do tipo do cimento, agregados e adições, da geometria e tamanho da seção transversal, da massa específica, do teor de umidade, da idade, da relação água/cimento e da porosidade do elemento de concreto.

Para o caso específico do concreto armado, estes problemas dependem, ainda, da espessura do cobrimento, do arranjo (configuração) da armadura (longitudinal e transversal) e da taxa de aço, determinadas no projeto estrutural.

3.1.1 Fluxo de calor

A ação térmica em uma estrutura de concreto pode ser descrita pela geração de um fluxo de calor na superfície exposta ao fogo, o qual produz gradientes de temperatura, umidade e pressão no interior do elemento. As tensões térmicas e as fissurações podem ocorrer com o aquecimento da estrutura e a suscetibilidade de deslocamento das camadas superficiais (*spalling*) pode, de fato, aumentar (KODUR, 2005; PURKISS, 1996).

O concreto sofre modificações em suas propriedades, quando submetido a um rápido aquecimento, tal como ocorre numa situação de incêndio. Essas modificações ocorrem principalmente, do ponto de vista de ações térmicas, pela formação de um considerável gradiente térmico no interior do elemento, visto que o material não é um bom condutor de calor: o processo de propagação de calor no interior do concreto é lento, quando comparado com outros materiais como, por exemplo, o aço.

No entanto, para que se tenha conhecimento desta distribuição de temperatura no interior da massa de concreto é necessário que se determine o **fluxo de calor** transmitido para estes elementos.

Basicamente, em um incêndio natural, transferências de calor convectivas e radiativas ocorrem entre os gases quentes, as chamas, as construções circunvizinhas e o elemento de concreto estrutural exposto diretamente ao fogo. Neste caso, a convecção e a emissividade governam a transferência de calor.

Segundo o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) e Leonardo (2005), em um dado tempo (t) o **fluxo de calor** \dot{h}_{net} na superfície de concreto é determinado, pela convecção e radiação térmica no ambiente de incêndio, através da seguinte equação:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (\text{W/m}^2)$$

A **transferência de calor convectiva** $\dot{h}_{net,c}$ é vista como uma função do movimento de gás ao redor do elemento de concreto e pode ser considerada como:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g + \theta_m) \quad (\text{W/m}^2)$$

Onde:

α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção ($\text{W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$);

θ_g é a temperatura do gás ao redor do elemento exposto ao fogo ($^\circ\text{C}$);

θ_m é a temperatura da superfície do elemento estrutural ($^\circ\text{C}$).

A **transferência de calor radiativa** $\dot{h}_{net,r}$ pode ser considerada como:

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \varepsilon_f \varepsilon_m \sigma \left[(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (\text{W/m}^2)$$

Onde:

Φ é o fator de configuração;

ε_f é a emissividade do compartimento incendiado (adimensional);

ε_m é a emissividade da superfície do elemento estrutural (adimensional);

σ é a constante de *Stefan-Boltzmann* dada por $5,67 \times 10^{-8}$ ($\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}^4)$);

θ_r é a temperatura de radiação efetiva do ambiente de incêndio ($^\circ\text{C}$);

θ_m é a temperatura da superfície do elemento estrutural ($^\circ\text{C}$).

Leonardo (2005) indica, ainda, que para efeitos de simplificação deve-se considerar que:

- a) o valor do fator de configuração varia entre 0 e 1. Na falta de dados específicos, o fator de configuração pode ser adotado de forma conservadora como $\Phi = 1$;
- b) o valor do coeficiente de emissividade do fogo ε_f pode ser atribuído como igual a 1;
- c) o valor do coeficiente de emissividade do concreto na superfície do elemento estrutural pode ser considerado $\varepsilon_m = 0,7$. Para outros materiais deve-se considerar o valor de $\varepsilon_m = 0,8$;
- d) no caso do incêndio envolver totalmente os elementos, a temperatura de radiação θ_r pode ser representada pela temperatura do gás θ_g ao redor do elemento;
- e) o valor do coeficiente de transferência de calor por convecção pode ser considerado como $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$ para curvas padronizadas de incêndio.

Leonardo (2005) assinala também, que com relação à transmissão de calor em um incêndio natural, a distribuição de velocidade provida pelas diferenças de pressão e massa pode não ser uniforme.

Portanto, é muito complexo avaliar um coeficiente global de transferência de calor por convecção (α_c). Não obstante, alguns estudos experimentais apontam como máximo coeficiente de transferência convectiva (α_c) aproximadamente $35 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

3.1.2 Distribuição de temperatura no interior do elemento de concreto

O cálculo do desenvolvimento de um campo de temperaturas na seção transversal de um elemento de concreto estrutural exposto ao fogo envolve a resolução da equação diferencial clássica de *Fourier*:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + Q = \rho \cdot c_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

Onde:

λ_{θ} : é a condutividade térmica do material (W/m °C);

$\rho \cdot c$: é a calor específico volumétrico do material (produto da massa específica e o calor específico absoluto) (J/kg °C);

x, y e z : as coordenadas cartesianas do sistema tridimensional;

Q : é taxa de calor interno gerado no material;

$\partial \theta$: é o gradiente de temperatura na direção do fluxo de calor;

t : tempo (s).

A geração de calor interna Q pode ser considerada 0 (zero) para o caso de elementos não combustíveis (como o concreto). As condições de contorno (na superfície do elemento) são expressas em termos das equações de fluxo de calor do subitem precedente. As propriedades térmicas do material como difusividade e calor específico serão discutidas no capítulo subsequente desta tese.

Observa-se que os modelos simplificados para cálculo do desenvolvimento da temperatura são baseados em hipóteses de distribuição uniforme na seção transversal global (ou em partes da seção transversal de um elemento estrutural), como apresentado em Leonardo (2005).

Além dos modelos simplificados, podem ser usados modelos de cálculo avançados para a determinação da distribuição da temperatura no interior dos elementos estruturais. Neste caso, o modelo avançado deve considerar as ações térmicas reais devidas ao fogo, bem como a variação das propriedades térmicas dos materiais em função das temperaturas que neles se produzem, geralmente adotadas de literaturas técnicas de referência internacionais.

Tanto os modelos simplificados (analíticos), quanto os modelos avançados computacionais (numéricos) devem fornecer um perfil de temperatura ao longo do tempo e do espaço. Isto significa que deve existir uma função tal, que indique uma

temperatura em um determinado tempo e em um determinado ponto da seção transversal do elemento, durante o evento de simulação de incêndio.

Para exemplificar como isso pode ser representado nas pesquisas, apresenta-se o estudo realizado por Ongah; Mendis e Sanjayan (2002) em paredes de concreto de alta resistência, onde na Fig. 5 é possível observar os perfis de temperatura ao longo do tempo e da espessura (largura) da parede. Esse gráfico indica o gradiente térmico no interior do material de acordo com um modelo de fluxo de calor que simula numericamente o cenário de incêndio.

Observa-se na Fig. 5 que, mesmo após 150 minutos de simulação de incêndio, para uma profundidade na direção da largura da parede de $x = 70\text{mm}$, a temperatura é de aproximadamente 400°C , contra mais de 1000°C na superfície exposta ao fogo ($x = 0\text{mm}$), evidenciando um gradiente térmico de aproximadamente 600°C , neste caso.

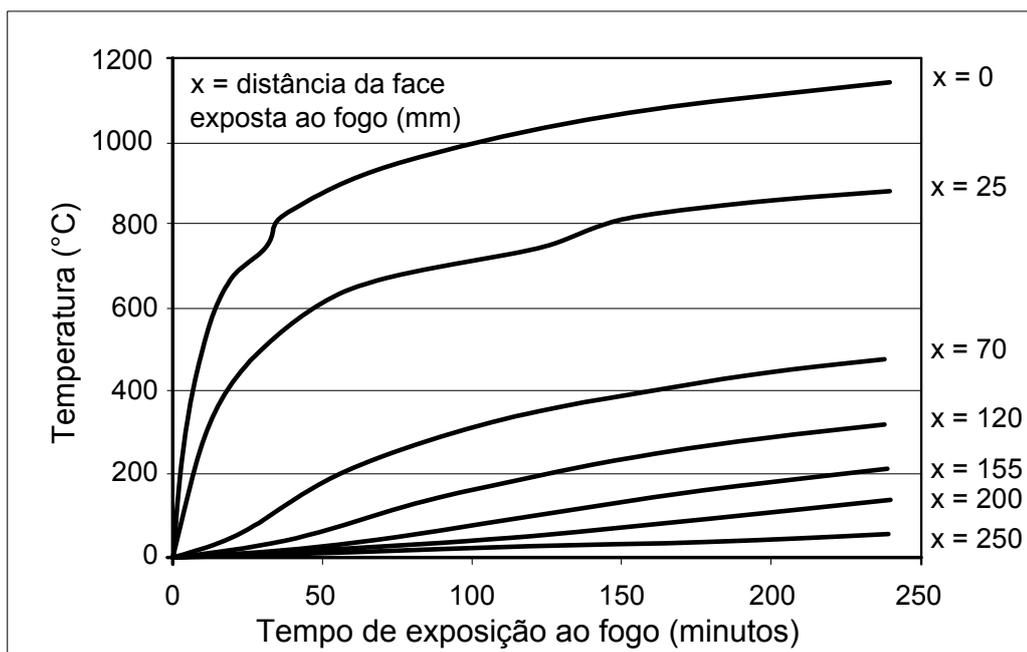


Figura 5 – Temperaturas em profundidades de até 250mm em uma parede de concreto de alta resistência (Ongah; Mendis e Sanjayan, 2002).

Outra forma de apresentar as análises do gráfico anterior, padronizadas pelos principais códigos internacionais, pode ser observada na Fig. 6. Neste caso demonstram-se as curvas instantâneas de tempos padronizados em função da temperatura e da profundidade da superfície exposta ao fogo, modelo de apresentação muito comum adotado por pesquisadores de diversos países.

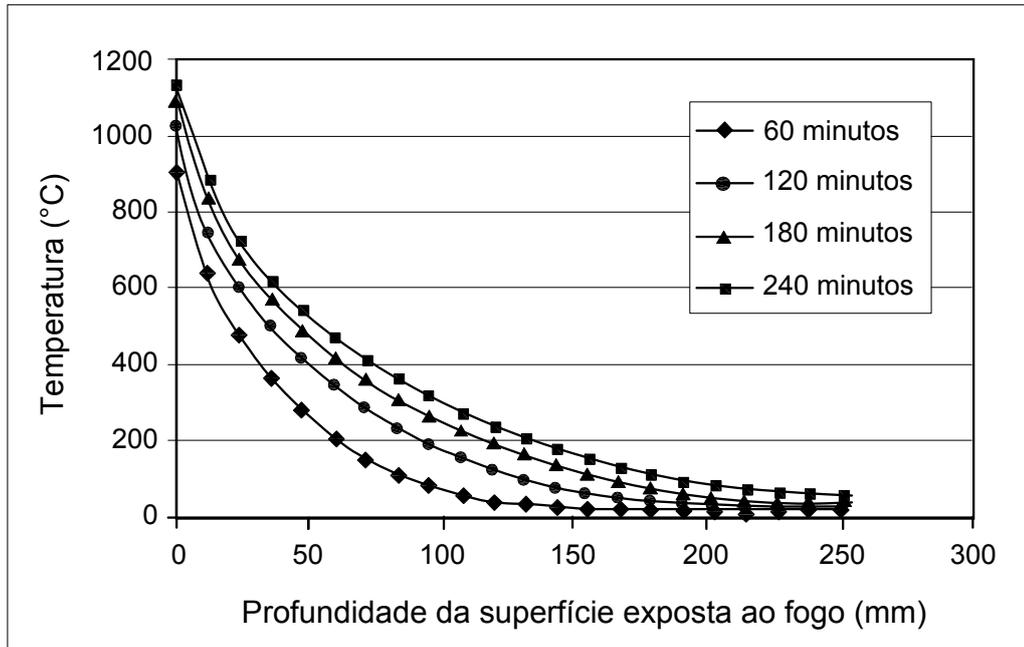


Figura 6 – Distribuição de temperatura em função da distância da superfície exposta ao fogo, calculada através de modelo numérico (Ongah; Mendis e Sanjayan, 2002).

É explícito na Fig. 6 o processo lento de ganho de temperatura no interior do elemento de concreto. Considerando a pesquisa de Ongah; Mendis e Sanjayan (2002), uma simulação numérica do comportamento térmico de uma parede de concreto de alta resistência com 25cm de espessura, com uma de suas faces expostas ao fogo, indica que na profundidade de 5cm da parede, entre 60 e 240 minutos a temperatura se altera de 250°C para 550°C, ou seja, em 180 minutos foi considerado que a temperatura se elevou, naquele ponto fixo (5cm da face exposta), um valor inferior a 2°C por minuto, mesmo frente a mais de 1000 °C na superfície da parede.

Em geral, os códigos de prática internacionais também apresentam a distribuição de temperatura nestes modelos típicos. Um exemplo clássico está no *Bulletin n° 208* da *fib*, publicado em 1991, onde é possível observar as distribuições de temperaturas em seções transversais de concreto submetidas à curva-padrão de incêndio ISO 834, para os tempos padronizados de 30, 60, 90, 120, 180 e 240min.

Na Fig. 7 apresenta-se, como exemplo, as distribuições de temperatura para pilares com seção transversal de 300mm x 300mm, dosados com agregados silicosos e com as quatro faces do elemento expostas ao fogo.

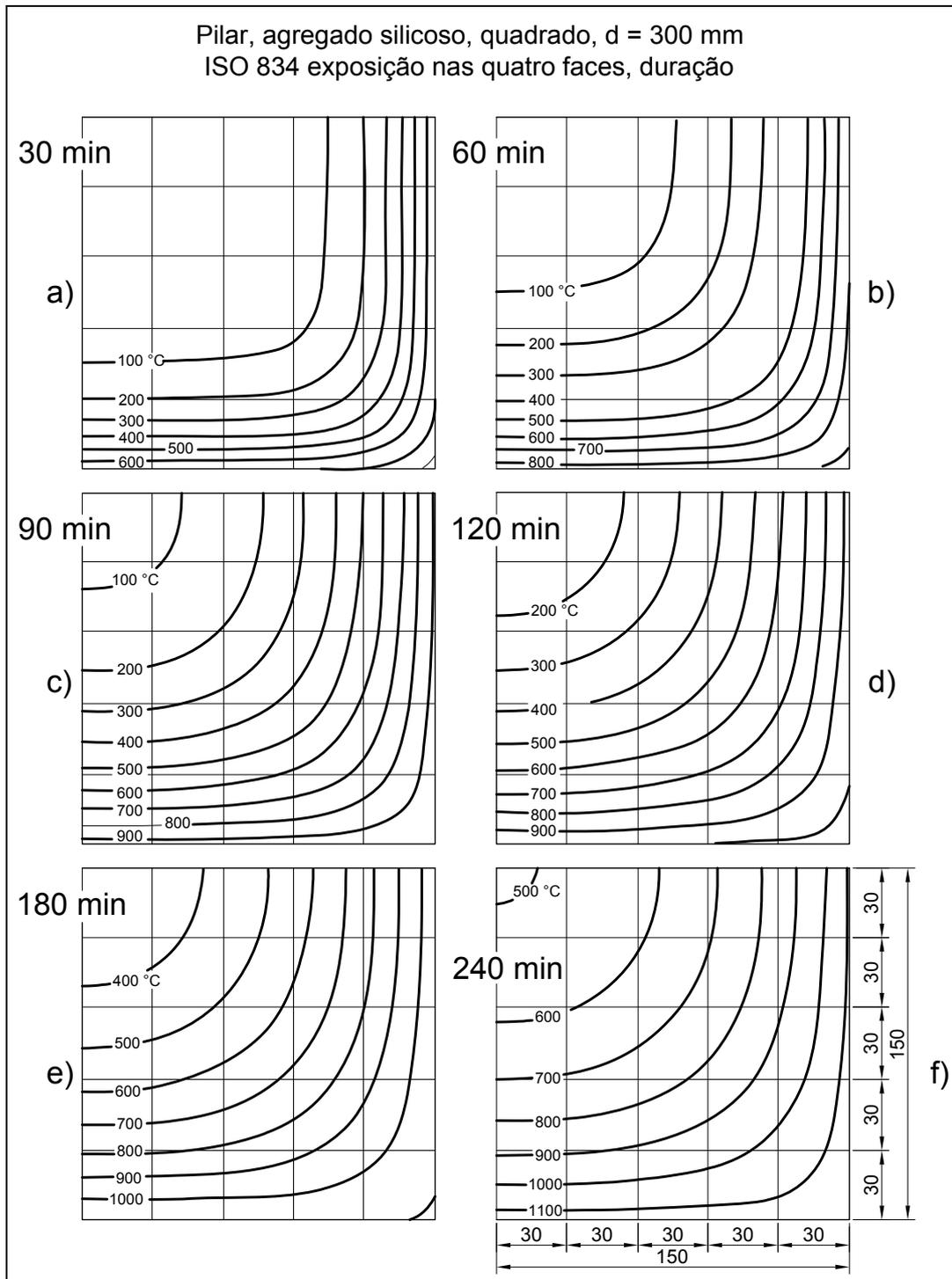


Figura 7 – Distribuições de temperatura em função do tempo em $\frac{1}{4}$ de pilar, de acordo com a curva ISO 834 em pilar de concreto com seção transversal quadrada de 300mm x 300mm com as quatro faces expostas ao fogo (CEB-*fib* nº 208, 1991).

3.2 Aspectos físicos e físico-químicos

3.2.1 Deslocamento do concreto de alta resistência (*spalling*)

O termo *spalling* é internacionalmente conhecido e padronizado nos principais códigos e pesquisas internacionais. O fenômeno físico conhecido como *spalling* pode ser definido como sendo o violento/explosivo (ou não violento/explosivo) deslocamento de camadas ou pedaços de concreto da superfície de um elemento estrutural quando exposto a altas temperaturas e rápidas taxas de aquecimento, ambas caracterizadas por um cenário de incêndio (*fib* BULLETIN nº38, 2007).

Faz-se necessário esclarecer, no entanto, que o *spalling* não é um mecanismo de falha ou colapso estrutural do elemento. O fenômeno pode ser leve ou severo e, conseqüentemente, conduzir ou não a uma rápida perda de seção transversal, a qual poderia desencadear um mecanismo de colapso estrutural, como falhas ocasionadas por flexão ou cisalhamento, por exemplo.

A extensão, a gravidade e a natureza da ocorrência de *spalling* podem ser muito variáveis e imprevisíveis. O fenômeno pode ser insignificante em quantidade e consequência, quando da ocorrência de pequenos sulcos pontuais; no entanto, pode ser grave e comprometer a resistência ao fogo do elemento, devido ao deslocamento de grandes porções de concreto, expondo a armadura e diminuindo a sua capacidade estrutural devido à respectiva redução da seção transversal.

Tendo em vista simplificar e classificar o fenômeno de *spalling*, a *fib* Bulletin nº38 (2007) propôs o agrupamento do mesmo em seis categorias, a saber¹⁶:

- *spalling* de agregado;
- *spalling* explosivo;
- *spalling* superficial;
- *spalling* por delaminação;
- *spalling* de aresta; e
- *spalling* pós-resfriamento.

¹⁶ Os termos nas seis categorias propostas pela *fib* Bulletin nº38 (2007) foram interpretados e traduzidos pelo autor desta tese.

De todas as categorias supracitadas o *spalling* explosivo é considerado o mais grave e severo em situação de incêndio. Conforme discutido na *fib* Bulletin nº38 (2007), este tipo de *spalling* pode resultar em deslocamentos explosivos e subsequentes de camadas de concreto, em geral, atingindo espessuras entre 25 e 100mm, dependendo de cada caso específico.

Segundo Khoury e Anderberg (2000) e a *fib* Bulletin nº38 (2007), a ocorrência de cada tipo de *spalling* é influenciada por diversos fatores, dos quais se destacam a resistência, a idade, o tipo e o tamanho dos agregados, o teor de umidade e a permeabilidade ao vapor de água do **material**; a temperatura máxima e a taxa de aquecimento das **ações térmicas**; a forma e tamanho da seção transversal, a presença de fissuras, a taxa de aço, o arranjo (configuração) das armaduras, a presença de fibras de polipropileno e a intensidade de carregamento do **elemento estrutural**. A influência destes fatores pode ser observada resumidamente na Tabela 3¹⁷.

Tabela 3. Diferentes categorias de *spalling* e seus respectivos agentes influenciadores (*fib* Bulletin nº38 (2007)).

Classificação do <i>spalling</i>	Tempo de ocorrência (probabilístico)	Natureza	Aspectos sonoros	Gravidade	Influências principais*
Agregado	entre 7 e 30 minutos	fendilhamento/ rachaduras	pequenos estalos (tipo pipocamento)	superficial	H, A, S, D W
Aresta	entre 30 e 90 minutos	não violento	nenhum	pode ser severa	T, A, Ft, R
Superficial	entre 7 e 30 minutos	violento	tipo ocorrência de rachaduras/ estalos	pode ser severa	H, W, P, Ft
Explosivo	entre 7 e 30 minutos	violento	estrondos/ explosões altas	severa	H, A, S, Fs, G, L, O, P, Q, R, S, W, Z
Delaminação	quando o concreto enfraquece (perde capacidade resistente)	não violento	nenhum	pode ser severa	T, Fs, L, Q, R
Pós-resfriamento	durante e após o resfriamento por absorção de umidade	não violento	nenhum	pode ser severa	T, Fs, L, Q, R, W1, AT

*Foram preservadas as siglas utilizadas no documento original, de acordo com a legenda a seguir para evitar confusões com siglas já utilizadas no idioma nacional.

¹⁷ Alguns termos da tabela original proposta pela *fib* Bulletin nº38 (2007) foram interpretados e traduzidos pelo autor desta tese.

Legenda:

A= expansão térmica do agregado, D = difusividade térmica do agregado, F_s = tensão de cisalhamento do concreto, F_t = tensão de tração do concreto, G = idade do concreto, H = taxa de aquecimento, L = carga/restrrição, O = perfil de aquecimento, AT = tipo de agregado, P = permeabilidade, Q = formato (geometria) da seção transversal, R = armadura, S = tamanho do agregado, T = temperatura máxima, W = teor de umidade, Z = tamanho da seção transversal, W1 = absorção de umidade.

Com o intuito de facilitar a compreensão, um exemplo de *spalling* explosivo ocorrido em um elemento estrutural (pilar) de alta resistência, foco do programa experimental desenvolvido nesta tese, em um ensaio de resistência ao fogo simulado em laboratório através da curva padrão ASTM E-119, pode ser observado na Fig. 8, reproduzido dos experimentos realizados por Kodur (2005), os quais serão discutidos detalhadamente no Capítulo 5 deste documento.



Figura 8 – Exemplo de *spalling* explosivo ocorrido em pilar de concreto de alta resistência $f_{ck} = 83\text{MPa}$ (Kodur, 2005).

Quando se trata de concreto de alta resistência submetido a elevadas temperaturas, é dada uma atenção especial ao fenômeno de *spalling* do tipo **explosivo**. Este tipo de *spalling* é teoricamente originado pela formação de pressão de vapor de água nos poros no interior de uma massa de concreto durante seu aquecimento.

Segundo Kodur (2005), o concreto de alta resistência é mais suscetível a este tipo de formação de pressão, devido principalmente a sua baixa permeabilidade ao vapor de água, quando comparado ao concreto de resistência normal.

Observa-se, no entanto, que a teoria bastante difundida na literatura internacional é baseada nos estudos precursores de Shorter e Harmanthy (1965) *apud fib Bulletin nº38* (2007) e internacionalmente conhecida por “*moisture clog model*” ou “*modelo de bloqueio da umidade*”¹⁸.

De acordo com esta teoria, a pressão de vapor de água extremamente alta no interior da massa de concreto, gerada durante exposição ao fogo, não consegue ser extravasada devido à baixa permeabilidade do concreto de alta resistência.

Segundo Kodur (2005), aos 300°C esta pressão pode alcançar valores iguais ou superiores a 8MPa, sendo altos para serem resistidos pelos concretos de alta resistência que tem uma resistência à tração, em geral, da ordem de 5MPa a 7MPa.

Destaca-se que Kodur (2005) conduziu uma pesquisa interessante em elementos estruturais carregados (pilares) onde constatou que o efeito do *spalling* é função de vários parâmetros, entre eles, as dimensões do pilar, a resistência do concreto, a intensidade do carregamento, o arranjo (configuração) das armaduras transversais (estribos), o tipo de agregado, bem como a intensidade das ações térmicas do incêndio, à qual o elemento estrutural está submetido. Os detalhes dos experimentos realizados por Kodur (2005) serão discutidos no Capítulo 5 deste documento.

Em concordância com a teoria formalizada por Shorter e Harmanthy (1965) *apud fib Bulletin nº38* (2007), as extensas pesquisas realizadas por Phan (2002) mostraram que a ocorrência do *spalling* explosivo está relacionada à inabilidade de certos concretos de alta resistência extravasarem a pressão interna, procedente da água livre e da água quimicamente combinada que são vaporizadas com a elevação de temperatura no interior da massa de concreto.

¹⁸ Este termo foi traduzido e sugerido pelo autor desta tese com base nos conceitos técnicos apresentados na teoria original de Shorter e Harmanthy (1965) *apud fib Bulletin nº38* (2007).

Em seus experimentos, Phan (2002) observou que uma alternativa para minimizar os efeitos de formação de pressão interna no concreto pode ser concebida através da introdução de fibras de polipropileno nas misturas de concreto, onde tal fato foi comprovado em extensa pesquisa envolvendo **corpos-de-prova** de alta resistência.

Nas pesquisas conduzidas por Phan (2002), foi possível caracterizar o comportamento do concreto de alta resistência quanto aos aspectos de formação de pressão interna, sendo considerado equivalente ao concreto de resistência normal, quando em elevadas temperaturas, simplesmente pelo fato da introdução de fibras de polipropileno.

Este fato foi constatado através do estudo da pressão no poro exercida nestes dois tipos de concreto (normal e de alta resistência), procedente das elevadas temperaturas que podem ser alcançadas em um incêndio.

Na Fig. 9 é possível observar a pressão alcançada nos poros de um concreto de alta resistência sem incorporação de fibras de polipropileno na mistura, por outro lado, na Fig. 10 são indicadas as pressões exercidas nos poros dos dois tipos de concreto (normal e de alta resistência), sendo que no concreto de alta resistência foram introduzidas certas quantias (indicadas na figura) de fibra de polipropileno.

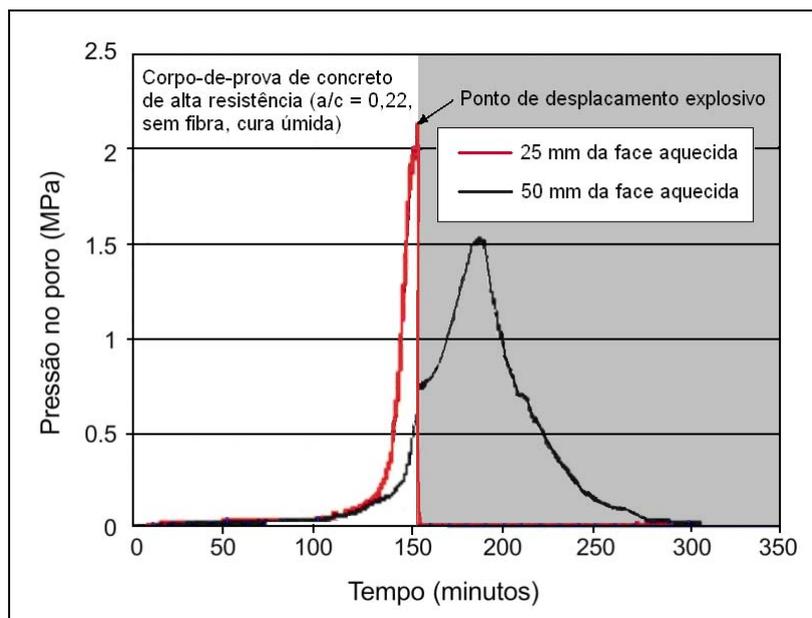


Figura 9 – Pressão interna em diferentes profundidades, ao longo do tempo, em um concreto de alta resistência, sem introdução de fibras de polipropileno (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).

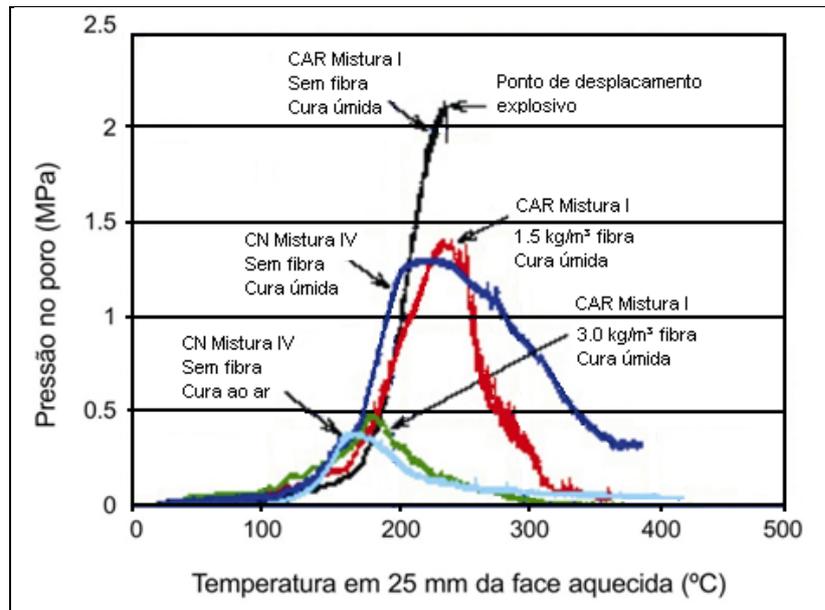


Figura 10 – Pressão equivalente dos dois tipos de concreto (CN: normal e CAR: alta resistência), com introdução de fibras de polipropileno no concreto de alta resistência (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).

No entanto, Phan (2002) destacou que existem incoerências significativas quando associadas somente à formação de pressão no poro com o fenômeno de *spalling* explosivo, principalmente pelo fato de existirem outros fatores fundamentais que podem influenciar nos programas experimentais em geral.

A introdução de fibras de polipropileno não garante necessariamente a integridade do concreto frente a elevadas temperaturas, podendo haver outros agentes influenciadores, como por exemplo, o próprio tipo e dimensões das amostras (corpos-de-prova ou elementos estruturais).

Na Tabela 4 é possível observar um sumário dos experimentos realizados por Phan (2002), onde houve *spalling* em amostras de corpos-de-prova ensaiadas **sem aplicação de carregamento** com baixas relações água-cimento ($a/c = 0,22$).

Por outro lado, em corpos-de-prova **carregados** este fenômeno não foi constatado para a mesma relação água-cimento, o que de fato caracteriza a enorme imprevisibilidade deste tipo de fenômeno, pois, aparentemente, seria de se supor maior risco de *spalling*.

Nota-se também, através deste mesmo experimento, que a presença de carregamento também não pode ser diretamente relacionada com a ocorrência de *spalling*, mesmo considerando amostras envolvendo somente corpos-de-prova, condição aparentemente desfavorável, mas que experimentalmente se mostrou favorável.

Tabela 4. Resumo dos resultados dos experimentos (Phan, 2002).

Método de ensaio e nível de temperatura		a/c = 0,22	a/c = 0,33			a/c = 0,57
		98 MPa	88 MPa		75 MPa	50 MPa
		com adição de sílica ativa		sem adição de sílica ativa		
Carregado	25°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	100°C	● ● ● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	200°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	300°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	450°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	600°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
Descarregado	25°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	100°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	200°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	300°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	450°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	600°C	não ensaiado	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
Descarregado/ propriedades residuais	25°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	100°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	200°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
	300°C	● ● ● ● ●	● ● ● ● ●	● ● ● ● ●	● ● ● ● ●	● ● ● ● ●
	450°C	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●

● Falha por compressão uniaxial
● Falha por *spalling* explosivo

É importante enfatizar que um estudo consistente para avaliar a probabilidade real do fenômeno de *spalling* deve considerar aspectos intrínsecos do material, do elemento estrutural e das condições do programa experimental.

Portanto, argumenta-se que existem inúmeros fatores combinados, os quais ainda podem ser mutáveis em virtude da natureza litológica dos agregados, do tamanho da seção transversal e da idade do elemento, por exemplo.

3.2.2 Aspectos físico-químicos

Considera-se bastante complexa a análise precisa do comportamento das alterações na microestrutura de uma amostra de concreto, visto que cada concreto possui sua singularidade em virtude das vastas alternativas de insumos e adições disponíveis, bem como do emprego de diferentes metodologias de dosagem.

Evidentemente, algumas reações são mais marcantes tendo em vista o conhecimento prévio dos aspectos litológicos dos agregados, adições e do tipo de cimento empregado na concepção do traço de concreto, no entanto, generalizar o desempenho do material em elevadas temperaturas pode induzir a erros grosseiros, além de comparações equivocadas com outros experimentos e pesquisas.

Neste contexto, Taylor (1990) cita que devido a sua baixa condutividade térmica e alto calor específico, o concreto provê boa proteção ao aço em situação de incêndio, entretanto, este pode ser severamente danificado devido às ações de origem térmica que prejudicam principalmente a pasta de cimento. Destaca que em baixas temperaturas, a pasta de cimento se expande quando aquecida, mas a partir dos 300°C ocorre uma contração exacerbada associada com a perda de água. Nesse estágio, os agregados continuam se expandindo, e as tensões resultantes podem propiciar a perda de resistência, a fissuração e o consequente deslocamento.

Alguns fenômenos são mais explícitos, os elementos de quartzo, por exemplo, se expandem nitidamente a 573°C devido a uma transformação polimórfica de cristalização e a calcita se contrai a partir dos 900°C devido a sua decomposição generalizada.

Taylor (1990) descreve, ainda, os efeitos térmicos na pasta de cimento, onde assinala que abaixo de 500°C ocorre principalmente a carbonatação e dilatação dos poros da matriz, entre 450 e 550°C a decomposição do C-S-H, e em 600°C a decomposição do CaCO_3 , proporcionando CaO que eventualmente pode se reidratar durante a fase de resfriamento.

Especificamente quanto ao papel da água, Kalifa et al. (2000) observam que o excesso de água contida nas pastas de cimento *Portland* saturadas contribui na formação de gradientes significativos de pressão na rede de poros do concreto durante a transferência de massas (evaporação da água) e, conseqüentemente, no aumento das fissurações decorrentes da contração da pasta.

No entanto, apesar das significativas alterações físico-químicas que ocorrem na pasta de cimento, a *fib* Bulletin nº38 (2007) ressalta que são os agregados que realmente governam o comportamento térmico do concreto, quando este é considerado exclusivamente como um material compósito. As principais razões para formação desta teoria se baseiam nas seguintes ponderações:

- os agregados geralmente ocupam volume significativo do concreto, entre 60 e 80% do volume do concreto normal;
- as variações nas propriedades do agregado durante o aquecimento podem promover considerável efeito no desempenho do concreto em elevadas temperaturas. A condutividade térmica do concreto, por exemplo, é extremamente influenciada pelo tipo litológico do agregado;
- cada tipo de agregado reage de uma forma diferente em relação ao calor. O fator principal no comportamento do concreto aquecido é a estabilidade química e física do agregado. O tipo de agregado, portanto, pode governar as propriedades e a estabilidade do concreto em situação de incêndio;
- os agregados restringem as eventuais dilatações e contrações da pasta de cimento durante o aquecimento.

De maneira geral, o processo físico-químico do concreto, envolvendo a interação entre os agregados e a pasta de cimento, em situação de incêndio, pode ser simplificado na Fig. 11.

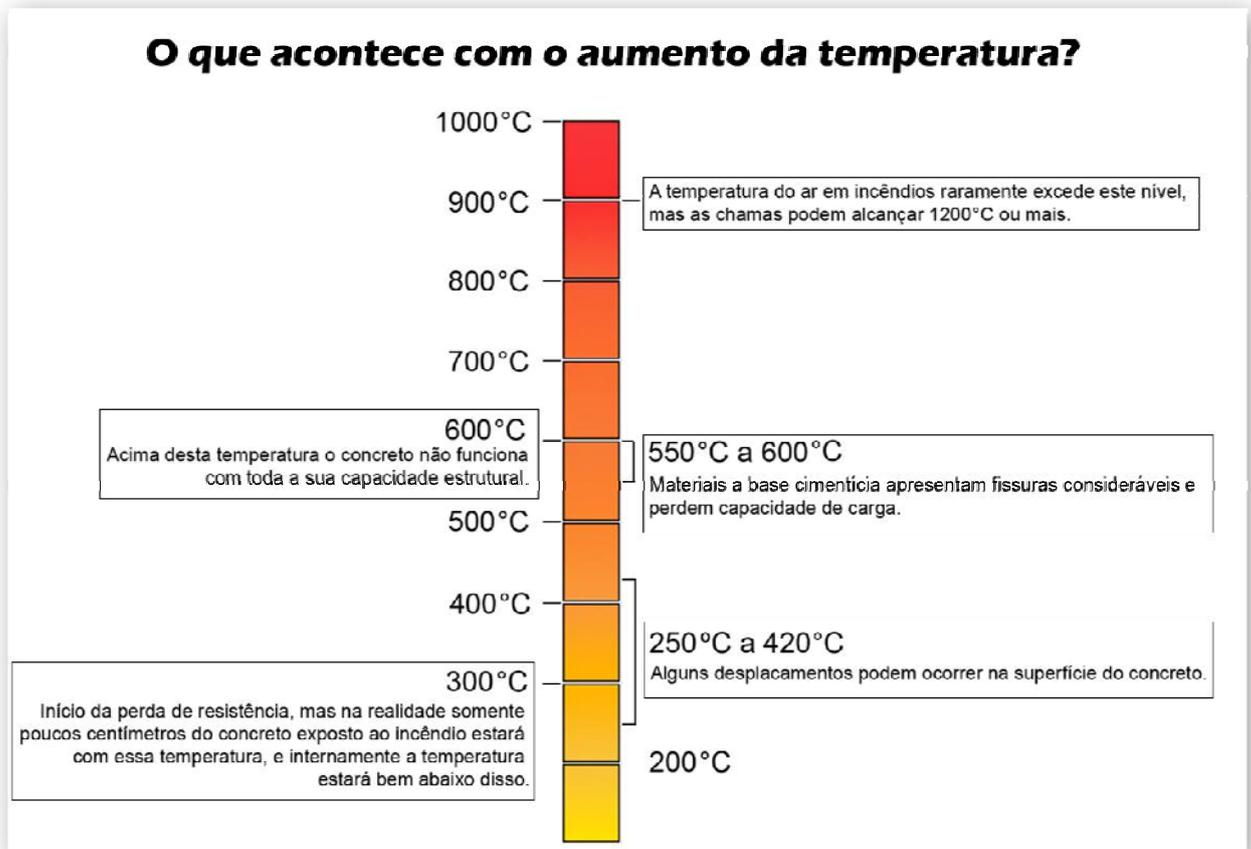


Figura 11 – Processo físico-químico do concreto em situação de incêndio (adaptado de THE CONCRETE CENTRE, 2004).

Quanto ao concreto armado propriamente dito, Cánovas (1988) *apud* Costa (2008) observa que após os 100°C, a redução da aderência entre as barras de aço e o concreto é mais sensível em função do aumento e duração do aquecimento; e que acima dos 600°C pode ocorrer a perda completa da aderência. Destaca-se que as alterações micro estruturais nas barras de aço não fazem parte do escopo desta tese, mas podem ser consultadas em outras referências, a saber: Holmes et al. (1982), Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro (1996) e Purkiss (1996).

3.3 Propriedades térmicas do concreto

Evidentemente, o concreto sofre alterações em suas propriedades quando exposto ao fogo, quer sejam mecânicas, quer sejam térmicas. No processo de dimensionamento de uma estrutura em relação às ações térmicas de incêndio, deve-

se considerar uma distribuição de temperaturas no elemento exposto, a qual depende exclusivamente das propriedades térmicas dos materiais utilizados na dosagem do concreto (principalmente os agregados graúdos).

Em suma, para elaboração de um dimensionamento preciso de estruturas de concreto em situação de incêndio, pelo menos quatro propriedades do material precisam ser determinadas experimentalmente ou adotadas de literaturas, normas e códigos de prática especializados no assunto: a **difusividade térmica**, a **condutividade térmica**, o **calor específico** e a **massa específica do concreto**.

O problema é que nem sempre existem dados suficientes sobre todos os materiais disponíveis, por exemplo, dados experimentais sobre concreto utilizando agregados graúdos basálticos, escopo do programa experimental desta pesquisa, são escassos e pouco divulgados no meio técnico especializado, principalmente pelo fato deste tipo de agregado não ser frequentemente utilizado no exterior.

3.3.1 Difusividade térmica

De fato, as quatro propriedades térmicas citadas são extremamente importantes simplesmente pelo fato de serem necessárias para definir a distribuição de temperatura na seção transversal do elemento aquecido, através da equação fundamental de *Fourier*, que pode ser observada no item 3.1.2 deste texto.

No entanto, apesar de não ser um termo direto da equação de *Fourier*, curiosamente, a **difusividade térmica** do concreto é muito mais fácil de mensurar experimentalmente do que a condutividade térmica, o calor específico e a massa específica.

A difusividade térmica é uma propriedade que fornece a medida da taxa de fluxo de calor sob condições térmicas transientes e, conseqüentemente, a facilidade com que o concreto suporta as mudanças de temperatura. Esta propriedade depende diretamente das três propriedades térmicas da equação de *Fourier* referidas anteriormente e é dada por:

$$D = \frac{\lambda}{\rho \cdot c} \quad (\text{m}^2/\text{s})$$

Onde:

λ : é a condutividade térmica do material (W/m °C);

$\rho \cdot c$: é a calor específico volumétrico do material (produto da massa específica e o calor específico absoluto) (J/kg °C).

A difusividade térmica fornece uma noção global do comportamento térmico do material, portanto, é fundamental conhecer sua variação de acordo com a temperatura. A ideia abstrata de propagação do calor no interior do elemento de concreto em função do tempo de exposição ao fogo é governada pela variação desta propriedade, que está relacionada diretamente com a natureza do agregado empregado na dosagem do concreto.

A difusividade térmica do concreto decresce consideravelmente com o aumento de temperatura, conforme observado no gráfico da Fig. 12. Este fato é devido, em geral, ao decréscimo da condutividade térmica e ao aumento do calor específico em elevadas temperaturas.

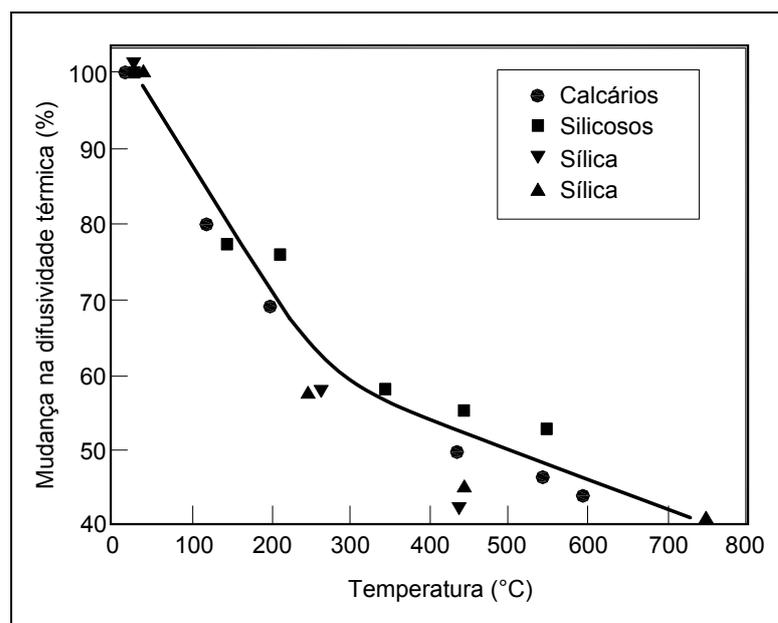


Figura 12 – Efeito da temperatura na difusividade térmica do concreto de massa específica normal, excluindo os efeitos de calor latente. Nota: sílica com dois experimentos distintos (*fib Bulletin n°38 (2007)*).

Observa-se que, infelizmente, essa propriedade encontra-se suprimida em diversos códigos e normas internacionais, somente podendo ser observada em poucos documentos de referência, como por exemplo, em *fib* Bulletin nº38 (2007).

É importante ressaltar que, de acordo com a vasta experiência nacional (FURNAS, 1997), o agregado de natureza basáltica, escopo do programa experimental desta pesquisa, possui valor de difusividade térmica inferior ao da maioria dos agregados utilizados comumente nos concretos (quartzosos, graníticos, calcários e silicosos), e, conseqüentemente, maior estabilidade térmica.

Especificamente sobre este assunto, segundo registrado em *fib* Bulletin nº38 (2007), os agregados basálticos possuem estabilidade térmica até aproximadamente 900°C, conforme observado na Fig.13.

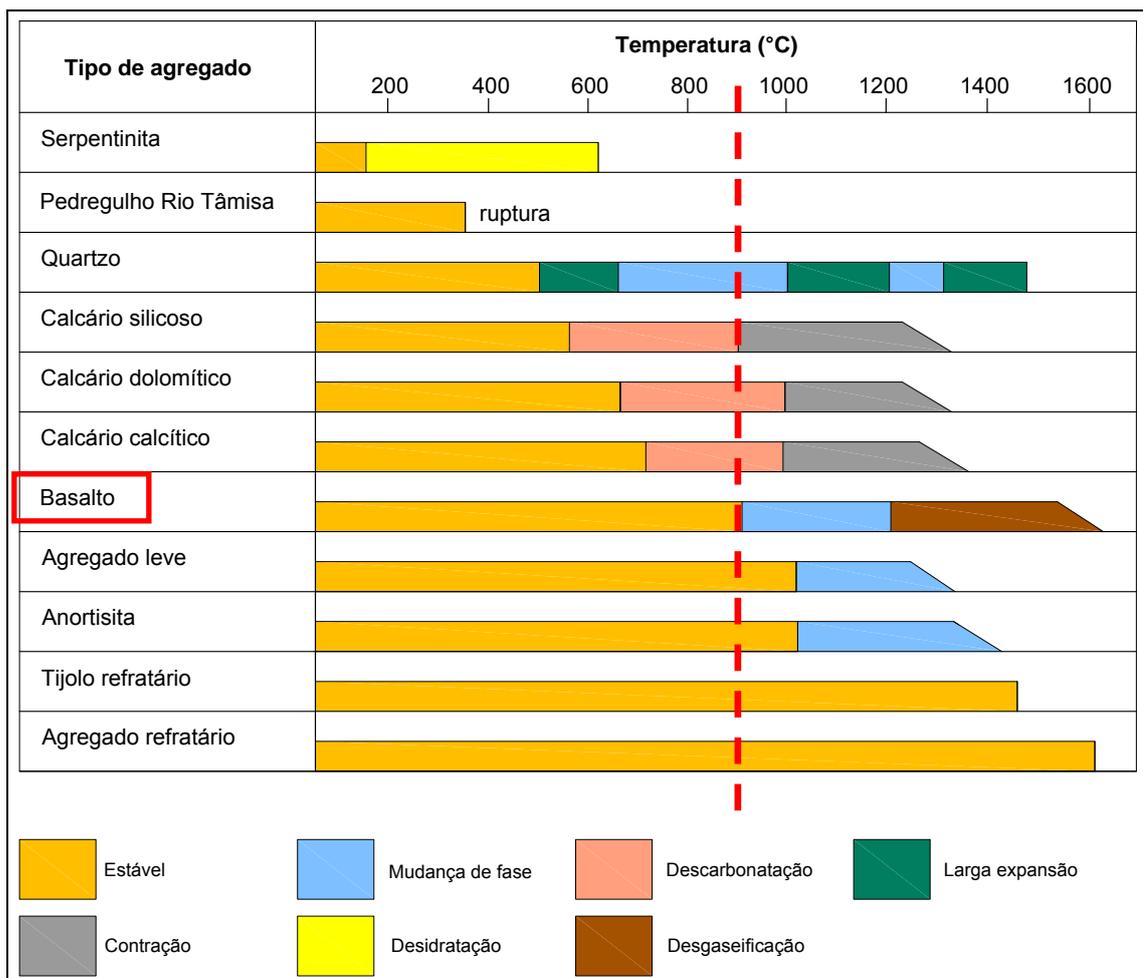


Figura 13 – Comportamento de diferentes tipos de agregados durante o aquecimento (adaptado de *fib* Bulletin nº38, 2007).

De acordo com o exposto na Fig. 13, ressalta-se o quanto um concreto pode possuir desempenho singular frente às ações térmicas, simplesmente pela mudança do tipo de agregado, independentemente de sua classe de resistência mecânica, por exemplo.

Observa-se, neste contexto, que é bem possível que dois concretos possuam a mesma resistência mecânica e comportamento distinto perante a ação do fogo, desde que seja condicionado o tipo de agregado durante o procedimento de dosagem da mistura.

3.3.2 Condutividade térmica

Basicamente, a condutividade térmica do concreto decresce com o aumento de temperatura, sendo que abaixo do patamar de 100°C é fortemente influenciada pelo teor de umidade do material (ACI 216R, 1989; CEB-*fib* Bulletin nº145, 1982; CEB-*fib* Bulletin nº208, 1991; EUROCODE 2, EN 1992-1-2:2004).

Embora a condutividade térmica do concreto dependa de todos os seus componentes, esta é em grande parte governada, também, pelo tipo de agregado usado, considerando, evidentemente, que o mesmo ocupe geralmente entre 60 e 80% do volume do concreto, o que costuma ser normal.

Outra influência importante é o teor de umidade do concreto, pois a condutividade da água, apesar de baixa, é bem superior a do ar. Para alguns esclarecimentos adicionais, na Tabela 5 é possível observar a condutividade térmica de alguns materiais e elementos em temperatura ambiente.

Tabela 5. Condutividade térmica em temperatura ambiente (*fib* Bulletin nº38, 2007).

Material/Elemento	Condutividade térmica (W/m°C)
Agregados	0,7 – 4,2
Concretos saturados	1,0 – 3,6
Pastas de cimento endurecidas (saturadas)	1,1 – 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

Conforme observado na Tabela 5, as proporções da mistura, bem como a quantidade absoluta de cimento influenciam sobremaneira na condutividade térmica global do concreto, devido à disparidade dos valores de condutividade entre a pasta de cimento e certos tipos de agregados.

Portanto, teoricamente, uma dosagem de concreto considerada rica pode possuir menor condutividade térmica quando comparada com uma dosagem considerada pobre (sendo *rica* e *pobre* termos comuns no meio técnico, associados à quantidade de cimento por metro cúbico de concreto).

Concomitantemente, observa-se, também, que apesar da condutividade térmica ser pouco afetada pela variação normal da temperatura ambiente, a mesma se altera bastante em altas temperaturas, devido às transformações físico-químicas que ocorrem durante o aquecimento, conforme indicado na Fig. 14.

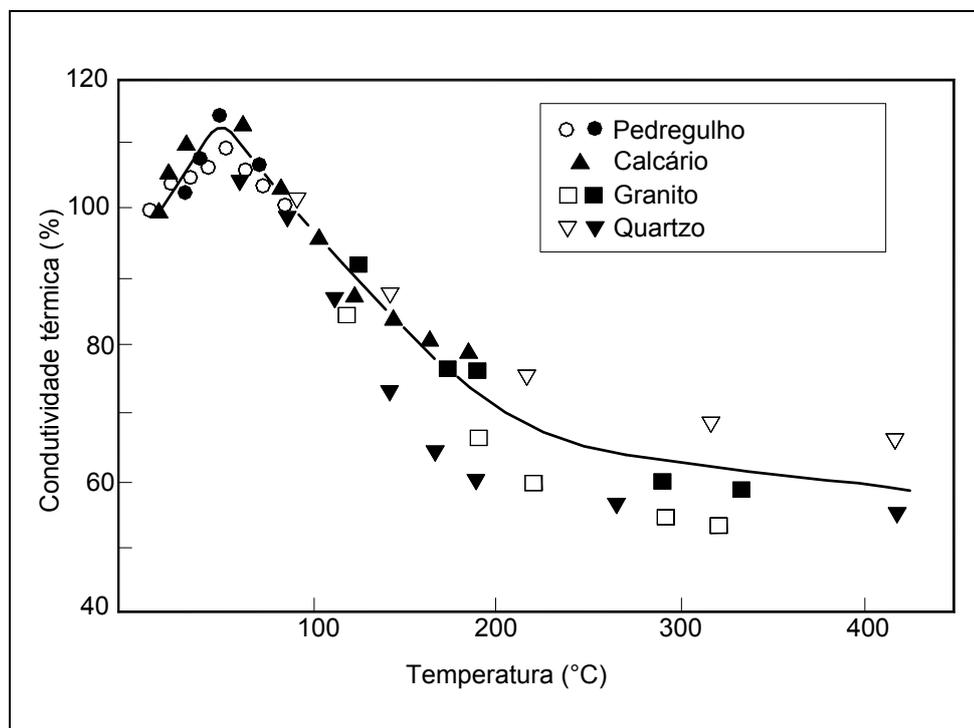


Figura 14 – Efeito da temperatura na condutividade térmica do concreto inicialmente saturado (*fib* Bulletin nº38, 2007).

Duas considerações importantes são apontadas, ainda, em CEB-*fib* Bulletin nº145 (1982), sendo a primeira vinculada à massa específica do material, e a outra, à natureza do agregado graúdo, a saber: (a) os concretos leves possuem reduções significativas de condutividade térmica quando comparados aos concretos normais¹⁹; (b) por outro lado, é comum considerar que concretos dosados com agregados tipo calcários (calcíticos e dolomíticos) possuam condutividade térmica entre 15% e 20% menor que os concretos dosados com agregados tipo silicosos.

3.3.3 Calor específico

Segundo o *fib* Bulletin nº38, 2007, o calor específico é uma propriedade térmica sensível às várias transformações que ocorrem no concreto em elevadas temperaturas. Essas transformações incluem, por exemplo, a vaporização da água livre aos 100°C e a dissociação do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em CaO e H_2O entre 400°C e 500°C.

No concreto, esta propriedade térmica é pouco influenciada pelo tipo de agregado e pelo teor de argamassa da mistura, tendo em vista que, em geral, o calor específico dos agregados e da pasta de cimento possuem valor similar.

Por outro lado, o calor específico do concreto aumenta substancialmente com o seu teor de umidade, em virtude do alto calor específico da água (4,29 kJ/kg °C). Um valor típico para concretos saturados aos 20°C é de 1,0 kJ/kg °C, no entanto, este valor pode variar entre 0,7 e 1,5 kJ/kg °C em função, principalmente do teor de umidade da mistura, o qual, por sua vez, está vinculado à idade do concreto, entre outros fatores intrínsecos do material, como a sua relação água-cimento e porosidade, por exemplo, (*fib* Bulletin nº38, 2007).

O aquecimento de um concreto inicialmente saturado causa um ligeiro, mas temporário aumento no calor específico na temperatura aproximada de 90°C até 380°C, devido à rápida liberação da água livre do concreto e a absorção do calor latente de vaporização.

¹⁹ Sendo que o termo “normais”, neste caso, está associado à massa do concreto no estado endurecido e não à classe de resistência do material, conforme indicado no item 2.4 deste texto. Segundo Mehta e Monteiro (2008) os concretos normais possuem massa da ordem de 2400kg/m³ e os concretos leves, massa inferior a 1800kg/m³.

O aquecimento de um concreto saturado em relação a um concreto previamente seco, aparentemente, conduz a comportamentos similares, exceto pelo aumento acentuado em temperaturas próximas aos 90°C, conforme observado na Fig. 15.

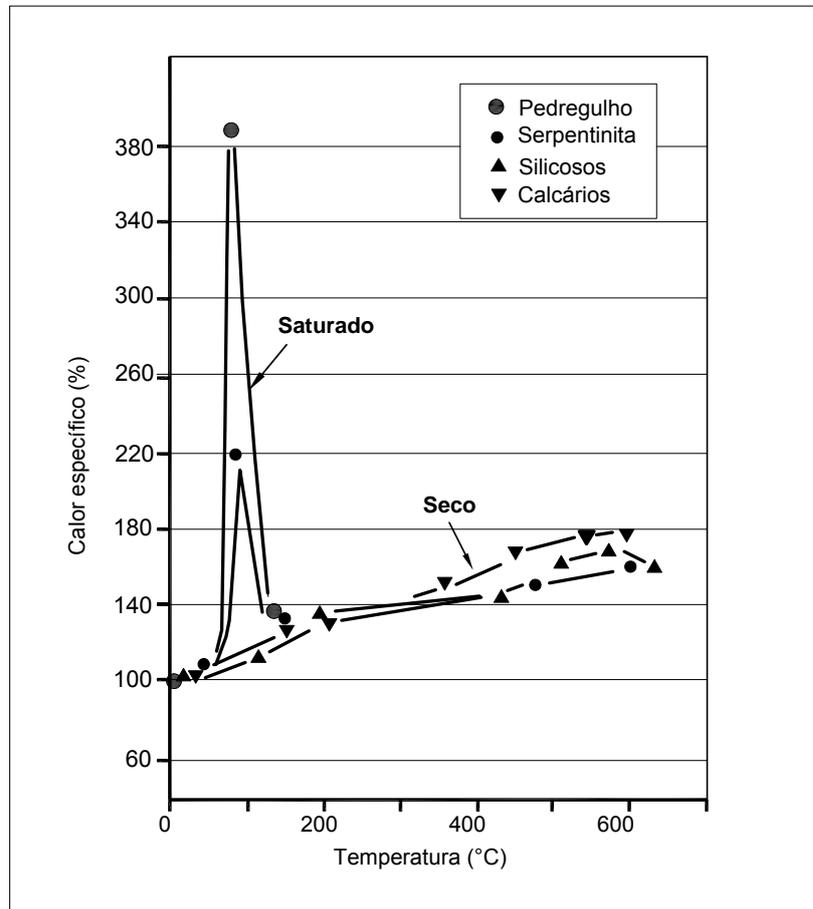


Figura 15 – Efeito da temperatura no calor específico do concreto, excluindo os efeitos de calor latente (*fib* Bulletin nº38, 2007).

Nota-se que, em geral, a variação do calor específico é pequena com o aumento da temperatura e que o tipo de agregado possui pouca influência no comportamento desta propriedade térmica.

Por esta razão, as curvas de calor específico do concreto têm sido adotadas para todos os tipos de agregados, principalmente quando considerados os parâmetros exclusivos de dimensionamento estrutural.

Observa-se ainda, que para efeitos de dimensionamento, o aumento do calor específico na vizinhança dos 100°C, devido principalmente a evaporação da água livre, costuma ser desprezado.

3.3.4 Massa específica

A massa específica do concreto varia sensivelmente durante o aumento de temperatura. Esta alteração é devida, principalmente, à evaporação da água livre, mas também ao aumento do volume causado pelas expansões térmicas.

Após a evaporação da água livre, em geral, a redução de massa específica pode ser considerada como 100kg/m^3 . Não obstante, para efeitos de dimensionamento, a massa específica pode ser considerada constante independentemente da temperatura, que neste caso corresponde a 2300kg/m^3 , conforme recomendação do CEB-*fib* Bulletin nº145 (1982) e do CEB-*fib* Bulletin nº208 (1991). Embora, seja comum a massa específica do concreto de alta resistência ser da ordem de 2500kg/m^3 .

De fato, as mudanças na massa específica global do concreto estão relacionadas com as alterações de massa, dilatação térmica e alterações na porosidade durante o aquecimento. Em termos de dilatação térmica, a função do agregado é importante, além disso, a dissociação de agregados mostra significativa redução de massa aos 600°C e um considerável aumento na porosidade, conforme observado na Fig. 16.

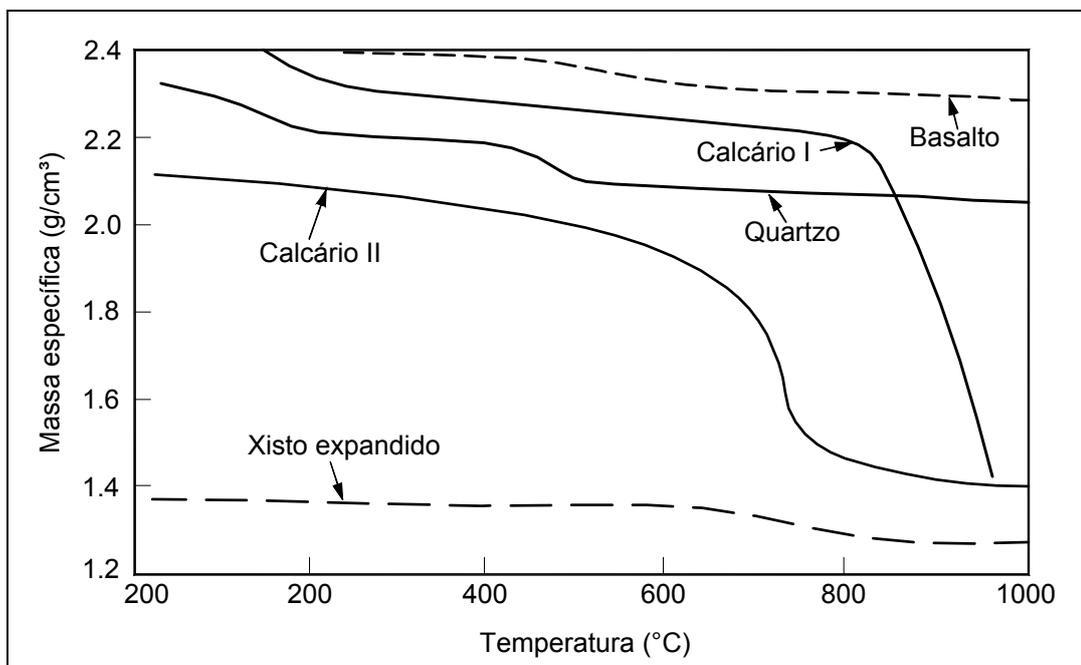


Figura 16 – Massa específica de concretos com quatro diferentes agregados em função da temperatura. Nota: agregados de origem calcária de dois experimentos distintos (*fib* Bulletin nº38, 2007).

Observa-se no gráfico da Fig. 16 que o agregado tipo basalto, escopo desta pesquisa, possui a menor perda de massa quando aquecido, o que, de fato, pode contribuir positivamente para o desempenho do concreto, composto por esse tipo de agregado, em situação de incêndio.

3.4 Propriedades mecânicas do concreto

As propriedades mecânicas de um elemento de concreto variam com um comportamento decrescente de acordo com o aumento de temperatura no interior da massa, sendo a intensidade desta variação vinculada à taxa de aquecimento e ao tempo em que ocorrem ações térmicas externas, causadas pelo fogo.

Costa (2008) indica que para fins de dimensionamento estrutural, a redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura é estimada por meio de um coeficiente redutor $k_{c,\theta}$, conforme observado na Fig. 17. Portanto, o valor característico da resistência para uma dada temperatura pode ser considerado de acordo com a seguinte expressão:

$$f_{ck,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck,20^{\circ}\text{C}}$$

Onde:

$f_{ck,\theta}$ = resistência característica do concreto à compressão à temperatura elevada θ (MPa);

$k_{c,\theta}$ = fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ (adimensional);

$f_{ck,20^{\circ}\text{C}}$ = resistência característica do concreto à compressão à temperatura ambiente (MPa).

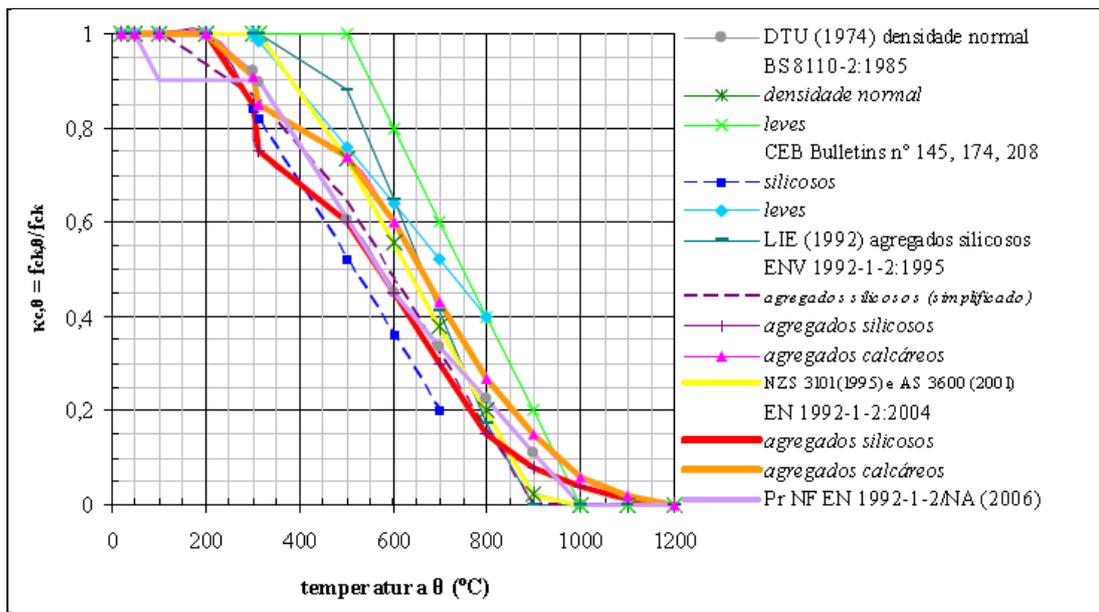


Figura 17 – Fator de redução da resistência característica à compressão do concreto em altas temperaturas, de diversas normas (Costa, 2008).

As observações de Costa 2008 estão conformes com a ABNT NBR 15200:2004 “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento”, a qual por sua vez foi baseada no Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

No entanto, observa-se que estas curvas devem ser adotadas com cuidado, uma vez que foram elaboradas com concretos empregando agregados com aspectos litológicos característicos de seus países de origem (geralmente padronizados em dois tipos: calcários e silicosos).

Uma afirmação contundente sobre estas curvas, por exemplo, é que em nenhum código internacional está indicado o comportamento das propriedades térmicas do concreto com agregados procedentes de rocha da família dos basaltos, de uso comum no Brasil.

Observa-se ainda que, além dos aspectos intrínsecos dos materiais, referentes às suas propriedades térmicas, o comportamento do concreto depende também do método de ensaio empregado, principalmente referente ao sistema de carregamento aplicado durante o aquecimento, simulado através das curvas padronizadas de incêndio (PHAN, 1996).

Os dados levantados e reunidos por Phan (1996), quanto à influência do método de ensaio, apontaram importantes considerações quanto à presença ou não de carregamento durante os experimentos. Os resultados divulgados são procedentes de pesquisas em diversos países, as quais envolveram além de corpos-de-prova, elementos estruturais de concreto de alta resistência, onde podem se destacar estudos pioneiros realizados em pilares, por Diederichs; Jumppanen e Schneider (1995), os quais serão discutidos detalhadamente no Capítulo 5 deste documento.

3.5 Propriedades mecânicas do aço

Apesar de o concreto ser considerado um material com baixo índice de condutividade de calor, dependendo da espessura de cobertura, dos danos causados por eventuais ocorrências de *spalling* do tipo explosivo, bem como da duração de exposição ao fogo, é evidente que o aço também sofra modificações em suas propriedades mecânicas em função do aumento da temperatura.

As propriedades mecânicas do aço também variam com um comportamento decrescente de acordo com o aumento de temperatura no interior do elemento de concreto, sendo a intensidade da perda de resistência associada principalmente ao tempo de exposição ao fogo do elemento de concreto.

Na ocorrência específica de um caso de *spalling* explosivo e violento, essa situação de perda de resistência pode se agravar preponderantemente, uma vez que regiões do aço estarão em exposição direta ao fogo, sem a proteção do concreto, a qual foi eventualmente subtraída por deslocamento.

É fato, portanto, que o aço é fortemente afetado pela ação nefasta da temperatura, e sempre que o concreto de cobertura deixar de protegê-lo, as armaduras poderão ser significativamente afetadas.

Costa (2008) destaca que de forma análoga ao concreto, a redução da resistência do aço em função da temperatura elevada é determinada por meio de um coeficiente redutor $k_{s,0}$, conforme Fig. 18. Portanto, o valor característico da resistência para uma dada temperatura pode ser representado pela seguinte expressão:

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk,20^{\circ}\text{C}}$$

Onde:

$f_{yk,\theta}$ = resistência característica do aço à temperatura elevada θ (MPa);

$k_{s,\theta}$ = fator de redução da resistência do aço em função da temperatura θ ($^{\circ}\text{C}$) (adimensional);

$f_{yk,20^{\circ}\text{C}}$ = resistência do aço à temperatura ambiente (MPa).

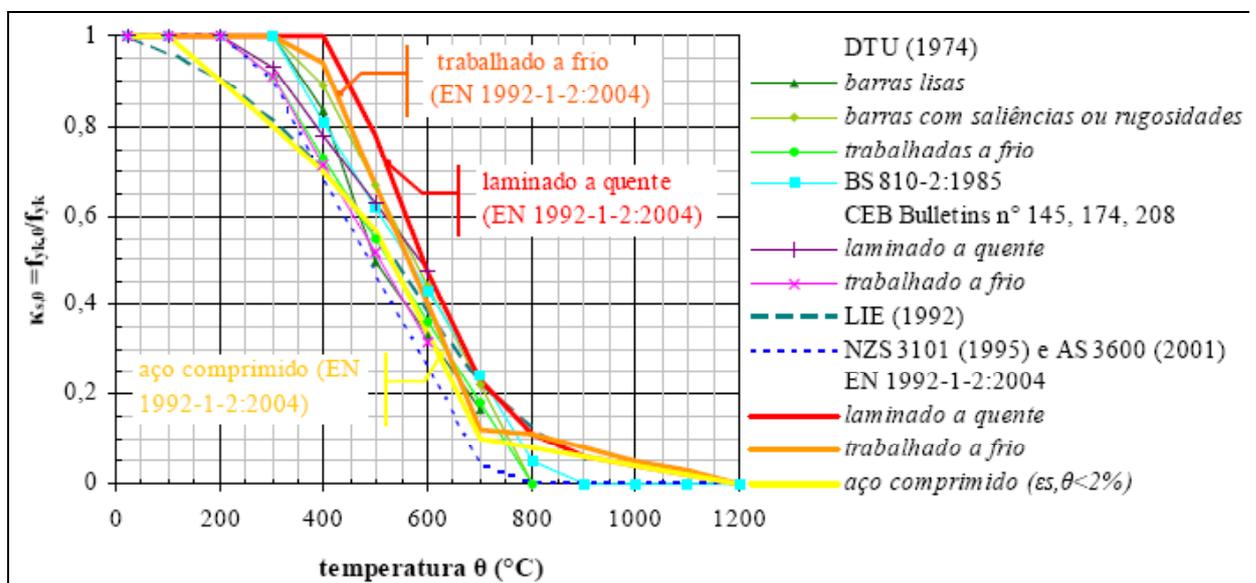


Figura 18 – Fator de redução da resistência convencional ao escoamento do aço em função da temperatura, de diversas normas (Costa, 2008).

Destaca-se que faz parte do escopo do programa experimental desta pesquisa, avaliar as condições mecânicas residuais de barras de aço na região mais crítica em contato com o fogo: nas arestas do pilar protótipo, onde ocorre superposição das ações térmicas e, conseqüentemente, temperaturas mais elevadas. Também serão avaliadas as condições residuais de alguns estribos na região central das faces diretamente expostas ao fogo, com seus respectivos resultados apresentados no Capítulo 6 e discutidos nos Capítulo 7 desta tese.

4. Métodos de ensaio e normalização

4.1 Métodos de ensaio

É importante esclarecer que há **três grandes grupos** de estudos experimentais para avaliar o desempenho do concreto de alta resistência em situação de incêndio, os quais podem ser divididos em: **grupo dos materiais**, **grupo dos elementos estruturais** e **grupo da estrutura** propriamente dita.

Este último grupo é restrito a laboratórios de grande porte como, por exemplo, o *Cardington Laboratory* (CHANA; PRICE, 2003) e, atualmente, dispõe-se de pouquíssimos resultados experimentais envolvendo esse tipo de ensaio. Os métodos de ensaio deste grupo não serão discutidos nesta tese.

O **grupo dos materiais** envolve ensaios em amostras de corpos-de-prova cilíndricos e/ou cúbicos. Os resultados indicam os efeitos da elevada temperatura nas propriedades do material de engenharia, no caso o concreto de alta resistência, e podem ser usados para o conhecimento das propriedades físico-mecânicas dos concretos.

Em geral, os corpos-de-prova são avaliados quanto à apuração das propriedades mecânicas e térmicas do ponto de vista do material concreto (resistência a diferentes temperaturas, calor específico, difusividade, condutividade, massa específica, etc.).

O **grupo de elementos estruturais** envolve ensaios em amostras de elementos de concreto armado, como vigas, pilares e lajes. Os resultados indicam os efeitos da elevada temperatura nos elementos estruturais e podem ser usados para validar os modelos analíticos desenvolvidos usando dados obtidos em amostras de corpos-de-prova, por exemplo.

Em geral, os elementos são avaliados quanto à ocorrência de fenômenos físicos (*spalling*), distribuição de temperaturas no interior do concreto e seu modo de ruptura (se houver colapso), tendo em vista que a presença do aço (arranjo/configuração e

taxa) e as proporções das seções dos elementos são fatores cruciais para análise deste tipo de comportamento estrutural.

Segundo Phan (1996), existem três métodos comuns de ensaio, os quais podem ser aplicados aos dois grupos de estudos experimentais referidos nessa tese, quais são: **ensaio com carga aplicada, ensaio sem carga aplicada e ensaio de propriedades residuais sem carga aplicada.**

Ensaio com carga aplicada

Trata-se da simulação de um pré-carregamento, frequentemente entre 20% e 40% de sua resistência última de compressão em temperatura ambiente (em geral 20°C). A carga é aplicada na amostra de concreto precedente ao aquecimento e mantida constante durante todo o período estipulado na curva padrão de incêndio. O calor é aplicado no concreto em uma taxa constante até uma temperatura predeterminada (em geral intervalos de 100°C ou 200°C até o máximo de 1000°C).

O carregamento é então imposto a uma taxa prescrita até que haja a ruptura da amostra. Os resultados são apresentados, usualmente, em termos de resistência à compressão em diferentes temperaturas.

Ensaio sem carga aplicada

A amostra é aquecida, sem o pré-carregamento, em uma taxa constante até uma temperatura predeterminada, a qual é mantida até o alcance de equilíbrio térmico no interior da amostra. O carregamento, então, é aplicado em uma taxa prescrita até que haja a ruptura da amostra.

Ensaio de propriedades residuais sem carga aplicada

A amostra é aquecida, sem pré-carregamento, em uma taxa constante até uma temperatura predeterminada, a qual é mantida até o alcance de equilíbrio térmico no interior da amostra. A amostra é então submetida ao resfriamento, também seguindo uma taxa prescrita, até a temperatura ambiente. O carregamento então é aplicado em temperatura ambiente, até a ruptura da amostra.

Este método de ensaio difere dos outros métodos descritos, e fornece os resultados mais satisfatórios para avaliar as propriedades do elemento estrutural de concreto posteriormente a simulação de incêndio, ou seja, as propriedades residuais do concreto. Observa-se que esse método se assemelha ao utilizado no programa experimental realizado nesta tese, exceto pela condição de carregamento mencionada.

4.1.1 Curvas padronizadas de simulação de incêndio

Nas análises experimentais, independentemente do método de ensaio é necessário que se adote um modelo de simulação de incêndio, o qual seja padronizado e permita que os resultados obtidos possam ser devidamente normalizados e comparados com outras pesquisas.

Para tal, a primeira consideração que deve ser feita é quanto ao que se deseja simular realmente, ou seja, qual o cenário de incêndio específico que a estrutura de concreto poderá estar submetida.

Na Fig. 19 apresentam-se os perfis das temperaturas que simulam três cenários padrões de incêndio normalizados que podem ser utilizados em programas experimentais, sendo: (a) o cenário de incêndio em túneis; (b) o ocasionado por materiais à base de hidrocarbonetos e; (c) o ocasionado em edificações (por materiais a base de celulósicos).

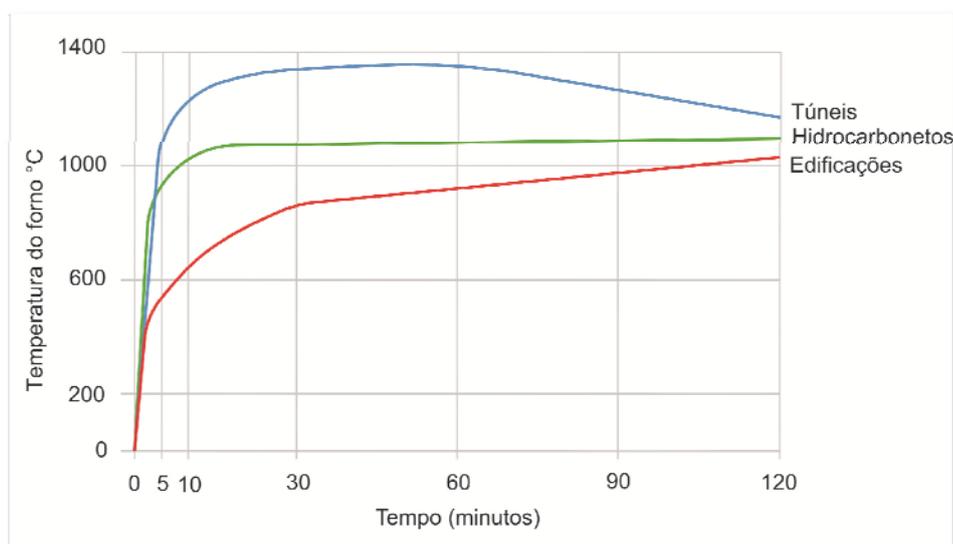


Figura 19 – Curvas de incêndio-padrão para três cenários (THE CONCRETE CENTRE, 2004).

Observa-se que a simulação da curva padrão utilizada neste programa experimental condiz com o perfil do cenário padrão de incêndio em edificações (tendo como combustível os materiais a base de celulósicos), portanto somente esse perfil será focado neste texto.

As três curvas padronizadas mais difundidas no meio técnico e utilizadas nos estudos experimentais que envolvem simulações de cenários de incêndio por **materiais celulósicos** são as curvas: ISO 834, ASTM E119 e JIS A 1304 (PHAN, 1996). Estas curvas são bem similares e podem ser observadas, sobrepostas, na Fig. 20.

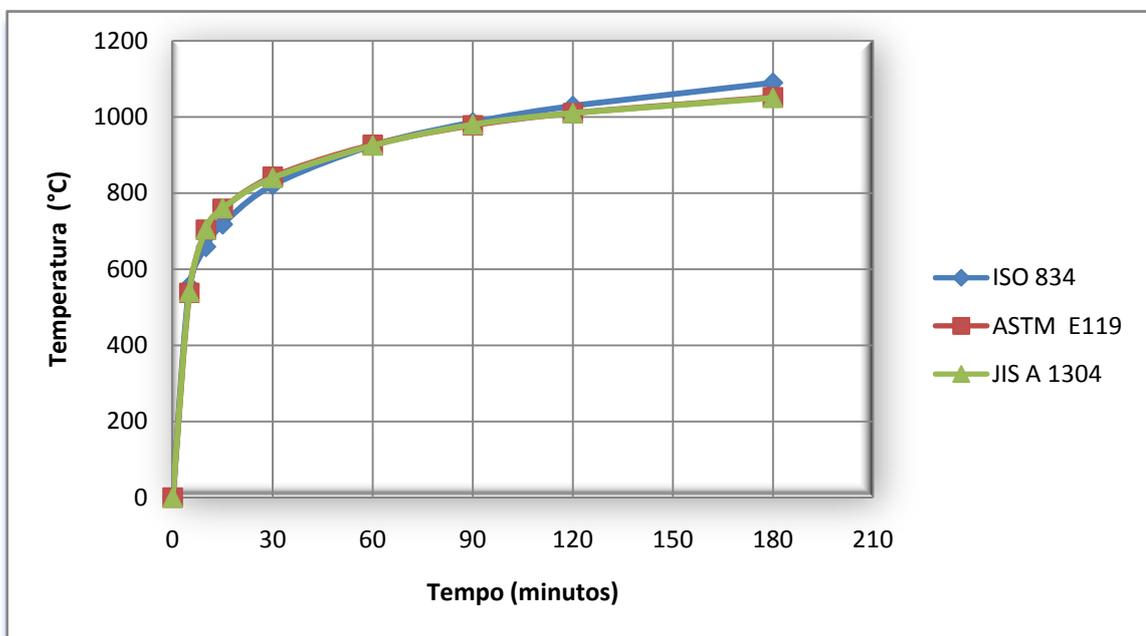


Figura 20 – Curvas de incêndio-padrão (adaptado de Phan, 1996).

A curva ISO 834, *Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction*, mais usada nos estudos experimentais internacionais, inclusive adotada no Brasil – transcrita na ABNT NBR 5628:2001 “Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo” – especifica que o elemento deve ser submetido uma elevação de temperatura no forno, dada pela seguinte equação²⁰:

²⁰ A equação da elevação de temperatura do forno foi reproduzida de Phan (1996). No Brasil a ABNT NBR 14432:2001 utiliza o símbolo θ para temperatura, ao invés de T .

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

Onde:

t = tempo, expresso em minutos;

T = temperatura do forno no tempo t , expressa em °C;

T_o = temperatura inicial do forno, expressa em °C.

Os valores tabulados, utilizando a equação anterior podem ser observados na segunda coluna da Tabela 6. Para efeito comparativo, foram colocados os valores normalizados das curvas ASTM E119 e JIS A 1304. Destaca-se que a curva padrão utilizada no programa experimental desta tese corresponde à curva padrão ISO 834.

Tabela 6. Dados de temperatura-tempo referentes à curva de incêndio-padrão ISO 834 (Phan, 1996).

Tempo (min)	Elevação de temperatura no forno ($T - T_o$) em °C		
	ISO 834	ASTM E119	JIS A 1304
5	556	538	540
10	659	704	705
15	718	759	760
30	821	843	840
60	925	927	925
90	986	978	980
120	1029	1010	1010
180	1090	1052	1050

4.2 Normalização

Tanto os métodos de ensaio, quanto as curvas padronizadas de simulação de incêndio, descritos no item precedente, são válidos para o concreto normal e para o concreto de alta resistência.

No entanto, conforme indicado anteriormente, faz parte do contexto do programa experimental desta pesquisa a avaliação de pilares de concreto de alta resistência. Portanto, serão focadas as normalizações e códigos nacionais e internacionais, que abordam explicitamente esse tema.

Nacional

Pode-se afirmar que no Brasil existem praticamente três normas vinculadas ao tema de elementos construtivos e situação de incêndio, as quais são: ABNT NBR 5628:2001²¹, ABNT NBR 14432:2001²² e ABNT NBR 15200:2004²³. No entanto, sabe-se que nenhuma trata especificamente do concreto de alta resistência, aliás, no Brasil, atualmente, não há normas específicas sobre o concreto de alta resistência, mesmo desconsiderando o assunto geral relacionado com ações térmicas e incêndio.

A ABNT NBR 5628:2001 trata das prescritivas do **método de ensaio** destinado a determinar a resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais, representada pelo tempo em que respectivas amostras, submetidas a um programa térmico, atendem às exigências mínimas pré-estabelecidas.

A ABNT NBR 14432:2001 estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural.

Para os elementos de compartimentação, devem ser atendidos requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente para possibilitar:

- a) a fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança;
- b) a segurança das operações de combate ao incêndio;
- c) a minimização de danos a edificações adjacentes e à infraestrutura pública.

²¹ ABNT NBR 5628: Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo.

²² ABNT NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.

²³ ABNT NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Na ocasião da elaboração deste texto essa norma estava em processo de revisão.

Esta norma se baseia na curva de incêndio-padrão da ISO 834 e define um dos principais conceitos quando se trata de exigências de resistência ao fogo de elementos de construtivos, que é o TRRF ou **T**empo **R**equerido de **R**esistência ao **F**ogo. O TRRF é definido como o tempo mínimo de resistência ao fogo, o qual depende basicamente do tipo de ocupação/uso da edificação e de sua respectiva altura.

A ABNT NBR 15200:2004 (em processo de revisão²⁴, quando da elaboração deste texto) estabelece os **critérios de projeto** de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de demonstrar sua conformidade.

Esta norma é baseada nas premissas do EUROCODE 2 (EN 1992-1-2:2004) “*Structural Fire Design*” e fornece métodos tabulares, os quais podem ser substituídos pelos métodos gerais de cálculo desde que em conformidade com o prescrito pela norma.

Observa-se que a norma ABNT NBR 15200:2004 também indica e permite outros métodos de cálculo, em geral menos conservadores que os tabulares, denominados método simplificado, métodos gerais (avançados) e método experimental, os quais, inclusive, estavam em processo de revisão quando da elaboração deste texto.

Por não fazer parte do escopo principal desta pesquisa, não serão focados procedimentos de dimensionamento e critérios de projeto para a concepção de pilares de concreto, no entanto, para este assunto específico indicam-se as consultas dos trabalhos desenvolvidos por Costa e Silva (2005), Leonardo (2005) e Silva (2008).

Internacional

Neste subitem serão focadas as seções das normalizações e códigos internacionais onde estão indicadas as prescrições referentes ao concreto de alta resistência, especificamente em pilares.

²⁴ Observa-se que no caso dos pilares será permitido o cálculo do Tempo de Resistência ao Fogo (TRF), através de uma equação baseada no Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), bem como o aperfeiçoamento dos métodos de cálculo, inclusive aperfeiçoando o método tabular, o qual incluirá o TRRF de 180 minutos.

No exterior, existem muitos códigos de prática e normas sobre o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Neste contexto, o *Building Research Establishment* (BRE) produziu um documento em 2004, denominado “*Fire safety of concrete structures: Background to BS 8110 fire design*”, o qual descreve um interessante histórico, desde 1948, de todos os códigos de prática referentes à segurança de estruturas de concreto em situação de incêndio.

Na época da publicação deste extenso documento foi possível observar o quanto eram conservadores os códigos de prática, quando assumidos os métodos tabulares divulgados na maioria das normalizações internacionais. No caso específico de pilares de concreto armado, foram disponibilizados os dados de aproximadamente 100 ensaios, com resultados processados de acordo com o tamanho da seção transversal do elemento e com a intensidade do carregamento aplicado.

Um exemplo da disparidade acentuada está explicitado no gráfico da Fig. 21, onde é possível observar a divergência entre o prescrito nos códigos (indicado especificamente na parte dos métodos tabulares) e o realmente medido em programas experimentais padronizados, para o caso de pilares com seção transversal quadrada com 254mm x 254mm.

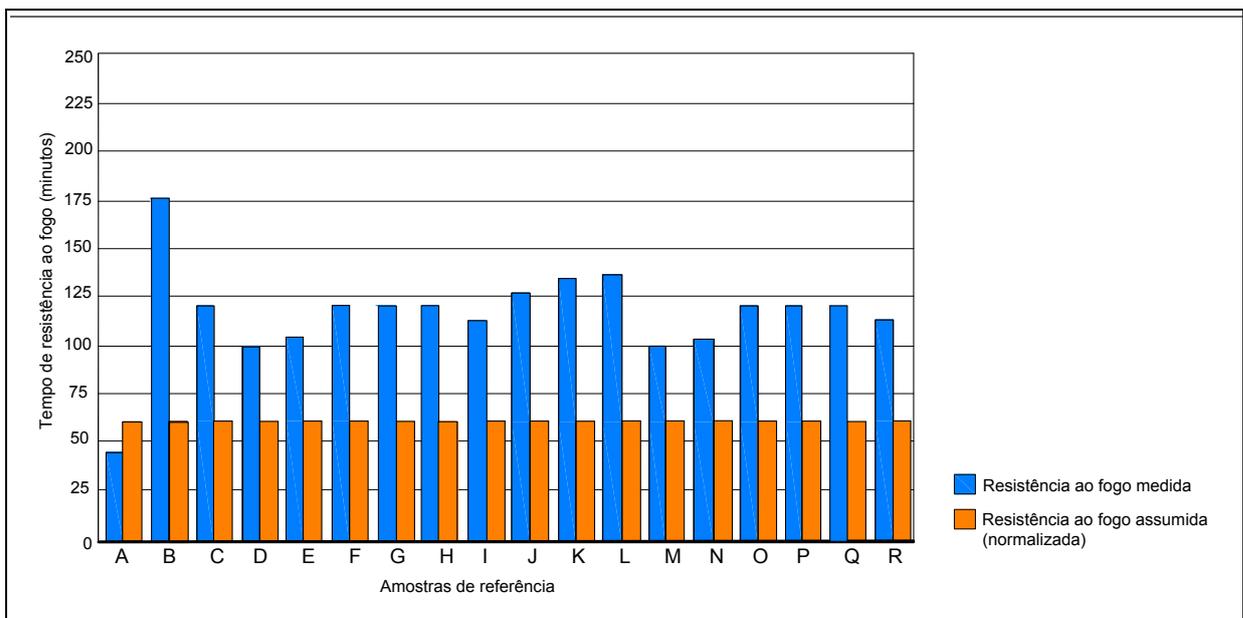


Figura 21 – Comparação entre o tempo de falha real observado no ensaio e o tempo prescrito nos códigos de prática, em pilares de seção transversal quadrada com 254mm x 254mm (BRE, 2004).

Conforme observado no gráfico da Fig. 21, na época, a diferença na maioria dos ensaios foi superior ao dobro do especificado, ou seja, podendo ser excessivamente conservadora. Atualmente, essa a situação se difere um pouco (sendo menos conservadora) se considerada adequadamente as premissas do Eurocode 2.

Sobre o concreto de alta resistência, ainda, a atualização recente de um dos principais códigos internacionais, o ACI 216.1-07 (2007), diz claramente que pilares com resistência característica à compressão superior a 83MPa devem possuir:

- a menor dimensão para resistência ao fogo de 1 a 4 horas equivalente a 61cm;
- estribos em forma de ganchos com espaçamento máximo de seis diâmetros da armadura longitudinal;
- o cobrimento mínimo da armadura não menor que 1" (2,54cm) vezes o número de horas de resistência ao fogo requerida. Sendo que este valor não pode ser inferior a 2 polegadas (5,08cm). Por exemplo, para um pilar com TRRF especificado de 180 minutos (três horas), o cobrimento mínimo não deveria ser inferior a 7,62cm.

Destaca-se, no entanto, que essas especificações também são bem conservadoras e, em muitos casos, incoerentes com as necessidades reais e com a revisão bibliográfica detalhada no Capítulo 5 deste documento.

Observa-se ainda que a espessura de cobrimento dos pilares do edifício e-Tower, os quais foram submetidos ao programa experimental descrito nesta pesquisa, possui em média 25mm e conforme será observado adiante não necessariamente comprometeu o desempenho do elemento estrutural em elevadas temperaturas.

Por diversas razões de difícil explicação e justificativa, as prescrições dos códigos Europeus e Americanos são muito conservadoras, talvez fruto da impossibilidade de programas experimentais consistentes, devido principalmente à complexidade e aos custos envolvidos num ensaio de simulação de incêndio de uma estrutura.

Por sua vez, o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) possui uma seção específica sobre o tema de concreto de alta resistência, onde prescreve com destaque que elementos

estruturais devem ser projetados para resistir a elevadas temperaturas levando em consideração o risco de *spalling* intenso tipo explosivo.

Além disso, ressalta que deve ser considerada ainda uma redução de resistência, $f_{c,\theta}/f_{ck}$ em elevada temperatura, de acordo com a Tabela 7. As classes de concreto referidas na classificação são: C55/67 e C60/75 para Classe 1; C70/85 e C80/95 para Classe 2 e; C90/105 para Classe 3, sendo outros detalhes prescritos na seção 6 do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

Tabela 7. Redução da resistência do concreto em elevada temperatura (Eurocode 2:2004).

Temperatura do concreto (° C)	$f_{c\theta} / f_{ck}$		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
20	1	1	1
50	1	1	1
100	0,9	0,75	0,75
200	-	-	0,7
250	0,9	-	-
300	0,85	-	0,65
400	0,75	0,75	0,45
500	-	-	0,3
600	-	-	0,25
700	-	-	-
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08	-	0,08
1000	0,04	-	0,04
1100	0,01	-	0,01
1200	0	0	0

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) também sugere que uma das alternativas para minimizar o risco de *spalling* explosivo no concreto de alta resistência, seria a introdução de 2kg/m³, no mínimo, de fibras de polipropileno na dosagem do concreto, medida esta, passível de controvérsia técnica.

Essa recomendação sobre adição de fibras de polipropileno deve ser observada com cautela conforme discutido na revisão bibliográfica realizada no Capítulo 5 deste documento, onde serão apresentadas outras opções que, eventualmente, podem dispensar e até superar em benefício o uso deste tipo de adição no concreto.

5. Estado da arte

Neste capítulo serão discutidas as principais pesquisas publicadas nos periódicos da comunidade internacional envolvendo programas térmicos experimentais realizados em pilares de concreto de alta resistência armados.

Foram selecionadas as pesquisas mais condizentes com o programa experimental conduzido no Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT e as mais relevantes na visão deste autor em conjunto com seu orientador, para uso correto do concreto de alta resistência em situação de incêndio, especificamente em pilares.

Miyamoto et al (1992) e Nishigaki et al (1997)

Importantes programas experimentais realizados no Japão na década de 90 por Miyamoto et al. (1992) e Nishigaki et al. (1997), em pilares de concreto de alta resistência com f_{ck} de 80MPa e 100MPa, respectivamente, identificaram que o fenômeno de *spalling* pode não ocorrer nas arestas dos elementos estruturais com seção transversal quadrada, sendo que este, geralmente, concentra-se distribuído no centro das faces.

Este tipo de constatação, em princípio, está de acordo com os resultados obtidos no programa experimental desenvolvido nesta tese, os quais serão discutidos detalhadamente no Capítulo 6.

Segundo Michikoshi (2008), esse fenômeno é atribuído ao processo de aquecimento no interior do elemento de concreto exposto ao fogo, o qual concentra as tensões de origem térmica nas faces, permitindo que as deformações térmicas transientes diminuam nas arestas e aumentem na região central das faces. As arestas preservadas e os danos nas faces podem ser observados na Fig. 22.

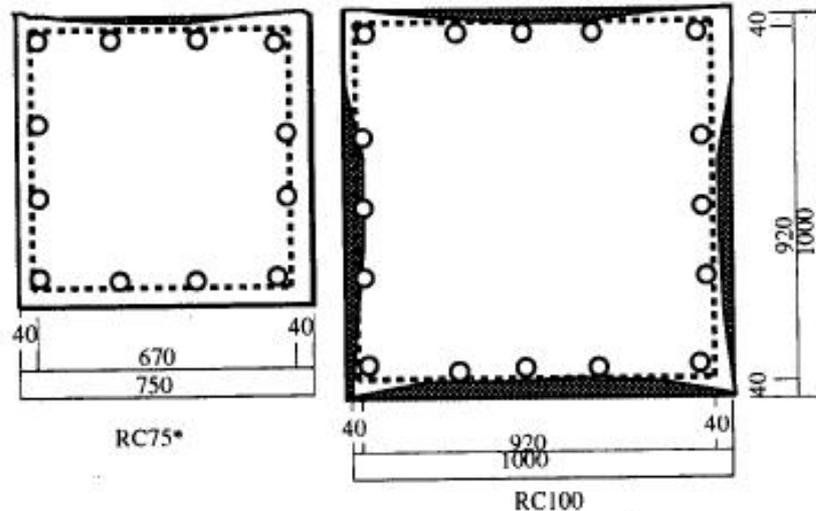


Figura 22 – Condições de *spalling* observadas nos experimentos de Miyamoto et al. (1992) e Nishigaki et al. (1997), em pilares de seção quadrada de concreto de alta resistência (Michikoshi, 2008).

Destaca-se que, mesmo sendo concreto de alta resistência, o fenômeno de *spalling* foi de pouca intensidade, embora não quantificados nas publicações originais de Nishigaki et al. (1997). Mesmo assim, é evidente que sejam de pouca relevância, principalmente no caso do elemento estrutural de seção transversal quadrada com 75cm de face (vide Fig. 22).

Observa-se que em um dos casos a seção transversal estudada por Nishigaki et al. (1997) é bem similar às dimensões ensaiadas no programa experimental conduzido no Brasil para esta tese, o qual foi conduzido em pilares de seção transversal quadrada com 70cm de lado.

Diederichs; Jumpanem e Schneider (1995)

Diederichs; Jumpanem e Schneider (1995) realizaram uma importante pesquisa envolvendo pilares de alta resistência em três experimentos distintos, sendo parte deles conduzidos na Finlândia e parte na Alemanha.

No *VTT Fire Technology Laboratory* (Finlândia) foram realizados dois experimentos em três pilares com dimensões de 25cm x 25cm x 100cm e em dez pilares com dimensões de 15cm x 15cm x 90cm. Observe-se que se trata de dimensões equivalentes e até menores que as de um corpo-de-prova e, portanto, classificados por este autor como pilares de “pequenas dimensões”.

Os mesmos pesquisadores realizaram ainda no *Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz* (Alemanha) um terceiro experimento utilizando um pilar de grandes proporções, com dimensões de 40cm x 50cm x 559cm.

Os primeiros experimentos realizados na Finlândia envolvendo três pilares de pequenas dimensões com 25cm de lado em seção transversal quadrada, possuíam dosagens de concreto distintas para concepção dos elementos estruturais, identificadas como dosagens I, II e III.

As dosagens I e III possuíam adição de fibras (não especificadas) e resistência à compressão de 101MPa e 90MPa, respectivamente. A dosagem II, resistência à compressão de 105MPa e não possuía adição de fibras. Todos os pilares foram ensaiados com 100% do carregamento previsto em projeto.

Segundo Diederichs; Jumppanem e Schneider (1995) *apud* Phan (1996), nessa experiência o elemento estrutural da dosagem III não apresentou *spalling* e o da dosagem I um *spalling* de pouca intensidade, durante o ensaio de resistência ao fogo, em um período de simulação de 125 minutos.

O elemento da dosagem II, sem fibras, apresentou um *spalling* precoce aos 6 minutos, o qual perdurou até os 30 minutos, quando da ocorrência da exposição da armadura longitudinal na região das arestas do elemento estrutural.

No entanto, observa-se que as seções transversais reduzidas destes elementos (25cm x 25cm) podem ter, de fato, contribuído potencialmente para a severidade da ocorrência de *spalling* na dosagem de concreto sem adição de fibras (dosagem II).

Este fato se evidencia no segundo experimento realizado, onde foram ensaiados dez pilares de pequenas dimensões com 15cm de lado em seção transversal quadrada, com resistências à compressão de 85MPa, 105MPa e 45MPa (todos contendo adições de fibra na dosagem do concreto). Mesmo nos elementos com resistência normal de 45MPa, e presença de fibras, foi observado *spalling* em nove dos dez pilares experimentados.

Portanto, faz-se necessário esclarecer que independentemente da presença de fibras, o fato da seção transversal ser excessivamente reduzida (15cm x 15cm) pode ter contribuído consideravelmente para a ocorrência de *spalling* neste tipo de experimento. Além disso, nota-se nos experimentos a substancial imprevisibilidade associada à ocorrência desse tipo de fenômeno (*spalling*), discutida anteriormente no Capítulo 3.

Nesse contexto, considera-se que o terceiro experimento realizado por Diederichs; Jumppanem e Schneider (1995) foi o mais relevante para o escopo dessa pesquisa. Foi ensaiado um pilar de grandes proporções 40cm x 50cm x 559cm com resistência à compressão de 110MPa e adição de fibras na dosagem do concreto.

O elemento de concreto foi ensaiado com 100% do carregamento de projeto, com uma simulação de incêndio similar a curva padrão ISO 834 e exposição ao fogo das quatro faces.

Segundo Diederichs; Jumppanem e Schneider (1995), nesse experimento só foi verificada a ocorrência de *spalling* superficial e de pouca intensidade, além disso, foi registrado também que o elemento colapsou aos 181 minutos por modo de ruptura característico de compressão.

Neste caso, observa-se que o tamanho da seção transversal pode ter contribuído potencialmente para a resistência ao fogo de aproximadamente 3h, além disso, se destaca que, apesar de carregamento máximo, não foi registrado *spalling* do tipo explosivo e de grande intensidade, até o final de todo o evento experimental.

Portanto, enfatiza-se, novamente, que as dimensões da amostra são fundamentais nos experimentos de simulação de incêndio, independentemente até, nesse caso específico, das propriedades intrínsecas (principalmente térmicas) dos materiais envolvidos na dosagem do concreto.

Hegger (1996)

A pesquisa realizada por Hegger (1996) possui enorme correlação com o contexto desta pesquisa de doutorado, não somente pelo fato de envolver ensaios de elementos de concreto de alta resistência em situação de incêndio, mas pelos aspectos envolvidos na concepção de grandes projetos relativos ao aumento de espaço útil e redução do consumo de materiais. Uma visão futurista do conceito global de sustentabilidade envolvendo o concreto de alta resistência. Além disso, o experimento de Hegger (1996) também está correlacionado com uma edificação existente.

Em 1990 foi iniciada a construção do edifício comercial Trianon em Frankfurt, na Alemanha, o qual pode ser observado já concluído na Fig. 23. Destaca-se que este foi o primeiro uso do concreto de alta resistência na Alemanha, com resistência à compressão característica de $f_{ck} = 85\text{MPa}$. Neste edifício foi empregada uma solução envolvendo concreto de alta resistência em três pilares com alto nível de carregamento previsto em projeto (aproximadamente 2.000kN).



Figura 23 – Edifício Trianon em Frankfurt, na Alemanha, onde foi utilizado concreto de alta resistência em três pilares (Hegger, 1996).

Para investigar o comportamento ao fogo dos pilares de alta resistência, Hegger conduziu quatro experimentos no *Technical University Braunschweig*. Nesses experimentos, as amostras foram ensaiadas com dois tipos de dimensões, sob carregamento máximo: 33cm x 54cm x 99cm (três amostras) e 33cm x 33cm x 99cm (uma amostra), conforme indicações e esquema da Fig. 24.

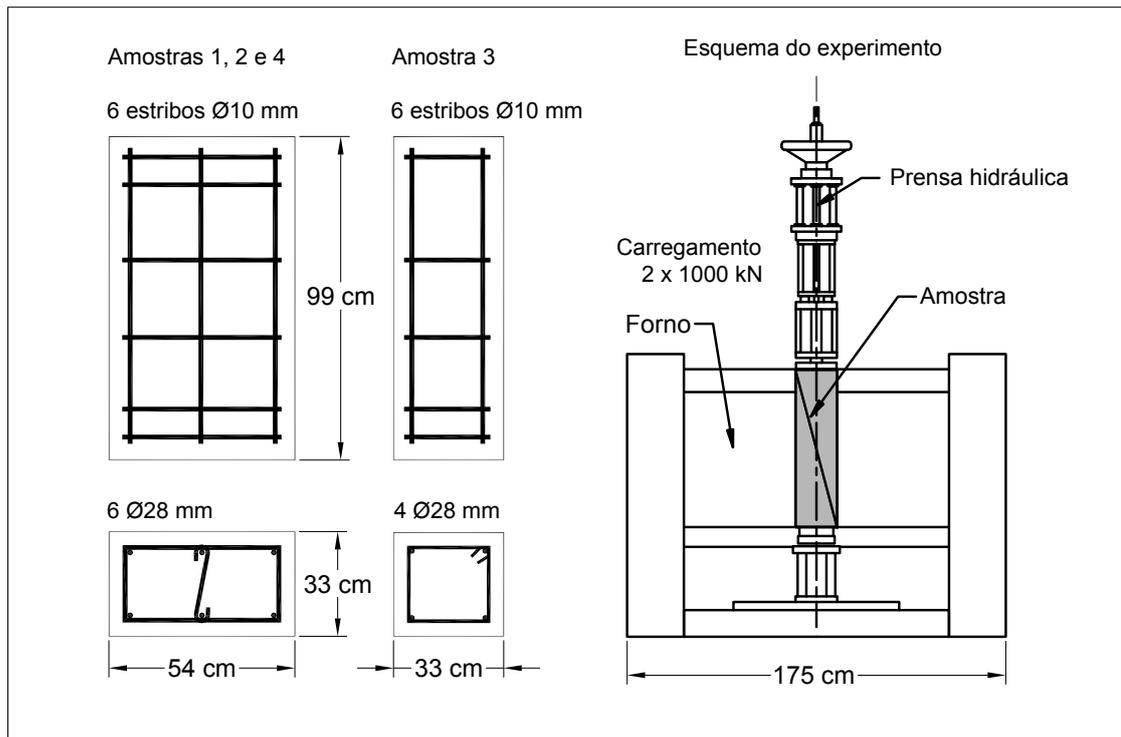


Figura 24 – Detalhe das amostras de concreto de alta resistência e do esquema do experimento (Hegger, 1996).

Observa-se que, segundo Hegger (1996), nos experimentos, todas as amostras resistiram a um período superior a 180 minutos de exposição ao fogo e, em todos os casos, houve a ocorrência de *spalling* superficial com pouca intensidade, com ruídos de pipocamento, somente nos primeiros 30 minutos.

Destaca-se que, apesar de não serem adicionadas fibras na dosagem do concreto, houve um resultado extraordinariamente satisfatório, o qual pode ser atribuído às propriedades intrínsecas do material, por exemplo, com relação à condutividade e difusividade térmica dos agregados utilizados, as quais, infelizmente, não foram especificadas na pesquisa consultada.

No entanto, conforme mencionado anteriormente, outros aspectos devem ser considerados na pesquisa realizada por Hegger (1996), sendo eles vinculados as eventuais vantagens do concreto de alta resistência.

A proposição do estudo realizado por Hegger (1996) é muito similar ao contexto desta pesquisa, no que diz respeito ao uso do concreto de alta resistência do experimento em uma obra existente e a necessidade técnica associada a este tipo de opção.

Segundo Hegger (1996), o concreto de alta resistência demonstrou ser também uma alternativa vantajosa quanto aos aspectos sustentáveis. Os três pilares dimensionados com concreto de alta resistência ($f_{ck} = 85\text{MPa}$) reduziram significativamente a taxa de aço do elemento (entre três e quatro vezes) quando comparado ao concreto normal de resistência à compressão equivalente a $f_{ck} = 45\text{MPa}$ (original de projeto), para as mesmas dimensões e carregamento, conforme observado na simulação realizada na Fig. 25, por Hegger (1996).

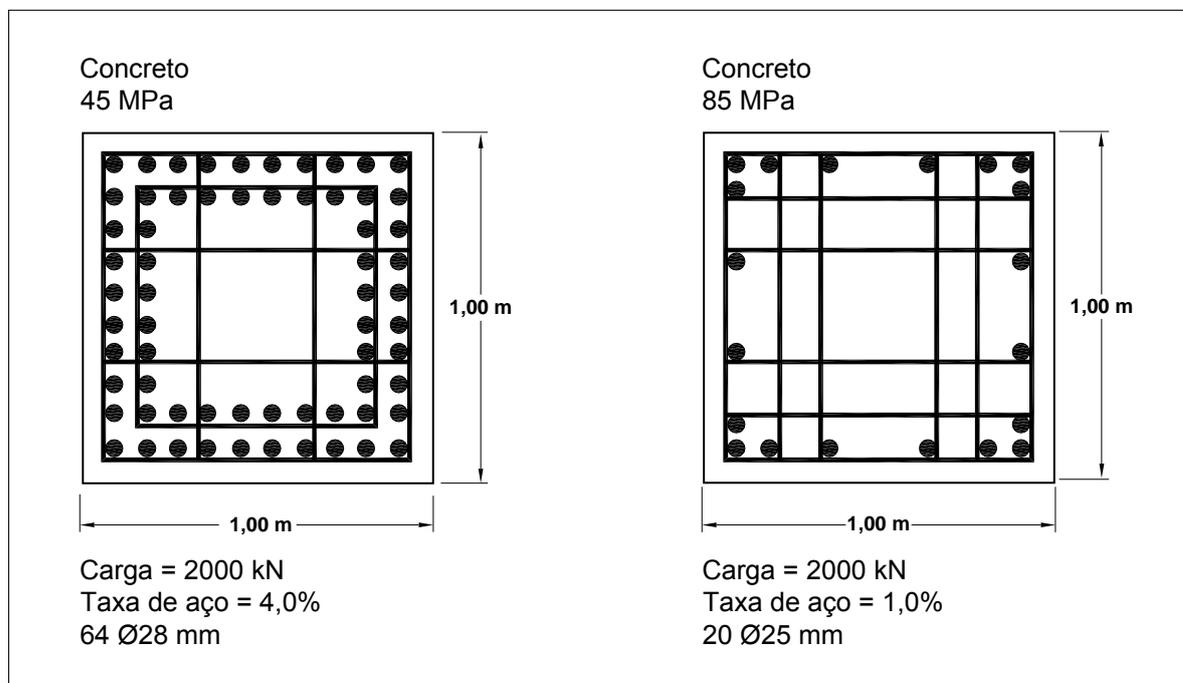


Figura 25 – Redução da taxa de aço do elemento estrutural em função do uso de concreto de alta resistência (para a mesma geometria e carregamento original de projeto) (Hegger, 1996).

Outra simulação pertinente realizada por Hegger (1996) foi a redução da seção transversal do elemento, em função do aumento da resistência do concreto. Nesse caso, Hegger (1996) apontou uma redução de 36% da área da seção transversal e o respectivo aumento da área rentável da edificação, conforme destacado na Fig. 26.

Destaca-se que mesmo com a significativa redução de área, em função do aumento de resistência, a taxa de aço não foi superior a do concreto normal previsto no projeto original, para o mesmo nível de carregamento.

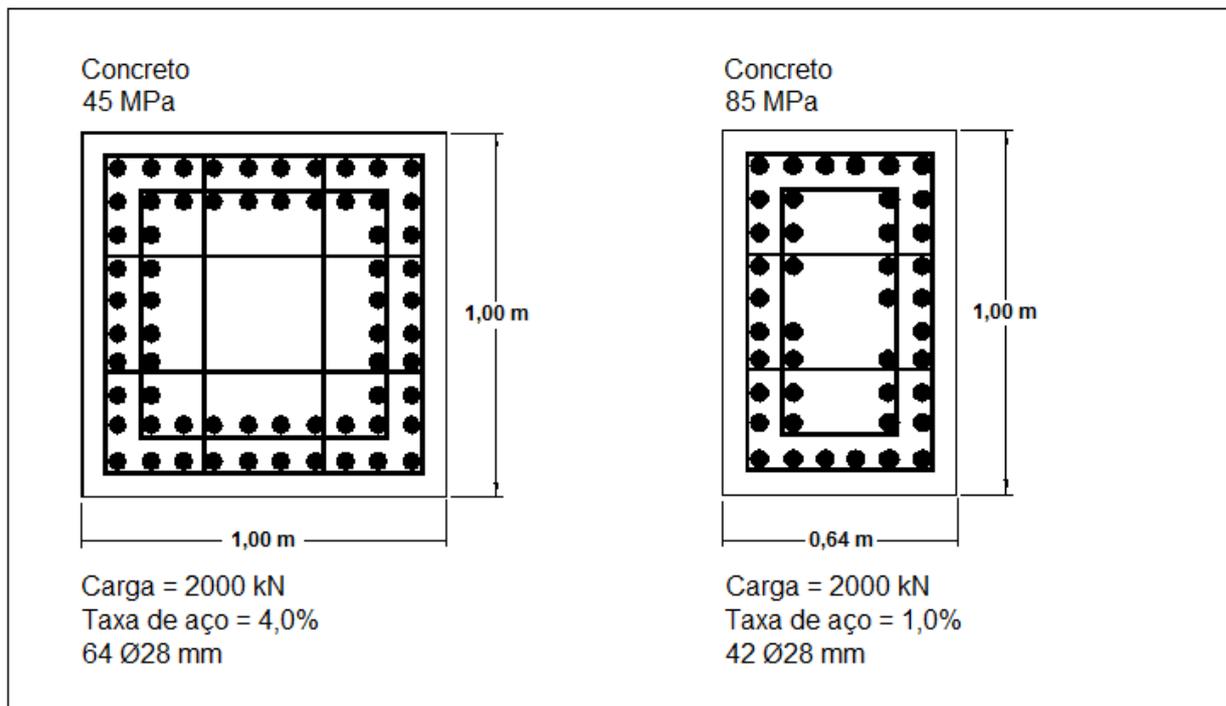


Figura 26 – Redução da área seção transversal do elemento e respectivo aumento da área rentável da edificação em função do uso de concreto de alta resistência. (Hegger, 1996).

Salienta-se, novamente, que esse contexto é bem condizente com o escopo desta pesquisa, pois essas mesmas premissas foram adotadas na concepção do edifício e-Tower, quanto ao uso do concreto de alta resistência em alguns pilares, conforme será discutido adiante no Capítulo 6 deste documento.

Kodur et al. (2000) e Kodur (2005)

Os estudos experimentais conduzidos pelo Professor *Ph.D.* Venkatesh Kodur²⁵, quando ainda vinculado ao NRC-CNRC “*National Research Council Canada – Conseil national de recherches Canada*”, repercutiram bastante na área de pesquisa e desenvolvimento, principalmente, do concreto de alta resistência em situação de incêndio.

Kodur et al. (2000) experimentaram pilares, sob carregamento, de concreto normal e de concreto de alta resistência com seção transversal de 305mm x 305mm e altura de 3810mm. Os pilares de concreto normal possuíam 34MPa e os de alta resistência 83MPa, ambos aos 28 dias de idade.

Em extenso programa experimental, Kodur et al. (2000) destacaram algumas diretrizes inovadoras nas amostras envolvendo elementos estruturais, submetidas a ensaios de resistência ao fogo, as quais contribuíram consideravelmente para um melhor desempenho do concreto de alta resistência em situação de incêndio. As principais diretrizes basearam-se em procedimentos adotados para o confinamento²⁶ dos pilares, conforme discutido a seguir.

A principal recomendação diz respeito ao arranjo (configuração) das armaduras transversais (estribos) com um travamento (confinamento) em forma de gancho a 135° na região de uma das arestas do elemento e a respectiva redução no espaçamento dos estribos, a qual corresponde a aproximadamente 0,75 vezes do requerido usualmente no concreto normal. As modificações propostas por Kodur et al. (2000) e também resumidas em Kodur (2005) podem ser observadas na Fig. 27.

²⁵ Atualmente, o professor *Ph.D.* Venkatesh Kodur está vinculado ao *Center on Structural Fire Safety and Diagnostics* do *Department of Civil & Environmental Engineering* da *Michigan State University*.

²⁶ Apesar de não ser normalizada, a proposta de confinamento em pilares de concreto é uma prática comum em diversos projetos estruturais desenvolvidos no Brasil.

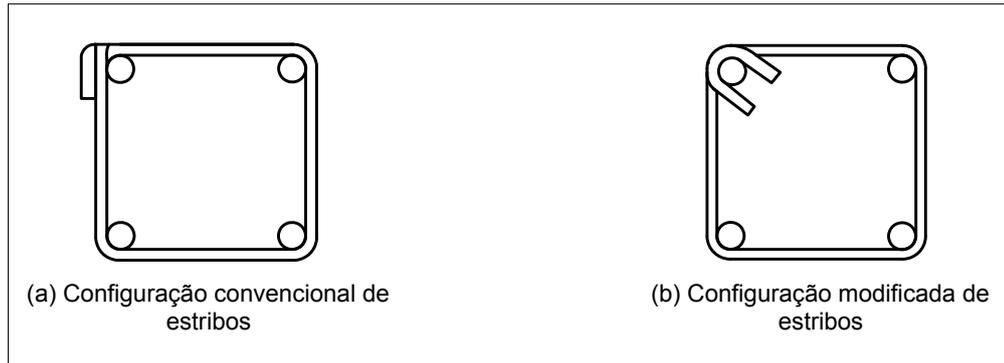


Figura 27 – Configuração da armadura da seção transversal convencional (estribos) de um pilar de concreto de alta resistência (a) e configuração modificada para melhor (b). (Kodur, 2005).

O resultado positivo da proposta de Kodur (2005) é evidente quando observados os dois elementos de concreto de alta resistência da Fig. 28, após os respectivos experimentos de verificação de resistência ao fogo, realizados sob as mesmas condições de ensaio e materiais.

É importante observar também, que nas amostras não houve adição de fibras de polipropileno na mistura de concreto, apenas a modificação no arranjo (configuração) das armaduras, conforme mencionado anteriormente e indicado explicitamente na Fig. 27, e a respectiva redução no espaçamento dos estribos.

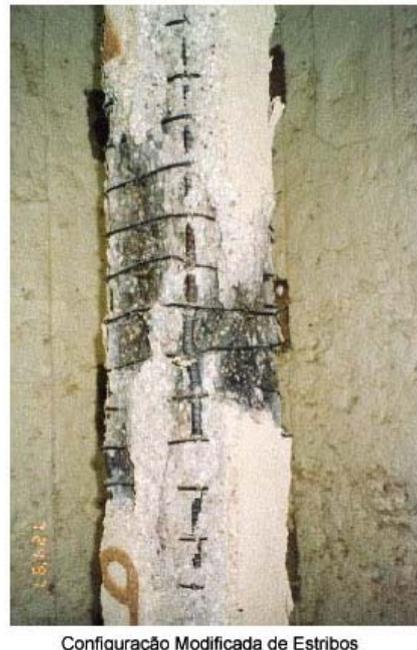
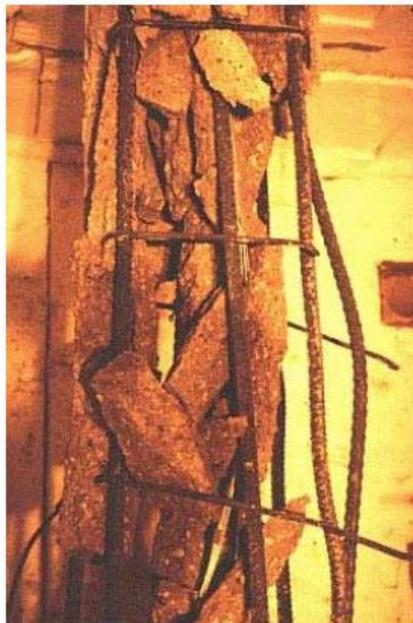


Figura 28 – Resultados obtidos após o ensaio em elevadas temperaturas, sendo (a) configuração convencional da armadura de pilares de alta resistência e (b) a configuração modificada para melhor (Kodur, 2005).

Segundo Kodur (2005), o concreto de alta resistência pode, realmente, ser mais suscetível ao fenômeno de *spalling* quando comparado ao concreto de resistência normal, sendo este fato mais recorrente para resistências acima dos patamares de 70MPa.

No entanto, este fenômeno pode ser minimizado quando algumas diretrizes são adotadas. Conforme observado por Kodur et al. (2000), o teor de umidade do concreto, o tipo de agregado e o tamanho da seção transversal do elemento também são relevantes, além da evidente presença da armadura mencionada.

Kodur et al. (2000) destacam que quanto maior o teor de umidade da mistura de concreto, mais intenso e severo o fenômeno de *spalling*. No entanto, observa-se que certamente o teor de umidade do concreto é influenciado pela idade das amostras ensaiadas, as quais muitas vezes são experimentadas entre 28 e 90 dias.

Portanto, essa visão de ocorrência de *spalling*, muitas vezes, é limitada nas pesquisas, pois na prática o teor de umidade sempre poderá ser menor daquele registrado nos experimentos realizados, pois a estrutura de concreto destinada a edificações somente é utilizada após longo tempo, mais de um ano, do término de sua construção quando então passa a correr algum risco de incêndio.

Observe-se ainda, que o contexto desta pesquisa é favorável quando analisado especificamente o fenômeno de *spalling*, pois o pilar réplica do edifício e-Tower, ensaiado neste programa experimental, detalhado no Capítulo 6, possuía oito anos de idade, e, conseqüentemente, um teor de umidade mais compatível com as condições reais da maioria das edificações em serviço.

Ademais, a *fib* Bulletin nº38 (2007) faz uma observação relevante quando destacou que a influência da idade do concreto, na suscetibilidade do fenômeno de *spalling*, tem sido abordada com incoerência em diversas pesquisas, e alertou ainda, que a ocorrência de *spalling* pode ser reduzida com a idade, principalmente devido ao menor teor de umidade de concretos “velhos”.

Kodur também observa que deve haver uma seção transversal mínima do elemento estrutural em relação ao tempo de exposição ao fogo. Conforme proposta de Kodur (2005), a seção transversal de elementos expostos ao fogo por períodos acima de 3h, contexto desta pesquisa, deve ser de no mínimo 50,80cm (20”).

Destaca-se que o pilar protótipo ensaiado no programa experimental realizado nesta tese possuía seção transversal quadrada 70cm x 70cm (aproximadamente 28”), atendendo plenamente a dimensão mínima recomendada por Kodur (2005).

Finalizando, Kodur (2005) é um dos poucos autores que argumenta explicitamente sobre a influência do tipo de agregado empregado na dosagem do concreto em relação à resistência ao fogo do elemento estrutural e a ocorrência do fenômeno de *spalling*.

Em geral, nas pesquisas os autores não informam o tipo de agregado utilizado, cometendo-se erros grosseiros ao generalizar os resultados obtidos, além de comparações equivocadas com outros experimentos.

Infelizmente, é comum se deparar com situações onde autores simplesmente ignoram as propriedades térmicas dos materiais e argumentam somente sobre o tamanho da seção transversal do elemento ou a intensidade de carregamento, desprezando a relação destes fatores com a natureza litológica do agregado, por exemplo.

Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001)

A pesquisa conduzida por Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001) é relevante devido à quantidade de informações registradas de forma explícita. Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001) avaliaram os efeitos da intensidade de carregamento e de taxas de aquecimento em relação à ocorrência do fenômeno de *spalling* em pilares de concreto de alta resistência, a fim de desmistificar a influência desses dois fatores.

Todos os experimentos realizados por Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001) foram desenvolvidos no *Fire Research Laboratories, University of Ulster*, no Reino Unido. Ao todo, foram avaliados 18 pilares de concreto armado de alta resistência com

seção transversal quadrada de 12,7cm x 12,7cm e 180cm de altura, considerados, portanto, por este autor, como ensaios em pilares de “pequena dimensão”, menor que a de um corpo-de-prova padrão.

Cada pilar foi armado com quatro barras de aço (longitudinais) com diâmetro de 12mm e estribos de diâmetro 6mm espaçados a cada 120mm, com espessura de cobrimento de 19mm. Alguns termopares também foram locados em regiões estratégicas para monitoração da distribuição de temperatura no interior do elemento, conforme ilustrado na Fig. 29.

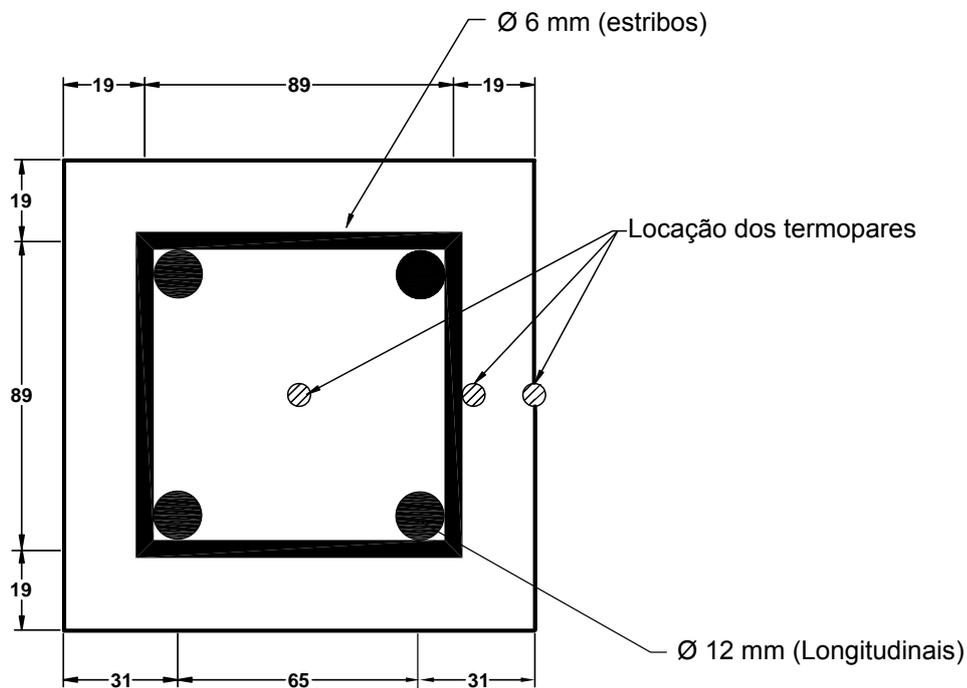


Figura 29 – Detalhes das dimensões das amostras, da espessura de cobrimento e da localização dos termopares (Ali; O’Connor e Abu-Tair, 2001).

Apesar da seção transversal reduzida dos elementos, pelo menos quatro aspectos da pesquisa desenvolvida por Ali; O’Connor e Abu-Tair (2001) devem ser ressaltados: (a) a idade dos elementos (ensaiados com 100 dias, $f_{ck} = 119\text{MPa}$); (b) ensaios com três níveis de carregamento (20%, 40% e 60% da carga de projeto); (c) ensaios com dois regimes de aquecimento distintos (taxa alta e taxa baixa, conforme curvas observadas na Fig. 30 e; (d) concreto de alta resistência com agregados basálticos.

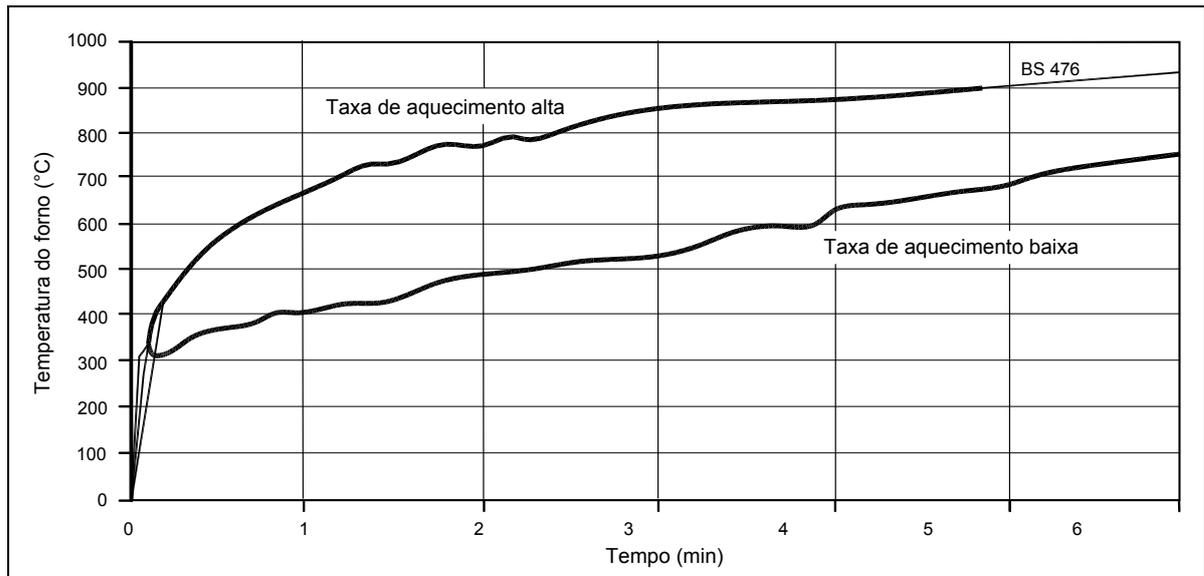


Figura 30 – Detalhe das curvas de aquecimento simuladas nos experimentos (taxa alta e taxa baixa) (Ali; O'Connor e Abu-Tair, 2001).

Para avaliar a ocorrência de *spalling* nos pilares ensaiados, Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001) utilizaram dois critérios: um qualitativo e um quantitativo. O qualitativo foi realizado através de uma classificação dividida em três tipos, a saber:

- a) *spalling* secundário (ou superficial): ocorrência de *spalling* na superfície do concreto sem exposição da armadura;
- b) *spalling* principal: ocorrência de *spalling* até a uma profundidade tal que permite a exposição do aço;
- c) *spalling* severo (ou explosivo): ocorrência de *spalling* em profundidades significativas, com energia explosiva de grande intensidade, causando a exposição da armadura longitudinal.

O critério quantitativo utilizado por Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001) para avaliar a ocorrência do fenômeno foi denominado como “grau de *spalling*”, o qual foi definido como uma relação de massa (perdida/inicial) da amostra experimentada:

$$\text{Grau de spalling} = \frac{\text{massa perdida}}{\text{massa inicial}}$$

De acordo com o critério quantitativo proposto por Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001), se o “grau de *spalling*” de um pilar for equivalente a 0,3, significa que, naquela seção transversal, 30% da massa do pilar foi perdida devido, exclusivamente, ao fenômeno de *spalling* ocorrido durante o tempo de exposição ao fogo.

Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001) observaram que independente do tipo de *spalling*, todas as ocorrências foram registradas nos primeiros 45 minutos dos experimentos, na ordem de sua respectiva intensidade: primeiro os secundários (superficiais), seguido dos principais e posteriormente pelos severos (explosivos).

Além disso, Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001) realizaram uma importante constatação, onde observaram que a maior intensidade de carregamento aparentemente não aumentou a probabilidade de ocorrência de *spalling* para ambos os regimes de aquecimento (taxas altas e baixas), conforme evidenciado na Fig. 31.

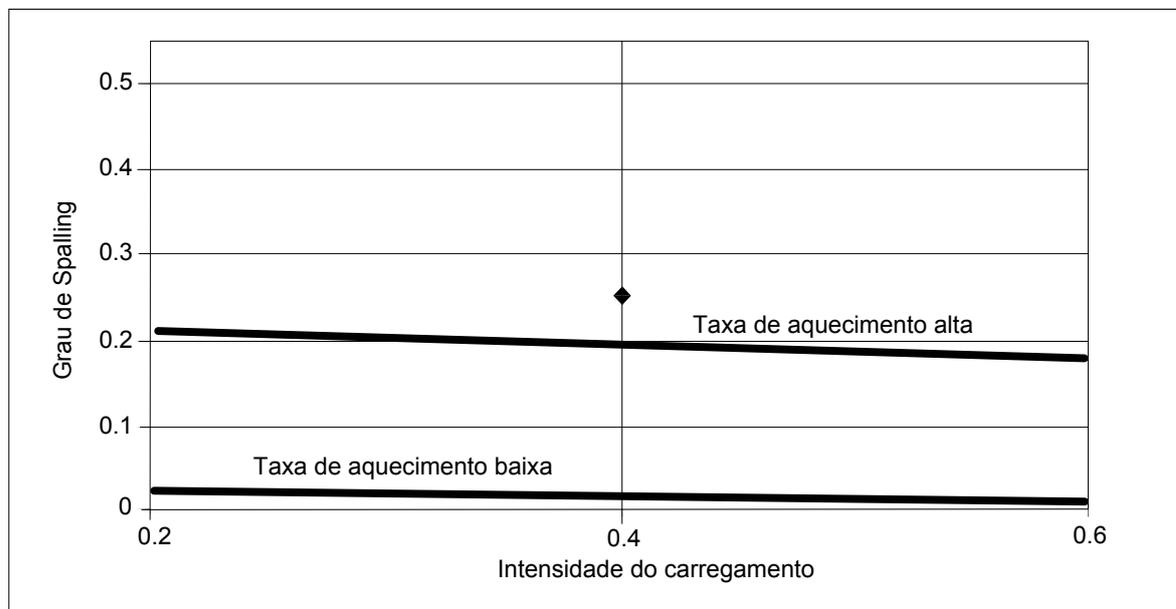


Figura 31 – Efeito da intensidade de carregamento e da taxa de aquecimento no grau de *spalling* (Ali; O'Connor e Abu-Tair, 2001).

Destaca-se que, realmente, há muitas contradições na comunidade internacional sobre o parâmetro de intensidade de carregamento e a respectiva ocorrência maior ou menor de *spalling*. Caso os pilares fossem de seção transversal de grandes dimensões com lado maior que 50cm, certamente a ocorrência de *spalling* seria ainda menor.

Ademais, praticamente em toda literatura consultada há bases inconsistentes sobre a influência do carregamento na ocorrência maior ou menor de *spalling* em elementos de concreto de alta resistência, porém, poucos autores realmente desenvolveram extensos programas térmicos experimentais conforme os realizados por Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001). Em geral, as análises são subjetivas e não estão baseadas em resultados obtidos em experimentos envolvendo elementos estruturais.

Ali (2002)

Ali (2002) avançou ainda mais quando desenvolveu uma pesquisa comparando o comportamento de pilares de concreto normal com pilares de concreto de alta resistência, sujeitos a um carregamento constante (40% do carregamento de projeto) e mesma taxa de aquecimento, a fim de avaliar realmente a suscetibilidade da ocorrência do fenômeno de *spalling* em simulações de incêndio.

Os pilares de concreto normal e de alta resistência foram experimentados com as mesmas características já discutidas em Ali; O'Connor e Abu-Tair (2001), exceto, evidentemente, pela resistência à compressão do concreto normal que foi de 43MPa aos 28 dias de idade. Infelizmente, novamente os pilares utilizados foram de “pequenas dimensões”, ou seja, certamente apresentaram mais *spalling* do que se fossem de grandes dimensões.

Mesmo assim, Ali (2002) despertou interesse ao argumentar, baseado nos resultados obtidos nos experimentos, que há uma contradição com a percepção de que o concreto de alta resistência é mais suscetível ao fenômeno de *spalling* e observa, ainda, que aparentemente a alta resistência à tração do concreto de maior

resistência se equilibra (ou até supera) os efeitos da baixa permeabilidade, conforme realçado na Tabela 8.

Tabela 8. Resumo dos resultados obtidos nos experimentos realizados nas amostras de concreto normal e concreto de alta resistência (Ali, 2002).

Referência	Amostra	Grau de restrição	Concreto normal		Concreto de alta resistência	
			Tipo de <i>spalling</i>	Grau de <i>spalling</i>	Tipo de <i>spalling</i>	Grau de <i>spalling</i>
1	A	0	secundário	16%	severo	39%
2	B		severo	34%	principal	11%
3	C		nenhum	0%	severo	26%
4	A	0,1	severo	27%	principal	1%
5	B		nenhum	0%	principal	1%
6	C		principal	18%	principal	2%
7	A	0,2	severo	35%	nenhum	0%
8	B		principal	29%	principal	4%
9	C		secundário	5%	nenhum	0%

Em suma, as constatações obtidas por Ali (2002) demonstraram que para o caso de elementos de concreto ensaiados sem restrição, o comportamento do concreto normal e o concreto de alta resistência são similares quanto à suscetibilidade do fenômeno de *spalling*.

Curiosamente, nos casos específicos de elementos experimentados sob as mesmas condições de restrição, nível de carregamento e taxa de aquecimento, os pilares de concreto normal apresentaram maior ocorrência do fenômeno de *spalling*.

Observa-se que os resultados obtidos por Ali (2002) são relevantes em função do extenso programa experimental realizado no *Fire Research Centre* na *University of Ulster* no Reino Unido, o qual envolveu aproximadamente 100 ensaios de concreto em situação de incêndio para análise de diversos parâmetros.

As constatações irrefutáveis obtidas dos extensos programas experimentais dos estudos e dos apontamentos levantados por Ali' O'Connor e Abu-Tair (2001) e Ali (2002), que ensaiaram mais de uma centena de pilares, contribuem positivamente para contrapor a ideia (talvez até preconceito ou mito, sob outra ótica) de que o

concreto de alta resistência, acima de 50MPa, apresenta potencialmente maior risco de *spalling* explosivo.

Morita et al. (2002)

Muitos experimentos foram realizados no Japão desde a década de 90, porém poucos são amplamente divulgados no meio técnico, devido, principalmente, às dificuldades do idioma original de publicação dos artigos, em japonês.

A maior parte das pesquisas originais dos experimentos realizados no Japão são publicadas nas seções pertinentes do *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting* vinculado ao *Architectural Institute of Japan*, das quais se destacam os trabalhos de Hamada et al. (2005), Ido et al. (2007), Kikuta (2006), Kuroda et al. (2000), Matsudo et al. (2005), Miyamoto et al. (1992), Morita et al. (2001), Nishida et al. (2000), Nishigaki et al. (1992), Niwa et al. (2008) e Yoshino et al. (2005).

No entanto, em 2002, ocorreu o “*1st fib Congress Concrete Structures in the 21st Century*” promovido pela *fib* (*fédération internationale du béton*) onde, nesta oportunidade, centenas de trabalhos de autoria japonesa foram publicados em idioma inglês, devido às regras do comitê organizador. Nessa ocasião, um interessante trabalho realizado por Morita et al. (2002) foi publicado e será discutido a seguir.

Morita et al. (2002) realizaram extensa pesquisa para avaliar dois parâmetros: (a) a influência da relação água-cimento no grau de *spalling* e (b) a influência de diferentes configurações de armadura dos elementos de concreto de alta resistência armados para minimização do efeito de *spalling*, com e sem adição de fibras de polipropileno na dosagem.

Para avaliar a influência da relação água/cimento no grau de *spalling*, foram experimentados vários tipos de concreto (com diferentes relações a/c), sempre com duas idades diferentes: com 2 meses e com 1 ano; sem variação das dimensões do elemento estrutural (70cm x 70cm x 140cm) e da espessura de cobrimento da armadura (5cm).

A seção transversal quadrada dos pilares, considerados de grandes dimensões, e a configuração da armadura podem ser observadas na Fig. 32 (mesma seção transversal, independentemente da relação a/c e da idade). O ensaio de simulação de incêndio foi realizado de acordo com as prescrições da curva-padrão ISO 834 em um período predeterminado de 180 minutos (3h).

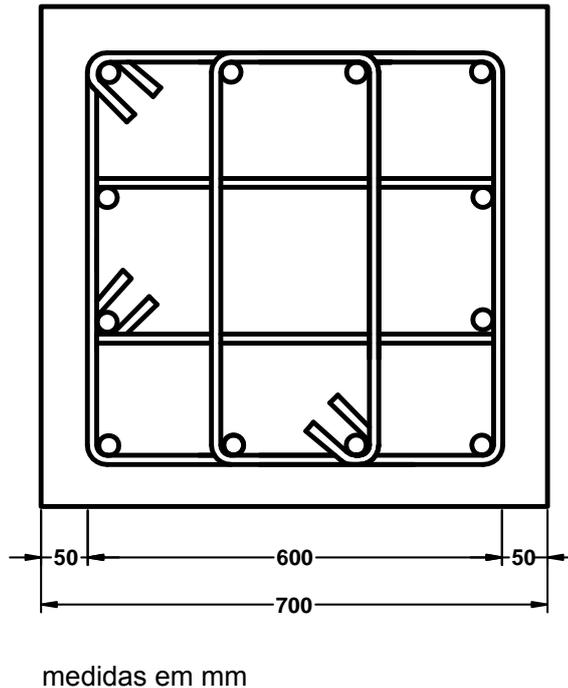


Figura 32 – Seção transversal padrão dos pilares armados de concreto com diferentes relações a/c e idades (Morita et al., 2002).

Ressalta-se que a pesquisa realizada por Morita et al. (2002) nos mesmos elementos de concreto “irmãos” com idades distintas foi fundamental para o contexto desta pesquisa de doutorado.

Além disso, observa-se que, coincidentemente, as dimensões dos elementos ensaiados por Morita et al. (2002) são as mesmas do pilar do edifício e-Tower, ou seja, seção transversal quadrada de 70cm x 70cm.

Na Fig. 33 é possível observar a considerável diferença em função da idade do elemento de concreto para valores de relação água/cimento equivalentes (exemplo para: $a/c = 0,375$ e $a/c = 0,449$).

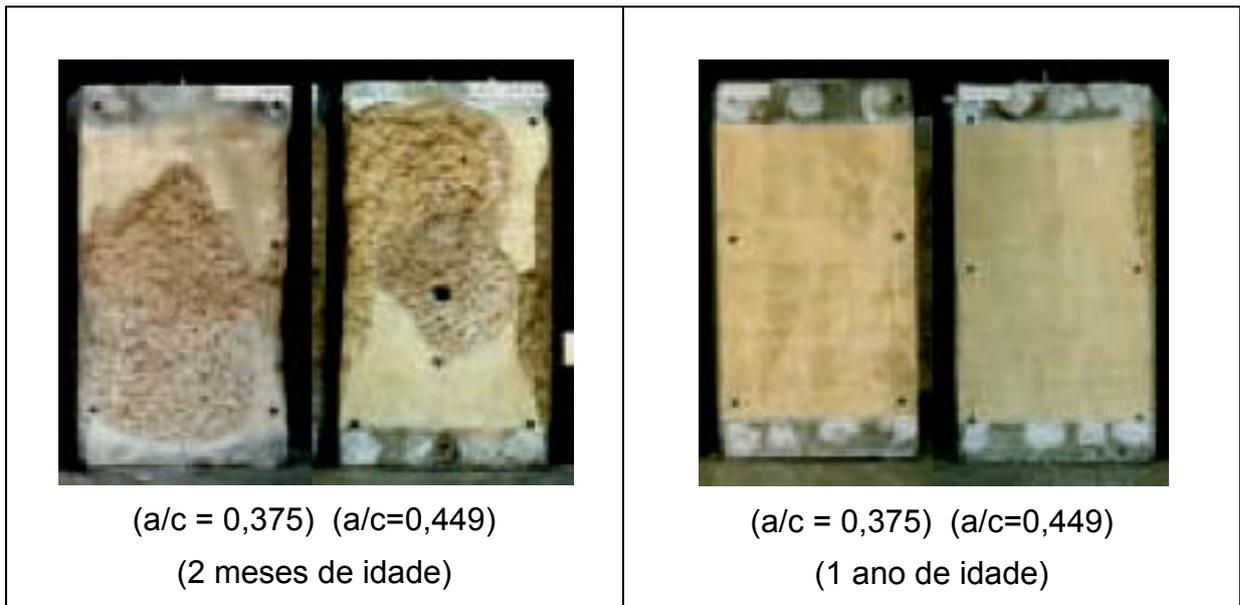


Figura 33 – Pilares de concreto armado após o experimento de simulação de incêndio (180 minutos): efeito da relação água/cimento e da idade, na ocorrência do fenômeno de *spalling*, seção transversal quadrada de lado 70cm (Morita et al., 2002).

O experimento conduzido por Morita et al. (2002) parece contribuir para evidenciar o quanto são equivocadas e limitadas as pesquisas realizadas para avaliação da intensidade de *spalling* em elementos de concreto em idades prematuras (28 dias), permitindo conclusões precipitadas sobre a ocorrência de um fenômeno, o qual depende significativamente do fator tempo (idade da amostra) e do teor de umidade.

Outra análise importante realizada por Morita et al. (2002), a qual será discutida a seguir, diz respeito às diferentes configurações do elemento estrutural, especificamente com a manutenção das dimensões da amostra e da relação água/cimento, e, com a variação da taxa de aço e da espessura de cobrimento do concreto.

Neste caso também foram comparados elementos “irmãos” com distinção apenas da presença de fibras de polipropileno. Foram realizados experimentos em três tipos de configuração do elemento estrutural, conforme observado na Fig. 34.

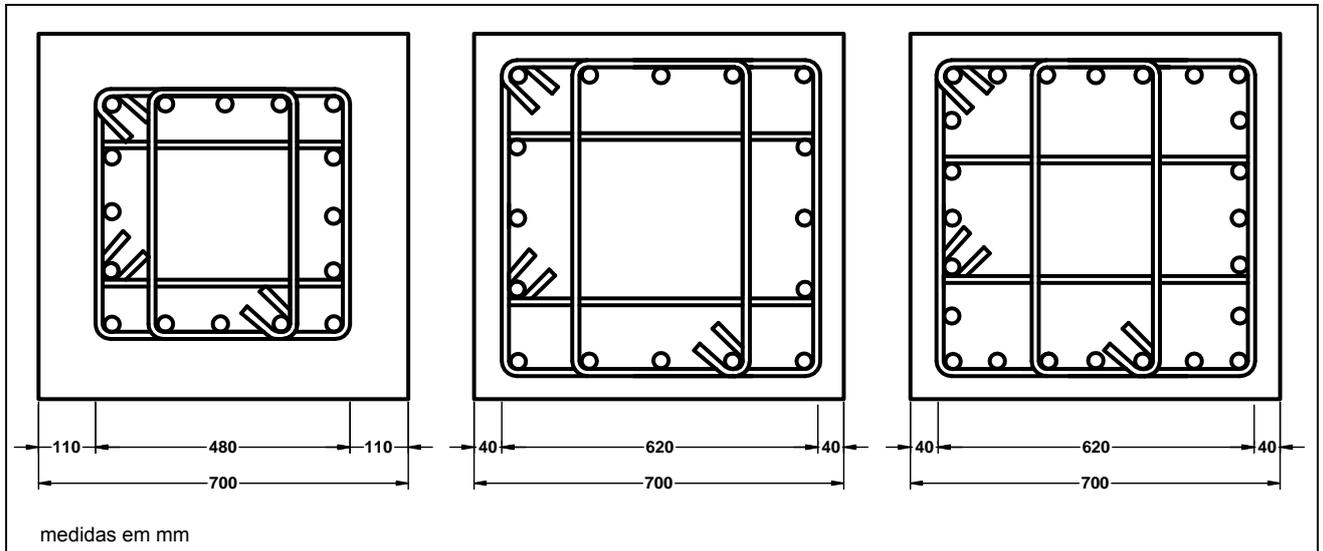


Figura 34 – Seções transversais padronizadas das amostras de concreto: variação na presença de fibras de polipropileno para avaliação do efeito de *spalling* (Morita et al., 2002).

A influência da configuração, bem como da presença ou não de fibras de polipropileno na dosagem do concreto e da espessura de cobrimento, com relação água/cimento padrão ($a/c = 0,243$), pode ser observada na Fig. 35

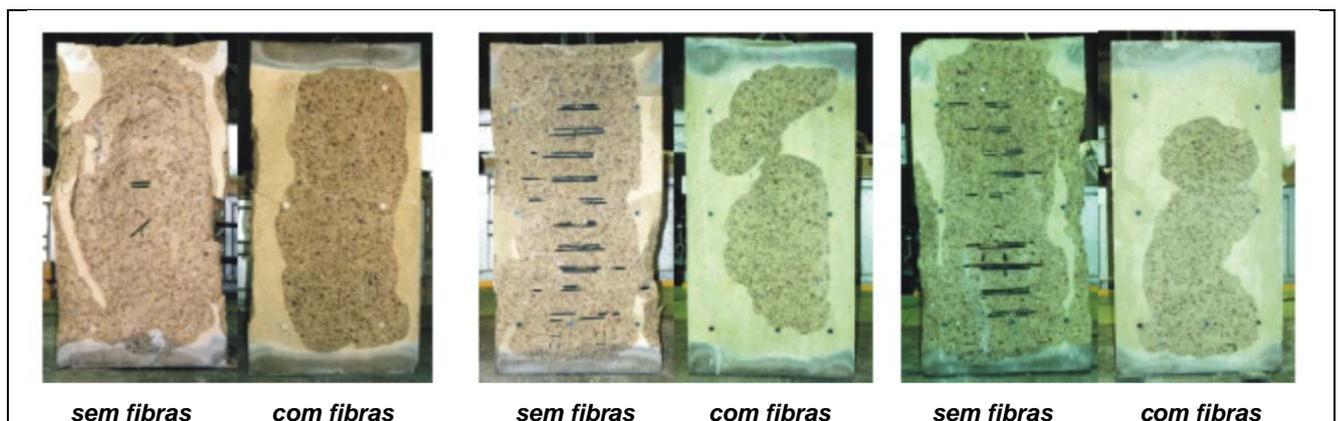


Figura 35 – Pilares de concreto armado após o experimento de simulação de incêndio (180 minutos): efeito da espessura de cobrimento, taxa de aço e presença de fibras na ocorrência do fenômeno de *spalling*, para uma mesma relação água/cimento ($a/c = 0,243$) (Morita et al., 2002).

Morita et al. (2002) observaram que as maiores profundidades de *spalling* ocorreram nos elementos com maiores espessuras de cobertura (110mm), por outro lado, a variação na taxa de aço, segundo os pesquisadores, parece não ter influenciado na intensidade de *spalling*, principalmente nos casos onde a fibra de polipropileno foi adicionada, conforme observado na Fig. 35.

Destaca-se que, realmente, quando mantidas as dimensões da seção transversal dos elementos, houve pouca influência das variações de espessura de cobertura e maior ou menor taxa de aço na ocorrência e na intensidade do fenômeno de *spalling*, o que permite inferir que as dimensões, a geometria e, conseqüentemente, a área exposta ao fogo do elemento governam preponderantemente este fenômeno, desde que mantidas também as mesmas propriedades térmicas do concreto, e o baixo teor de umidade, bem como a idade da amostra.

Chana e Price (2003)

Apesar de importantes e normalizados, certamente, os ensaios realizados em pilares estruturais de grandes proporções, com incrementos de carregamento e restrições, ainda não são suficientes para uma simulação real do comportamento deste tipo de elemento quando inserido em um sistema estrutural, onde muitos outros efeitos ocorrem durante um incêndio, como, por exemplo, as dilatações/alongamentos dos vínculos, as deformações e os deslocamentos generalizados de todos os elementos de concreto expostos ao fogo.

Por questões óbvias associadas aos custos envolvidos e a complexidade da realização deste tipo de experimento, não é uma prática comum simular programas experimentais térmicos em uma edificação protótipo para avaliação de elementos estruturais. No entanto, um ensaio dessa magnitude, na época bastante divulgado no meio técnico, foi realizado em setembro de 2001 no *Cardington Large Building Test Facility (LBTF)*²⁷.

²⁷ O *Cardington Large Building Test Facility (LBTF)* está localizado no interior do *BRE's (Building Research Establishment) Cardington Laboratory* em *Cardington, Bedford*, aproximadamente 70km ao norte de Londres, na Inglaterra. O laboratório é uma área formada por um extenso hangar, o qual permite a realização de ensaios em uma altura útil de até 50m, em um ambiente protegido do vento (CHANA; PRICE, 2003).

A edificação protótipo do projeto do *Cardington* possuía sete pavimentos, uma altura total de 25,2m e ocupava uma área de 675m² distribuída em compartimentos quadrados de 7,5m x 7,5m, o que em planta formava um retângulo com quatro compartimentos em uma direção e três na outra. Uma perspectiva da edificação protótipo do projeto *Cardington* pode ser observada na Fig. 36.



Figura 36 – Perspectiva da estrutura de concreto armado protótipo concebida para o experimento de simulação de incêndio em *Cardington* (Chana e Price, 2003).

A edificação protótipo não possuía vigas e se caracterizava por um sistema de construção formado por pilares e lajes planas. As lajes planas e maciças possuíam espessura de 25cm, os pilares internos, seção transversal quadrada de 40cm x 40cm e os de extremidade 40cm x 25cm.

Segundo Chana e Price (2003), os pilares possuíam espessura de cobrimento de 40mm e foram concebidos com uso de concreto de alta resistência ($f_{ck} = 103\text{MPa}$, aos 28 dias de idade), contendo agregados tipo calcário, adição de sílica e, ainda, adição de 2kg de fibra de polipropileno por metro cúbico de concreto.

Conforme descrito por Chana e Price (2003), a simulação de incêndio ocorreu em uma região ocupada por quatro compartimentos em uma área total de 225m² com altura de 4,25m (pé direito).

Assim, intencionalmente, um pilar interno foi exposto nas quatro faces e alguns de extremidade parcialmente, conforme observado na planta da Fig. 37. O experimento envolveu, também, aberturas de ventilação projetadas nas paredes externas dos compartimentos a serem incendiados, bem como a simulação de carregamento.

As lajes foram uniformemente carregadas com sacos de areia para uma sobrecarga útil de 3,25kN/m² (325kgf/m²) e na região dos pilares foram posicionados sacos adicionais para simular um esforço axial de 925kN (92,5tf).

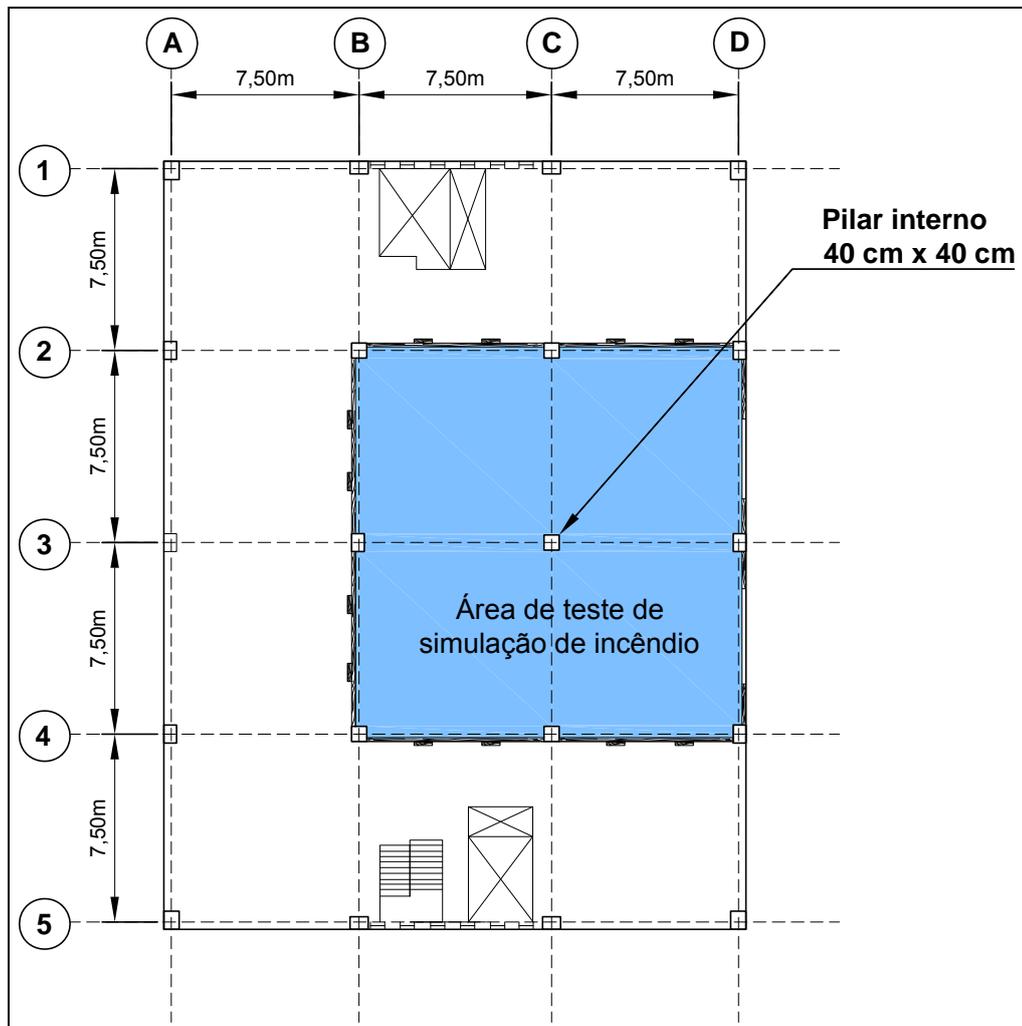


Figura 37 – Planta da estrutura de concreto armado protótipo indicando a área submetida à simulação de incêndio. A simulação ocorreu somente no pavimento térreo (Chana e Price, 2003).

O incêndio foi simulado pela queima de material inflamável composto por estrados de madeira, posicionados nos compartimentos para produzir uma carga térmica de 40kg/m^2 (720MJ/m^2), compatível com uma carga de incêndio típica de escritórios, conforme observado na Fig. 38.



Figura 38 – Compartimento precedente à simulação de incêndio, com os estrados de madeira posicionados. Observar quatro pilares “extras” protegidos por revestimento refratário (segurança da estrutura) e um pilar central de 103MPa, além de pilares periféricos, expostos ao fogo (Chana e Price, 2003).

Segundo Chana e Price 2003, durante a simulação de incêndio, nos primeiros 10 minutos do experimento, houve a ocorrência de *spalling* de pequena intensidade, praticamente superficial caracterizado por um som discreto de “pipocamento”.

No entanto, após este período e durante mais 15 minutos a intensidade foi bem maior, indicando um provável *spalling* do tipo explosivo, que posteriormente foi constatado principalmente nas superfícies das lajes (tetos) dos compartimentos em chamas.

Após 25 minutos, as ocorrências de *spalling* reduziram-se significativamente. A extensão e a severidade da ocorrência do fenômeno de *spalling*, após o experimento, podem ser observadas na Fig. 39.



Figura 39 – Detalhe da extensão e da severidade da ocorrência de *spalling* nas lajes após a simulação de incêndio. No destaque, observar as condições de integridade do pilar de concreto de alta resistência (Chana e Price, 2003).

Observa-se que para o escopo desta pesquisa o experimento de *Cardington* foi extremamente relevante, pois conforme observado na Fig. 39, o pilar de concreto de alta resistência mais exposto ao fogo não sofreu danos significativos ocasionados por *spalling*.

Quanto a esse aspecto, Chana e Price (2003) observaram que os pilares de concreto de alta resistência ($f_{ck} = 103\text{MPa}$) se comportaram satisfatoriamente, com ocorrência de *spalling* de pequena intensidade, mas desprezíveis do ponto de vista da segurança e estabilidade estrutural, mesmo considerando os efeitos do carregamento, vínculos, entre outros atributos de uma estrutura de concreto em estado de serviço.

Complementa-se ainda que, neste caso específico, pode ter havido também a contribuição positiva da adição de fibras de polipropileno na dosagem do concreto. Os detalhes das condições satisfatórias do pilar de concreto de alta resistência, exposto ao fogo nas quatro faces, podem ser observados também na Fig. 40.



Figura 40 – Detalhes do pilar de concreto de alta resistência após a simulação de incêndio (Chana e Price, 2003).

Os pesquisadores também concluíram que a integridade estrutural das lajes foi mantida, apesar do *spalling* generalizado e das flechas de até 7,8cm, que não comprometeram a segurança e estabilidade, pois conforme observado, nenhuma laje colapsou e todas continuaram suportando as cargas distribuídas sobre elas (de 325kgf/m²).

Park et al. (2007)

Park et al. (2007) realizaram um importante experimento objetivando avaliar simultaneamente dois parâmetros: a influência do espaçamento da armadura transversal e a influência do tamanho da seção transversal em pilares de concreto armado de alta resistência em situação de incêndio.

Para avaliar a influência destes dois parâmetros Park et al. (2007) experimentaram cinco pilares com seção transversal quadrada e espessura de cobertura de 40mm, conforme dados da Tabela 9 e detalhes da Fig. 41.

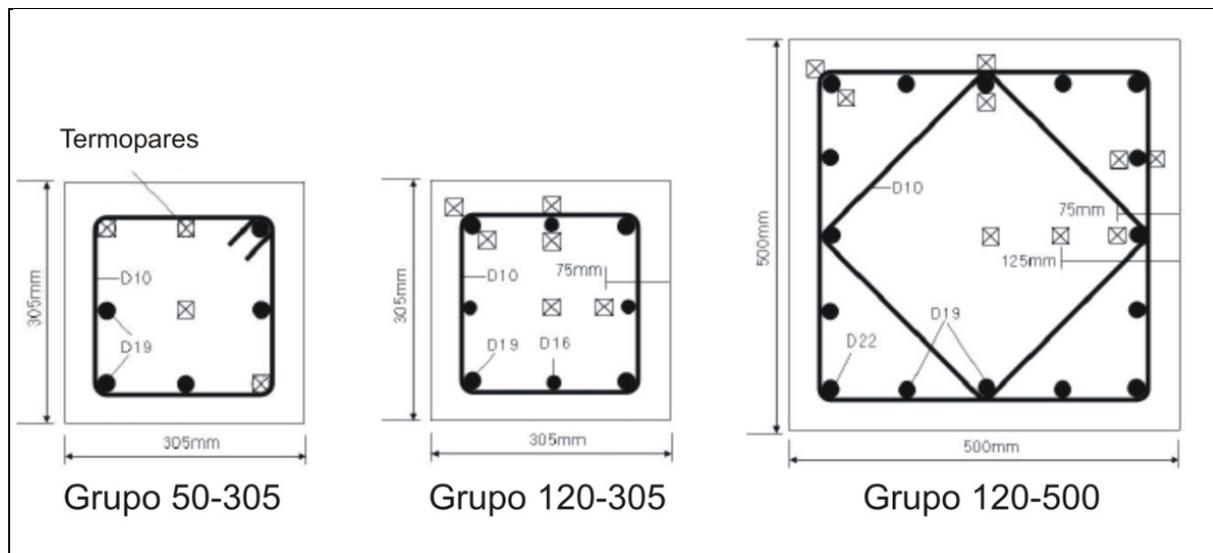
Durante os experimentos, as temperaturas foram monitoradas no interior dos elementos de concreto por termopares, os quais podem também ser observados na Fig. 41. Estes cinco pilares foram divididos em três grupos, de acordo com a resistência à compressão e o tamanho da seção transversal, a saber:

- 1) *Grupo 50-305*: pilares com resistência à compressão de $f_{ck} = 50\text{MPa}$, taxa de aço de 2,5%, seção transversal quadrada de “pequenas dimensões” com 305mm x 305mm e comprimento de 3,41m. Este grupo foi formado por três amostras similares, exceto pelo espaçamento da armadura transversal (estribos), as quais possuíam 150, 210 e 300mm, respectivamente;
- 2) *Grupo 120-305*: pilar com resistência à compressão de $f_{ck} = 120\text{MPa}$, taxa de aço de 2,0%, seção transversal quadrada de “pequena dimensão” com 305mm x 305mm e comprimento de 3,428m. Este grupo foi formado por uma amostra com espaçamento da armadura transversal (estribos) a cada 150mm;
- 3) *Grupo 120-500*: pilar com resistência à compressão de $f_{ck} = 120\text{MPa}$, taxa de aço de 2,0%, seção transversal quadrada de grandes dimensões com 500mm x 500mm e comprimento de 3,428m. Este grupo também foi formado por apenas uma amostra com espaçamento da armadura transversal (estribos) a cada 150mm.

Durante o experimento, uma carga constante foi aplicada, conforme indicado na Tabela 9, e a simulação de incêndio foi realizada de acordo com as prescrições da curva padrão ISO 834.

Tabela 9. Dados dos pilares de concreto ensaiados (Park et al., 2007).

Elemento	Resistência do concreto (MPa)	Dimensões do elemento (mm)	Taxa de aço (%)	Espaçamento dos estribos (mm)	Carregamento aplicado (kN)	Intensidade de carregamento (%)
50-305a	50	305 x 305	2,5	300	1,393	52,3
50-305b	50	305 x 305	2,5	210	1,393	52,3
50-305c	50	305 x 305	2,5	150	1,393	52,3
120-305	120	305 x 305	2,1	150	3,107	55,3
120-500	120	500 x 500	2,0	150	8,340	55,3

**Figura 41** – Detalhes da seção transversal dos pilares armados ensaiados com indicação da posição dos termopares para monitoração da temperatura no interior do elemento (Park et al., 2007).

Segundo Park et al. (2007), em todas as dosagens de concreto foram adicionadas quantidades predeterminadas de fibra de polipropileno, sendo que para o concreto de resistência à compressão de $f_{ck} = 50\text{MPa}$ essa quantia foi de $0,9\text{kg/m}^3$ e no concreto de $f_{ck} = 120\text{MPa}$ de $3,15\text{kg/m}^3$.

Os agregados grãos empregados foram do tipo granito e houve, ainda, adição de cinza volante e de sílica ativa. As dosagens dos concretos podem ser observadas na Tabela 10.

Tabela 10. Dosagens dos concretos empregados nos pilares armados (Park et al., 2007).

Resistência do concreto (MPa)	a/agl	Proporções (kg/m ³)						
		Água	Aglomerante			Agregado miúdo	Agregado Graúdo	Aditivo
			Cimento	Cinza volante	Sílica			
50	0,30	168	476	84	-	635	963	5,0
120	0,16	155	697	194	78	396	875	17,3

Park et al. (2007) observaram que nos pilares de pequenas dimensões do grupo 50-305 ocorreu o fenômeno de *spalling* somente nos primeiros 30 minutos do experimento. No entanto, após aproximadamente 3h de exposição observou-se *spalling* severo nas arestas desses pilares, com propagação de fissuras longitudinais, as quais surgiram provavelmente desde os 40 minutos do ensaio de simulação de incêndio.

É interessante ressaltar também, que os pilares de pequenas dimensões do grupo 50-305a e 50-305b romperam por compressão e que o pilar, de pequena dimensão (porém com mais estribos de confinamento), do grupo 50-305c não apresentou colapso até um período superior a 3h, quando foi decidido pelo encerramento do experimento, por motivos relacionados com segurança e integridade do forno.

Conforme observado na Fig. 42, as fissuras longitudinais no pilar de pequena dimensão do grupo 50-305c indicaram somente o prenúncio de uma futura ocorrência severa de *spalling* na aresta do elemento estrutural (após um período de exposição ao fogo superior a 3h).



Figura 42 – Condições do pilar de pequena dimensão 50-305c após o experimento de simulação de incêndio (Park et al., 2007, original em preto e branco).

No caso do pilar de pequena dimensão, do grupo 120-305, Park et al. (2007) também observaram a ocorrência de *spalling* nos primeiros 15 minutos do experimento em profundidades que variaram apenas de 4mm até 13mm, sendo mais evidentes nas faces com mais indícios de segregação²⁸ do concreto.

Destaca-se ainda que o pilar 120-305 colapsou por compressão, o que de fato pode ser atribuído ao tamanho²⁹ “reduzido” de sua seção transversal, pois conforme será discutido a seguir este fato não ocorreu quando do aumento desta. A visão da extensão e da severidade da ocorrência do fenômeno de *spalling* no pilar 120-305, após o experimento, pode ser observada na Fig. 43.

²⁸ É importante ressaltar que Park et al. (2007) relataram que o lançamento do concreto foi realizado com o pilar na direção horizontal, o que proporcionou maior compacidade do concreto na face do fundo e indícios de segregação na parte superior a do lançamento. Em suma, na face oposta ao lançamento do concreto não foi detectada a ocorrência de *spalling*, o que de fato permite inferir que elementos de concreto com ninhos de concretagem e fissuração interna ocasionados por segregação ou má compacidade são mais suscetíveis a este tipo de fenômeno.

²⁹ Conforme proposto por Kodur (2005) em “*Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns*”, a face de uma seção transversal quadrada de um elemento estrutural de concreto, para uma resistência ao fogo igual ou superior a 3 horas, não pode ser inferior a 50,8cm (ou 20”).



Figura 43 – Condições do pilar 120-305 após o experimento de simulação de incêndio (Park et al., 2007, original em preto e branco).

Por sua vez, o pilar de grandes dimensões 120-500 sofreu uma ocorrência de *spalling* insignificante, do ponto de vista de segurança estrutural, caracterizada por pequenas áreas de delaminação, com profundidades menores que 5mm, conforme observado na Fig. 44.

Destaca-se, ainda, que o pilar não apresentou sinais de colapso em um período superior a 4h, quando, segundo Park et al. (2007), se optou pelo encerramento do experimento, por motivos de segurança e integridade (também relacionados com o forno).

Diante do exposto, argumenta-se que, evidentemente, o tamanho da seção transversal pode ter contribuído potencialmente para que não houvesse o colapso do elemento estrutural, por diversos motivos já amplamente discutidos ao longo deste documento.



Figura 44 – Condições excepcionais do pilar de grandes dimensões 120-500 após o experimento de simulação de incêndio por 4h (Park et al., 2007, original em preto e branco).

Park et al. (2007) também realizaram uma correlação importante nos pilares do grupo 50-305 entre a distribuição da temperatura no interior dos elementos e o respectivo espaçamento dos estribos, para determinar a influência deste.

Conforme observado no gráfico da Fig. 45, foi constatado por Park et al. (2007) que quanto maior o espaçamento dos estribos, maior a propagação de fissuras na região das arestas do elemento estrutural e, conseqüentemente, mais precoce a ocorrência de *spalling*, o que, parece justificar uma menor resistência ao fogo do elemento estrutural.

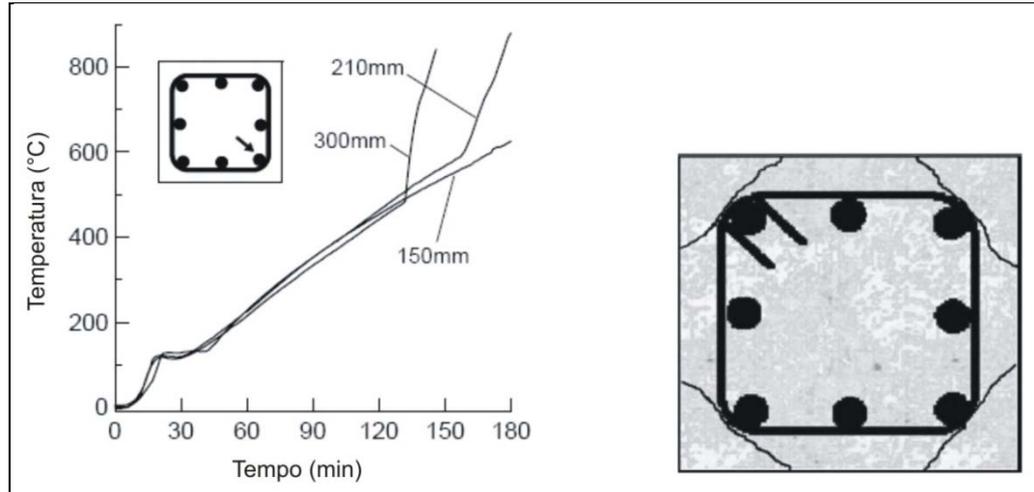


Figura 45 – Relação temperatura-tempo em função do espaçamento dos estribos nas amostras 50-305 e formação típica de fissuração que tende a ocorrer durante a simulação de incêndio (mais evidente quanto maior o espaçamento entre os estribos) (Park et al., 2007).

Conforme observado na Fig. 45, até o patamar de 120 minutos (2h) a temperatura na região da aresta foi muito similar nos três pilares do grupo 50-305, independentemente da diferença no espaçamento dos estribos.

No entanto, nos pilares com espaçamento de estribos de 300mm, a temperatura se elevou vertiginosamente aos 132 minutos; no caso do espaçamento de 210mm, aos 157 minutos, sendo que para o espaçamento menor de 150mm, este fenômeno aparentemente não foi detectado.

Park et al. (2007) destacaram que a maior temperatura é justificada pelo ingresso de calor que se infiltra rapidamente através das fissuras longitudinais observadas na Fig. 45, as quais, conseqüentemente, se tornam suficientemente espessas, quanto maior o espaçamento dos estribos.

Ressalta-se que, observando os experimentos realizados por Park et al. (2007), parece ser evidente que o maior confinamento do elemento estrutural promovido pela redução do espaçamento das armaduras transversais (estribos) contribui, significativamente, para a diminuição das tensões de origem térmica, principalmente, na região das arestas, o que de fato provê a minimização (ou retardo) das fissurações e conseqüente minimização da ocorrência do fenômeno de *spalling*, prolongando a resistência ao fogo do elemento de concreto e, conforme comprovado

no experimento, evitando até, em alguns casos específicos, o colapso estrutural (através da “manutenção” da seção transversal).

A outra constatação de Park et al. (2007), quanto à influência da variação no tamanho da seção transversal nos pilares de $f_{ck} = 120\text{MPa}$ também foi correlacionada com a distribuição da temperatura no interior dos elementos, conforme Tabela 11 e gráficos da Fig. 46.

Tabela 11. Distribuição de temperatura na seção transversal dos pilares armados de concreto com $f_{ck} = 120\text{MPa}$ (Park et al., 2007).

Localção	Temperatura aos 180 minutos (3h)	
	Pilar 120-305	Pilar 120-500
barra longitudinal na região central da face	716	500
barra longitudinal na região da aresta face	785	743
centro da seção transversal do elemento	454	210
75mm da face	499	350

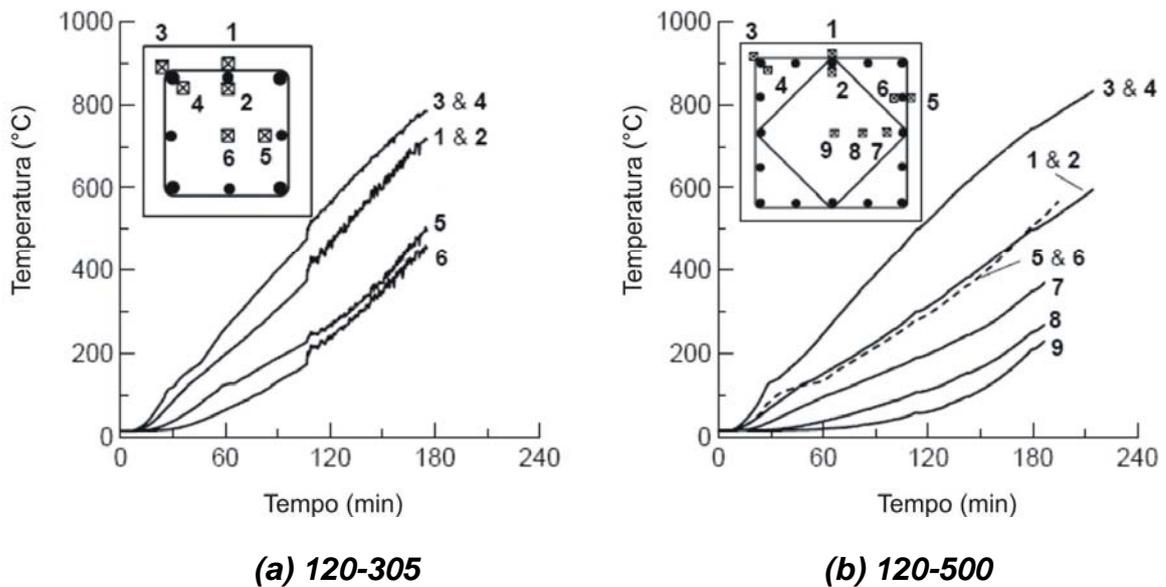


Figura 46 – Distribuição de temperatura no interior dos pilares armados de concreto com $f_{ck} = 120\text{MPa}$ (Park et al., 2007).

Segundo Park et al. (2007), observando a Tabela 11, as temperaturas nas arestas são sempre superiores as registradas em outras regiões do elemento estrutural e possuem valores similares, independentemente do tamanho da seção transversal (realçadas na Tabela 11).

Concomitantemente, devido à maior área de exposição ao fogo, no mesmo instante (por exemplo, 3h), as temperaturas no interior do elemento e no centro das faces são bem inferiores no elemento de maior seção transversal, conseqüentemente, sofrendo influência do tamanho da seção transversal (também realçado na Tabela 11).

Salienta-se, no entanto, que o fato das temperaturas serem similares nas arestas dos elementos deve ser analisado com muito cuidado para cada caso específico, e destaca que são válidas as observações sobre menores distribuições de temperatura no interior e nas faces dos elementos com maior seção transversal para o mesmo instante de ensaio, o que permite discutir uma série de ensaios que são realizados em pilares com seções transversais muito reduzidas, especificamente quanto à suscetibilidade do fenômeno de *spalling*.

Park e Lee (2008)

Outra considerável contribuição no campo experimental do comportamento de pilares de concreto de alta resistência submetidos a elevadas temperaturas foi discutida recentemente em um estudo conduzido por Park e Lee (2008).

Nesse estudo experimental os pesquisadores objetivaram avaliar os efeitos da espessura de cobertura no desempenho do elemento estrutural em situação de incêndio, através de dois critérios: o proposto pelo método Coreano e o proposto pelo método Japonês.

Basicamente, no método Coreano o instante do colapso do elemento estrutural é definido como o tempo de resistência ao fogo do pilar; no método Japonês a mesma resistência ao fogo é definida pelo tempo necessário para que a armadura principal atinja a temperatura de 500°C (PARK; LEE, 2008).

Os experimentos de Park e Lee (2008) envolveram ensaios em dois pilares com seção transversal quadrada de grande dimensão com 50cm x 50cm e altura de 3,41m, conforme dados explícitos da Tabela 12.

Tabela 12. Dados dos pilares de concreto armado (Park e Lee, 2008).

Elemento	Resistência do concreto (MPa)	Espessura de cobrimento (mm)	Taxa de aço (%)	Espaçamento dos estribos (mm)	Carregamento aplicado (kN)	Taxa de carregamento (%)
150-40	150	40	1,83	100	9,375	25
150-70	150	70	1,83	100	9,375	25

As dimensões da seção transversal dos elementos e outras especificações podem ser observadas também na Fig. 47. Destaca-se que os pilares foram concebidos com concreto de alta resistência ($f_{ck} = 150\text{MPa}$), com taxa de aço de 1,83% , com duas espessuras de cobrimento: 40mm e 70mm. O espaçamento das armaduras transversais em ambos os casos foi de 100mm.

Alguns termopares tipo K também foram posicionados no interior dos elementos para monitoração da distribuição da temperatura durante o experimento, os quais podem ser observados na Fig. 47.

Os pilares foram ensaiados com exposição ao fogo nas quatro faces, de acordo com a curva padrão ISO 834 sob carregamento excêntrico³⁰ constante e equivalente a 9,375kN (937,5tf), correspondente a aproximadamente 25% do carregamento axial máximo de projeto³¹.

³⁰ Não foi declarado no documento original consultado o valor dessa excentricidade.

³¹ Conforme prescrições do ACI 318-05 (2005), a carga axial máxima de projeto é definida pela sigla ($\phi P_{n,max}$), a qual depende do valor de tensão de escoamento da barra de aço para dimensionamento, que conforme Park e Lee (2008) foi considerada equivalente ao valor de 393MPa.

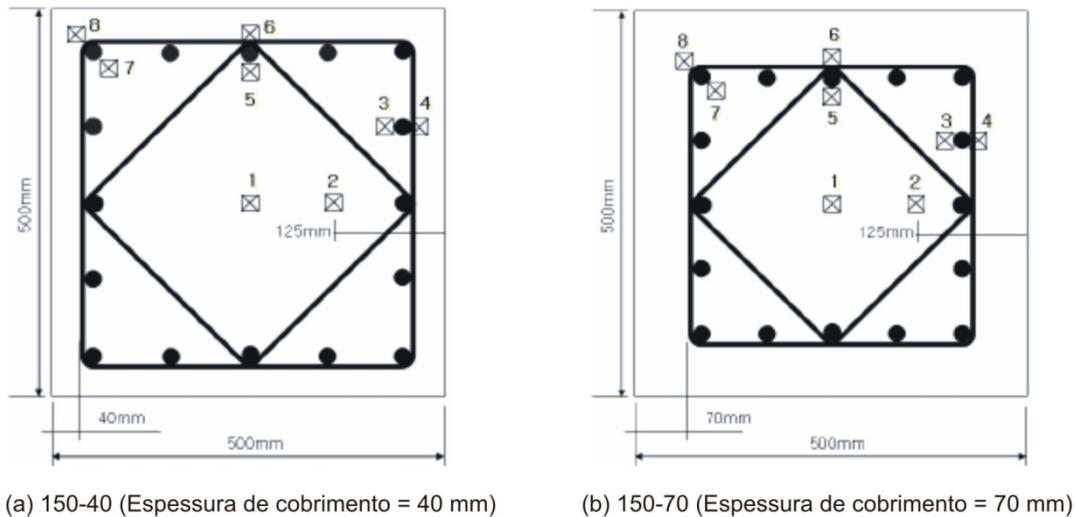


Figura 47 – Detalhes da seção transversal dos pilares armados, com indicação da posição dos termopares para monitoração da temperatura no interior do elemento (Park e Lee, 2008).

Segundo Park e Lee (2008), na dosagem de concreto de alta resistência foram adicionados sílica ativa, escória e gipsita para formação do aglomerante, além disso, também foram adicionados dois tipos de fibra, sendo uma de polipropileno, visando a redução da ocorrência de *spalling*, e outra de aço para o melhor desempenho da resistência mecânica do material, sendo as quantias usadas de $3,5\text{kg/m}^3$ e 40kg/m^3 , respectivamente, conforme observado na Tabela 13.

Tabela 13. Dosagem dos concretos empregados nos pilares de concreto armado (Park e Lee, 2008).

Resistência do concreto (MPa)	a/c	Proporções (kg/m ³)						
		Água	Aglomerante	Agregado miúdo	Agregado graúdo	Fibra PP	Fibra de aço	Aditivo
150	0,155	150	968	504	842	3,5	40	29

Park e Lee (2008) observaram que no pilar com espessura de cobrimento de 40mm ocorreu o fenômeno de *spalling* somente no período compreendido entre 7,5 e 12 minutos, no entanto, com profundidades consideradas pequenas para este tipo de dano, variando entre 13 e 18mm, conforme mostrado na Fig. 48.



Figura 48 – Condições do pilar com espessura de cobrimento de 40mm após o experimento de simulação de incêndio (Park e Lee, 2008).

Segundo Park e Lee (2008), no pilar com espessura de cobrimento de 70mm ocorreu o fenômeno de *spalling* somente no período entre 8 e 15 minutos, no entanto, com profundidades superiores ao pilar com espessura de menor cobrimento (40mm), variando entre 15 e 30mm, conforme observado na Fig. 49.



Figura 49 – Condições do pilar com espessura de cobrimento de 70mm após o experimento de simulação de incêndio (adaptado de Park e Lee, 2008).

As principais considerações de Park e Lee (2008), novamente, foram baseadas na distribuição de temperatura no interior do elemento. Evidentemente, as armaduras com menor espessura de cobertura registraram maiores temperaturas, conforme se pode observar nos gráficos da Fig. 50.

Para avaliação do desempenho dos pilares, Park e Lee (2008) destacam que se utilizado o critério Japonês, baseado no alcance da temperatura de 500°C na armadura principal para definição do desempenho do elemento estrutural, o pilar com espessura de cobertura de 40mm possui 2h de resistência ao fogo e o pilar com espessura de 70mm possui 3h, respectivamente.

No entanto, há de se esclarecer que ambos não sofreram colapsos oriundos das altas temperaturas em um período superior a 4 horas de exposição, quando o experimento foi encerrado por questões de segurança da câmara do forno.

Portanto, segundo o critério Coreano, estes pilares possuem resistência ao fogo de no mínimo 4 horas, quando considerado somente os efeitos relacionados com colapso estrutural, sendo este critério o mais recomendado por Park e Lee (2008) para avaliação de pilares de concreto de alta resistência em situação de incêndio e sob carregamento.

Destaca-se que parece, realmente, não ser recomendável avaliar a resistência ao fogo do elemento estrutural somente pelo critério da temperatura máxima na barra de aço principal (longitudinal), uma vez que não houve quaisquer sinais prematuros de colapso estrutural durante os experimentos conduzidos por Park e Lee (2008).

Observa-se, ainda, que essa prática que limita a temperatura na barra de aço principal em 500°C, durante o ensaio de simulação de incêndio, certamente, pode subestimar a capacidade resistente de um pilar de concreto armado e permitir uma série generalizada de equívocos.

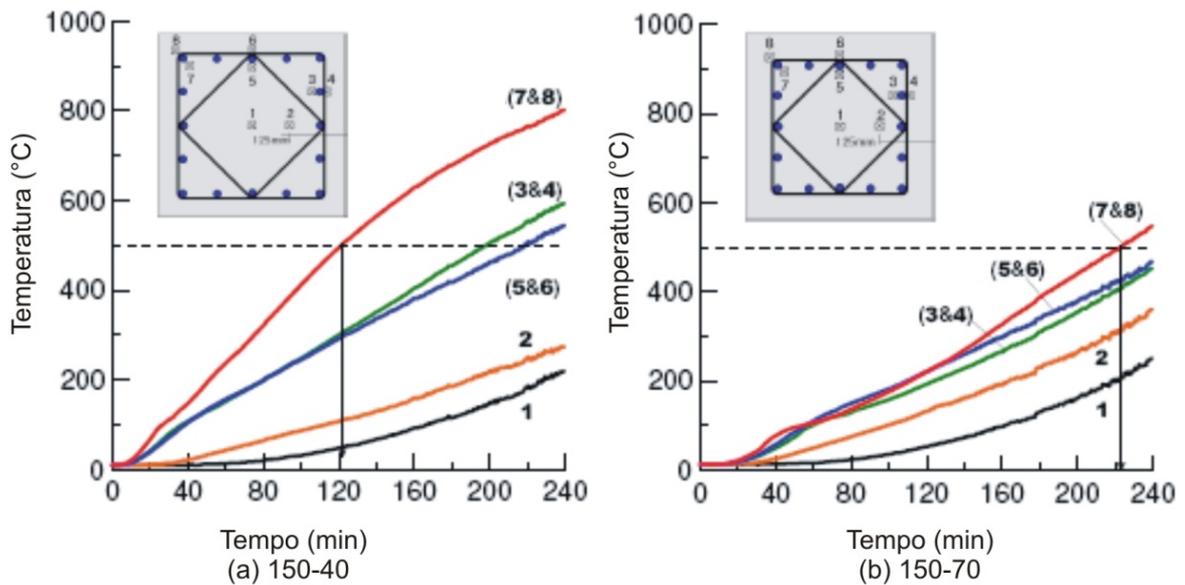


Figura 50 – Distribuição de temperatura no interior dos pilares de concreto com $f_{ck} = 150\text{MPa}$ e diferentes espessuras de cobrimento em função do tempo (Park e Lee, 2008).

Quanto à maior profundidade de *spalling* nos elementos de maior espessura de cobrimento (70mm), Park e Lee (2008) correlacionaram este fenômeno com a magnitude das deformações axiais dos pilares sob carregamento, as quais foram monitoradas e registradas durante todo o experimento, conforme Fig. 51.

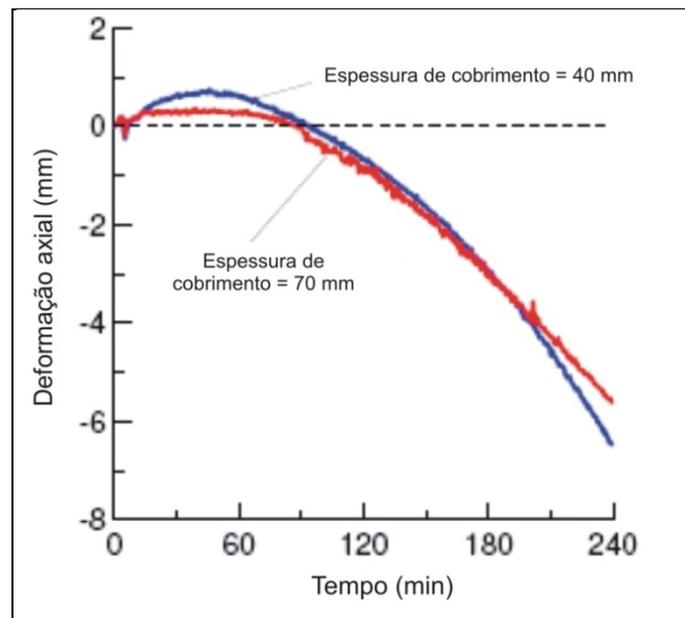


Figura 51 – Deformações axiais das amostras experimentadas em função do tempo para as duas espessuras de cobrimento: 40mm e 70mm (Park e Lee, 2008).

Park e Lee (2008) ressaltaram que a pouca diferença entre os valores de deformação axial monitorados até aproximadamente 90 minutos do experimento, podem ter contribuído potencialmente para o cenário das profundidades do fenômeno de *spalling*.

As maiores profundidades de *spalling*, segundo Park e Lee (2008) são atribuídas a maior restrição do pilar com espessura de cobrimento de 70mm no período compreendido entre 15 e 90 minutos.

Aparentemente, Park e Lee (2008) sugerem que a interrupção constatada na deformação axial do pilar (Fig. 51) pode ser proporcional a uma maior profundidade de *spalling*, fato que, realmente, não ocorreu no pilar com espessura de cobrimento de 40mm, onde a deformação axial foi progressiva até aproximadamente 45 minutos.

Observa-se que é escassa a literatura que relaciona as deformações axiais com a profundidade ou severidade de *spalling*, no entanto, a visão de Park e Lee (2008), em princípio, mostram consistência com as conclusões apontadas em Kodur (2005).

Quando Kodur (2005) realizou uma comparação direta com um pilar de resistência normal com um de alta resistência, constatou que as deformações axiais medidas nos experimentos indicavam uma maior deformação axial dos elementos de concreto normal.

Na ocasião, Kodur atribuiu este fenômeno a menor expansão térmica do concreto de alta resistência e a elevação mais lenta de temperatura no interior do elemento, devido à alta compacidade do material. Se comprovada a relação entre a menor deformação axial do elemento com a maior suscetibilidade e magnitude de *spalling*, as conclusões de Park e Lee podem ter algum fundamento.

Sendo assim, atenta-se para o fato de que se as conclusões preliminares de Park e Lee (2008) estiverem corretas, o aumento na espessura de cobrimento dos elementos estruturais pode ser prejudicial do ponto de vista da ocorrência e da severidade do fenômeno de *spalling*, no entanto, essas observações ainda carecem de mais estudos complementares vinculados a futuros programas experimentais.

6. Estudo experimental

6.1 Contexto

O contexto desta pesquisa de doutorado se refere a uma opção engenhosa adotada no edifício e-Tower, um expressivo empreendimento comercial constituído por um edifício de escritórios, situado na capital do estado de São Paulo, no Brasil, especificamente na Rua Funchal, nº 418, no bairro da Vila Olímpia.

O e-Tower se destaca por ser um complexo comercial com aproximadamente 52.000m² de área construída, composto por 42 pavimentos, incluindo 04 subsolos, com uma altura total de 162m.

O edifício foi construído pela TECNUM Construtora entre março de 2001 e setembro de 2005, com incorporação da empresa Munir Abbud Empreendimentos, projeto estrutural de França & Associados e projeto arquitetônico de Aflalo & Gasperini Arquitetos, tendo o Prof. Dr. Paulo Helene como consultor de concreto e a Engemix S. A. como empresa responsável pelos serviços de concretagem.

Segundo entrevista publicada na revista *Téchne*, edição nº 100 (HELENE; LOTURCO, 2005), o “e”, de e-Tower, remete ao termo “*eletronic*”, tendo em vista uma referência à tecnologia avançada para concepção do empreendimento. A normalização nacional sobre projeto de estruturas de concreto não prevê estruturas com f_{ck} superior a 50MPa, para o que foi necessário fazer uso de códigos internacionalmente consagrados, tendo sido também reconhecido como recorde nacional a resistência característica³² adotada de 80 MPa.

³² Como se tratava de um recorde nacional, havia muita descrença sobre qual a mais alta resistência à compressão do concreto aos 28 dias de idade seria possível produzir em uma Central convencional de concreto com os materiais disponíveis na região e com transporte usual por caminhões betoneira trafegando no congestionado centro urbano de São Paulo. Por essa razão o Professor Paulo Helene buscou um traço limite máximo de resistência na região, obtendo f_{ck} de 112MPa e resistência média de 42 caminhões produzidos num prazo máximo cerca de 2 meses de $f_{c,m} = 125$ MPa, aos 28 dias de idade, com desvio padrão da ordem de 7MPa e coeficiente de variação de apenas 5,6%.

Observa-se, que apesar de toda a tecnologia envolvida na construção do edifício e-Tower, a normalização nacional e as respectivas Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, naquela época, ainda não abordavam critérios de projeto para edificações com grandes alturas, principalmente quanto aos períodos mínimos de TRRF dos elementos de concreto, tanto para resistência normal quanto para alta resistência.

Neste caso, na concepção de projeto e no dimensionamento estrutural, foram utilizadas as recomendações e premissas dos códigos internacionais vigentes na época, principalmente aquelas relacionadas com o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) em sua primeira versão e com o ACI 216R (1989). O edifício e-Tower, em fase de construção, pode ser observado em destaque no centro da Fig. 52.



Figura 52 – Vista aérea do edifício e-Tower (acervo do Prof. Dr. Paulo Helene).

A opção de engenharia empregada no edifício e-Tower, a qual motivou o estudo experimental realizado nesta pesquisa de doutorado, está vinculada ao uso de concreto de alta resistência, ao invés de resistência normal adotada para o restante da estrutura de $f_{ck} = 40\text{MPa}$ previsto no projeto original, em seis pilares do edifício, sendo cinco³³ deles similares ao protótipo utilizado nesta pesquisa.

De fato, o que condicionou o emprego do concreto de alta resistência foi a distância mínima necessária para permitir a adequabilidade de duas vagas médias de garagem entre os pilares da Fachada Norte do edifício, associada à elevada carga concentrada nestes elementos na região dos subsolos.

Observa-se que no estudo inicial (anteprojeto) previa-se uma seção resistente da ordem de $0,90\text{m}^2$, algo em torno de $100\text{cm} \times 90\text{cm}$, para uma resistência à compressão (f_{ck}) de 40MPa considerada naquela região do edifício.

No entanto, segundo Helene e Loturco (2005), as concepções arquitetônicas (módulo de 5m entre pilares) não permitiam que a maior dimensão dos pilares ultrapassasse o valor de 70cm , em virtude do cumprimento de uma legislação específica do Código de Obras da Prefeitura do Estado de São Paulo, concernente às dimensões mínimas de vaga de garagem, deixando, no caso, vagas com $2,20\text{m}$ de largura livre.

Com isso, basicamente, havia duas opções para permitir o ajuste das duas vagas de garagem entre os pilares do subsolo: (a) seria necessário construí-los a cada $4,20\text{m}$ com, faces de no máximo 70cm ou (b) modificar seu posicionamento (a modulação arquitetônica), sendo esta segunda opção inviável.

Observa-se que para a respectiva redução da seção transversal nas proporções desejadas seria necessária uma resistência à compressão (f_{ck}) de no mínimo 80MPa (o dobro da prevista originalmente naquela região), conforme apontado no

³³ Os cinco pilares similares ao protótipo utilizado nesta pesquisa, onde foi utilizado o concreto de alta resistência colorido, correspondem aos P22, P23, P24, P25 e P26. Destaca-se que no projeto original os pilares P22 e P26 (de extremidade) possuem seção transversal quadrada de $70\text{cm} \times 70\text{cm}$ (mesma do programa experimental desenvolvido nesta tese) e que os pilares P23, P24 e P25 (internos) possuem seção transversal retangular de $60\text{cm} \times 70\text{cm}$.

redimensionamento estrutural conduzido pelo projetista estrutural, o escritório França & Associados Engenharia S/C Ltda.

A opção empregando o concreto de alta resistência e a conseqüente modificação na seção transversal³⁴ pode ser observada na Fig. 53, ilustrada para o caso dos pilares internos com seção transversal retangular de 60 x 70cm.

Segundo Helene e Loturco (2005), o uso do concreto de alta resistência propiciou adequar o projeto arquitetônico, quanto ao espaço mínimo legal destinado às vagas de estacionamento situadas na projeção do edifício. Destaca-se que essa opção, também, além de garantir a concepção original dos pilares de fachada, propiciou a aquisição de dezesseis novas vagas de garagem.

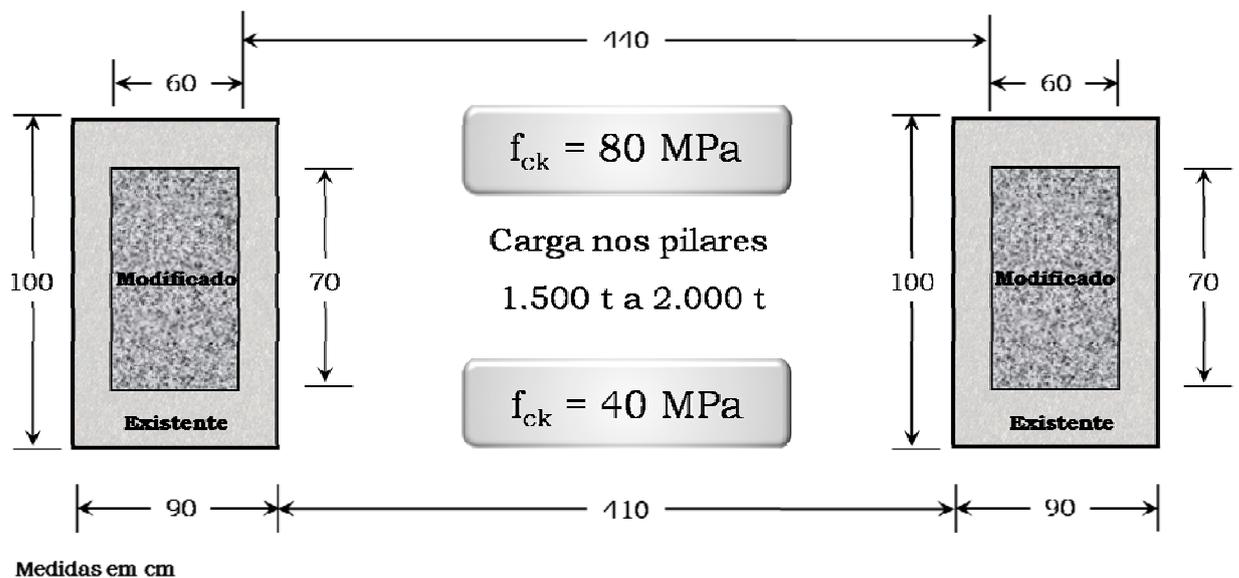


Figura 53 – Concepção de projeto envolvendo concreto de alta resistência (modificado, projeto final) ao invés de concreto normal (existente, projeto inicial): redução da seção transversal dos pilares (acervo do Prof. Paulo Helene).

³⁴ No exemplo da Fig. 53 foram ilustrados os pilares internos (P23 e P24), conforme consulta ao projeto original, com seção transversal de 60 x 70cm.

Destaca-se que o concreto de alta resistência utilizado nesses pilares foi desenvolvido com consultoria liderada pelo Prof. Dr. Paulo Helene, orientador desta pesquisa de doutorado, e obteve na época (2002) recorde internacional com f_{ck} médio de 125MPa aos 28 dias de idade, conforme mencionado anteriormente e registrado em Helene e Hartmann (2003) e Hartmann (2003).

Uma peculiaridade interessante da dosagem desse concreto foi a adição de um pigmento³⁵ inorgânico em pó, de cor predominante vermelha, a base de óxido de ferro sintético (Fe_2O_3), o qual objetivou facilitar a identificação do material na obra, evitando sua aplicação equivocada nos outros elementos cujo concreto especificado era de resistência normal.

Os pilares utilizando concreto de alta resistência no edifício e-Tower, em fase de execução e concluídos, caracterizados pela evidente cor vermelha do pigmento inorgânico a base de óxido de ferro, podem ser observados na Fig. 54.



Figura 54 – Pilares de concreto armado colorido de alta resistência do edifício e-Tower em fase de construção e concluídos (acervo do Prof. Paulo Helene).

³⁵ O pigmento inorgânico utilizado foi do tipo *Bayferrox*[®] PE500/001, fabricado no Brasil pela empresa *Lanxess Energizing Chemistry*. O produto possui um teor de Fe_2O_3 entre 92 e 96% (ASTM D-50-90-05), pH entre 4,0 e 6,0 (ASTM D-1208-96-07) e massa específica entre 4,2 e 4,6 (ASTM D-153-84-08).

Isto posto, observa-se que o escopo do estudo experimental realizado nessa pesquisa diz respeito ao comportamento desses pilares de concreto de alta resistência, empregados no edifício e-Tower, quando submetidos a elevadas temperaturas, sendo essas caracterizadas por um cenário de incêndio obtido em condições de laboratório, através de uma curva-padrão.

Observa-se que esse estudo experimental se tornou possível, uma vez que réplicas desses pilares foram construídas para essa finalidade no pátio do Laboratório de Concreto da Escola Politécnica de São Paulo, durante a execução da obra do edifício e-Tower, conforme explanado detalhadamente a seguir.

6.2 Detalhes do estudo experimental de simulação de incêndio

Na época de construção do edifício, no início de 2002, três réplicas dos pilares originais foram construídas a título de protótipos no pátio da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para futuros ensaios de desempenho mecânico, de durabilidade e de simulação de incêndio. Uma dessas réplicas, usada nessa pesquisa, pode ser observada na Fig. 55.



Figura 55 – Réplica do pilar protótipo de concreto colorido de alta resistência do edifício e-Tower, construída no pátio do Laboratório de Materiais de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Com base nessas réplicas, planejou-se um programa experimental de simulação de incêndio, pioneiro no Brasil, envolvendo pilares de concreto armado colorido de alta resistência. O planejamento do ensaio levou em consideração, principalmente, as limitações vinculadas às condições do ensaio propriamente dito (quanto à impossibilidade de simulação de carregamento) e às condições dos fornos nacionais (quanto às pequenas dimensões da câmara do forno, apesar de ser o IPT o laboratório nacional que dispõe da maior câmara de ensaio).

6.2.1 Condições do pilar protótipo precedente ao ensaio de simulação de incêndio

Os pilares protótipos foram concebidos sob as mesmas condições dos pilares da estrutura existente do edifício e-Tower, com uso de fôrma de madeira, sem quaisquer procedimentos de cura e com o mesmo concreto, operações de lançamento e de adensamento.

Inclusive, destaca-se que o concreto lançado nos pilares protótipos foi procedente de caminhões betoneira, sendo estes oriundos da mesma usina fornecedora, desviados da obra, em sua época da construção, durante as atividades normais de concretagem dos pilares originais.

Durante oito anos, essas réplicas permaneceram expostas às condições de exposição natural ao ambiente atmosférico de São Paulo sem quaisquer cuidados ou proteções superficiais. Esse ambiente se caracteriza por ser uma atmosfera industrial e urbana; coordenadas: 23°32'S / 46°37'W de clima subtropical, tipo *Cfa*, segundo a classificação universal consagrada de *Köppen-Geiger* (KOTTEK et al., 2006).

Tendo em vista esse prazo extenso de exposição ao ambiente, bem como o envelhecimento natural nas condições suprarreferidas, procedeu-se com a recharacterização (idade de 8 anos) do concreto original (idade de 28 dias), precedente ao de simulação de incêndio, conforme explicitado a seguir.

6.2.2 Concreto original (28 dias) e concreto recaracterizado (8 anos)

6.2.2.1 Resistência mecânica e ultrassom

As proporções referentes à dosagem do concreto de alta resistência empregada no edifício e-Tower e replicada, na mesma época, nos protótipos experimentados podem ser observadas na Tabela 14. O aspecto do concreto de alta resistência original, durante as atividades normais de concretagem na obra, pode ser observado nas Figs. 56 e 57, respectivamente.

Tabela 14. Dosagem do concreto colorido de alta resistência

Materiais	Quantidades (kg/m ³)
Cimento CPV ARI + escória	460(cimento) +163 (escória)
Sílica ativa ou metacaulim	93 (15% de adição)
Agregado miúdo (quartzo)	550
Agregado graúdo (basalto)	1027
Pigmento inorgânico (óxido de ferro)	25 (4%)
Aditivo superplastificante (policarboxilato)	6,2 (1%)
Aditivo estabilizador de hidratação	3,2 (0,5%)
Água (relação água/materiais cimentícios = 0,19)	135 (a/mc = 0,19)



Figura 56 – Aspecto do concreto colorido de alta resistência, sendo descarregado e ensaiado no canteiro da obra do edifício e-Tower, em 2002 (acervo do Prof. Paulo Helene).



Figura 57 – Atividades relacionadas ao lançamento do concreto colorido de alta resistência, com uso de caçambas usuais, na obra do edifício e-Tower, em 2002 (acervo do Prof. Paulo Helene).

Para o processo de recharacterização, no início de 2010, precedente ao programa experimental, foram extraídos testemunhos cilíndricos na região da base do pilar protótipo em uma parte previamente planejada para se tornar remanescente.

Esses testemunhos foram rompidos e forneceram uma resistência característica à compressão de $f_{ck,8anos} = 140\text{MPa}$ (valor absoluto, sem aplicação do coeficiente de ponderação normalizado no item 12.4.1 da ABNT NBR 6118:2007 para o caso de testemunhos extraídos), superior à resistência média à compressão obtida durante a moldagem no ano de 2002, de $f_{cm,28dias} = 125\text{MPa}$.

Além da caracterização da resistência mecânica foram também realizados exames de ultrassom³⁶ nos testemunhos extraídos da parte remanescente, com o intuito de comparar com futuras amostras a serem extraídas do pilar protótipo após o ensaio de simulação de incêndio. A Tabela 15 apresenta as propriedades originais e recharacterizadas do concreto colorido de alta resistência.

³⁶ Este tipo de ensaio não destrutivo serve como parâmetro para avaliar as eventuais mudanças na qualidade do concreto. Quanto menor a velocidade de propagação da onda ultrassônica medida no concreto, é assumido, basicamente, que este concreto possui menor qualidade, de acordo com os critérios propostos pela BS 1881-203:1986 "*Testing Concrete. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic*". Destaca-se que esse mesmo procedimento também foi utilizado, por exemplo, nas avaliações da estrutura de concreto incendiada do edifício *Windsor* em Madri, na Espanha, conforme dados obtidos de Alonso (2006, 2009).

Tabela 15 Propriedades do concreto colorido de alta resistência: original (28 dias) e recaracterizado (8 anos).

Propriedades	Pilar original (e-Tower)	Pilar protótipo (USP)
	Concreto pigmentado de alta resistência (idade 28 dias)	Concreto pigmentado de alta resistência (idade 8 anos)
Resistência à compressão (MPa)	125	140
Velocidade de pulso ultrassônico (m/s)	4950	5325

Destaca-se que os procedimentos de extração das amostras do pilar protótipo e as respectivas rupturas dos testemunhos, bem como os exames de ultrassom foram realizados pela equipe especializada do Laboratório de Materiais de Construção Civil do IPT.

Nas extrações dos testemunhos foi utilizada uma perfuratriz rotativa provida de coroa diamantada refrigerada a água, fabricada pela HILTI, modelo DD200, sendo as respectivas rupturas realizadas em uma prensa hidráulica, marca *Mohr & Federhaff – AG*, com capacidade de 200t, com precisão de 100kg, conforme procedimentos da ABNT NBR 7680:2007 “Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto”.

Nos exames de ultrassom foi utilizado um equipamento da *CNS Eletronics*, modelo *PUNDIT*, nº de série 920453094, conforme procedimentos da ABNT NBR 8802:1994 “Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica - Método de ensaio”.

Os respectivos procedimentos de extração e ruptura de testemunhos da futura³⁷ parte remanescente do pilar protótipo, bem como os exames de ultrassom, estão mostrados na sequência das Figs. 58 a 65.

³⁷ O termo “futura” neste caso foi empregado tendo em vista que no momento da extração na região da base (Figs. 58 e 59), o pilar protótipo ainda não havia sido cortado. No entanto, a parte que se tornaria remanescente (após o corte) já estava devidamente identificada, mediante planejamento precedente.



Figura 58 – Detalhe da extração dos testemunhos na parte inferior (base) do pilar protótipo (região pertencente à futura parte remanescente).



Figura 59 – Detalhe de um dos testemunhos extraídos.



Figura 60 – Detalhe de um dos testemunhos extraídos (idade de oito anos).



Figura 61 – Detalhe dos testemunhos extraídos já preparados para posterior exame de ultrassom.



Figura 62 – Exame de ultrassom nos testemunhos extraídos.



Figura 63 – Procedimento de ruptura do testemunho cilíndrico. Observa-se que o testemunho está protegido em virtude do risco de ruptura tipo explosiva.

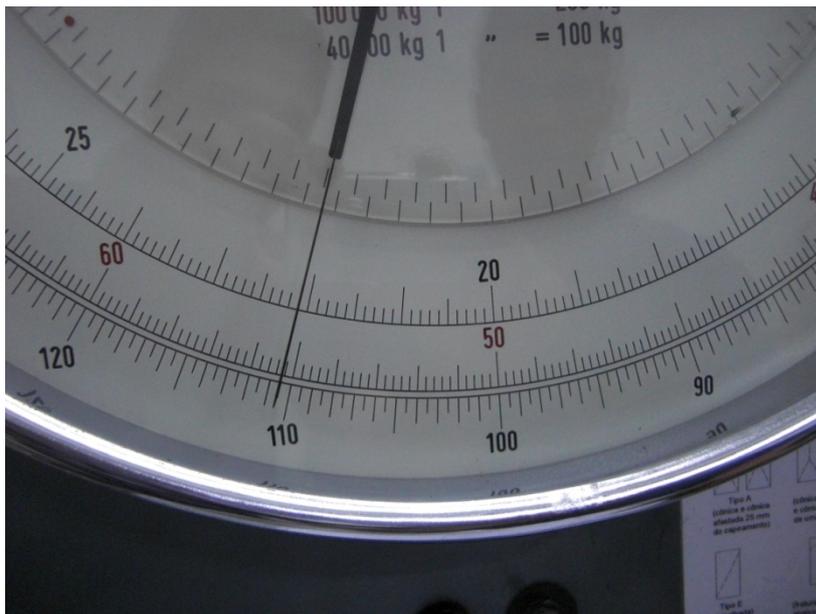


Figura 64 – Detalhe da carga requerida para ruptura de um dos testemunhos (110,5 toneladas), correspondente a 140MPa para as dimensões dos testemunhos extraídos (cilíndricos 10cm x 20cm).



Figura 65 – Detalhe de um dos testemunhos já rompido.

6.2.2.2 Propriedades térmicas

Além dos ensaios de resistência à compressão e dos exames de ultrassom para recharacterização do concreto do pilar protótipo após oito anos, houve a preocupação, também, de aferir suas respectivas propriedades térmicas. Conforme observado nos capítulos anteriores, é fundamental o conhecimento destas propriedades para avaliação do desempenho do concreto em situação de incêndio.

Observa-se que quando da construção dos pilares protótipos não foram realizados estes tipos de ensaios, portanto, precedente ao programa experimental foram extraídos testemunhos especialmente para esta finalidade. As propriedades térmicas determinadas experimentalmente em laboratório foram a difusividade térmica, a condutividade térmica e o calor específico.

Destaca-se que nos ensaios das propriedades térmicas do concreto de alta resistência foi empregado um método adaptado da ASTM E1461-07 “*Standard Test Method for Thermal Diffusivity by the Flash Method*” em um equipamento *Thermal Diffusivity System* modelo *FlashLine™ 3000*, fabricado pela *Anter Corporation USA* (Fig. 66), nunca antes utilizado no Brasil para este tipo de procedimento envolvendo amostras de concreto. O ensaio foi realizado no Laboratório de Conforto Ambiental e Sustentabilidade do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), em São Paulo.



Figura 66 – Equipamento *Thermal Diffusivity System* modelo *FlashLine™ 3000*.

Para a realização do ensaio, foram produzidas pastilhas procedentes de testemunhos extraídos na parte remanescente do pilar protótipo, situada no pátio do Laboratório de Concreto da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, com 3,17cm de diâmetro e 0,94cm de espessura. As pastilhas utilizadas nos ensaios podem ser observadas na Fig. 67.

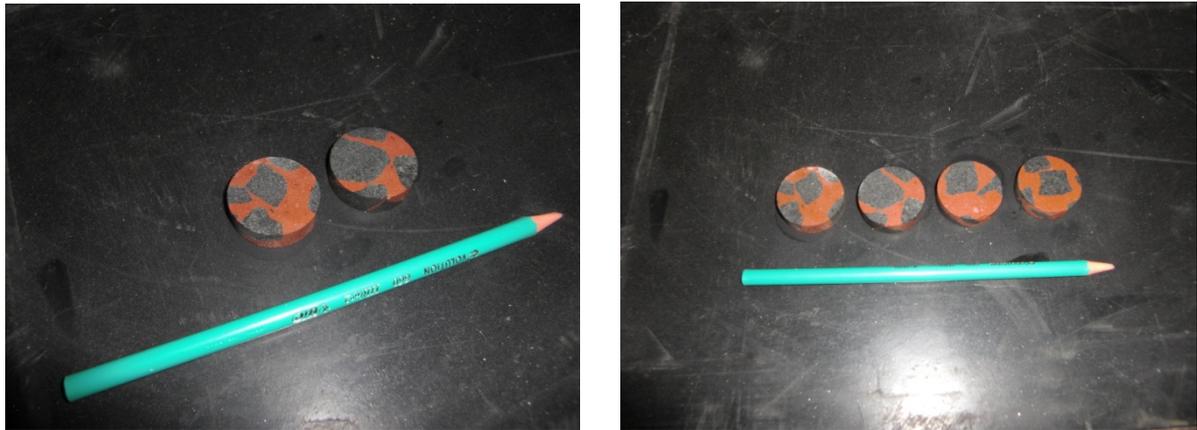


Figura 67 – Pastilhas de concreto produzidas para determinação das propriedades térmicas.

De acordo com o método proposto na ASTM E 1461-07, um pulso de luz de Xenônio é emitido em uma das faces da amostra³⁸ (em toda a sua superfície) e a difusividade térmica é então mensurada, em função da espessura percorrida e do tempo despendido, para que este pulso, por transmissão de calor, alcance a face oposta. Os resultados obtidos no ensaio realizado podem ser observados na Tabela 16.

Tabela 16 Propriedades térmicas obtidas de acordo com o método adaptado da ASTM E1461-07.

Propriedades térmicas do concreto colorido de alta resistência (valores médios/duas amostras)	
Difusividade térmica (m ² /dia)	0,105
Calor específico (J/ (kg. K))	774,3
Condutividade térmica (W/ (m. K))	2,36

³⁸ No caso, uma pastilha de concreto cilíndrica com diâmetro de 3,17cm e espessura de 0,94cm.

Observa-se, que são escassos na literatura internacional dados das propriedades térmicas de concretos envolvendo agregado procedente de rocha da família dos basaltos, no entanto alguns trabalhos de referência nacional já foram desenvolvidos (FURNAS, 1997; SOUZA; MORENO Jr; BIZZO, 2005; TASHIMA et al., 2004), embora as amostras, os procedimentos e os equipamentos foram bem diferentes daqueles utilizados nesta pesquisa, em virtude, evidentemente, do ineditismo e da adaptação do método internacional, conforme mencionado anteriormente.

Mesmo assim, nota-se que os resultados obtidos, em princípio, corroboram os resultados nacionais registrados em Furnas (1997). No entanto, salienta-se que sempre de uma inovação ou adaptação de uma tecnologia, deve-se se tomar cuidado, principalmente, com procedimentos relacionados com a parametrização de resultados obtidos ou eventuais fatores de correção aplicados a esses.

Ressalta-se, neste contexto, que o método da ASTM E1461-07 é recomendado principalmente para materiais sólidos isotrópicos e homogêneos e necessariamente opacos (tipo aço, por exemplo), mas podendo ser aceitável seu uso para materiais de baixa porosidade, como o caso deste concreto (de alta resistência). Portanto, o método foi adaptado para o material concreto de alta resistência, evidentemente, com algumas ressalvas e limitações.

A principal ressalva consiste nas dimensões da amostra utilizada no ensaio. Em termos de determinação da difusividade térmica do material concreto, observa-se que principalmente o tamanho e o volume dos agregados presentes em uma amostra são fatores potencialmente influentes nos resultados de ensaio, independentemente do método aplicado (Furnas, 1997).

No caso específico desta tese observa-se, de fato, que as duas amostras ensaiadas podem não representar a importância efetiva do agregado graúdo na mistura de concreto, pois as pastilhas são de pequenas dimensões e podem conter pouco volume destes. Ademais, é possível que apenas haja uma película de agregado graúdo aparente (devido ao corte), mas no interior da pastilha uma grande quantidade de argamassa, por conseguinte, mascarando os resultados obtidos.

Há uma limitação, ainda, que diz respeito ao ensaio propriamente dito. Considera-se a possibilidade do calor, no interior da pastilha, posterior a emissão do pulso luz de Xenônio, se transmitir por caminhos preferenciais, comprometendo os resultados obtidos, pois neste método, a heterogeneidade e anisotropia do concreto são muito mais sensíveis e podem, realmente, influenciar diretamente nos resultados obtidos.

Sendo assim, pode ocorrer a necessidade de parametrização dos resultados obtidos ou até de aplicação de um fator de correção para comparação dos valores apresentados na Tabela 16 com outras pesquisas, embora esse procedimento seja somente possível com a iniciativa de um extenso programa temático interlaboratorial, envolvendo muitas amostras e pelo menos dois métodos de ensaios distintos.

Portanto, em princípio, recomenda-se que é prudente considerar a hipótese de realizar esse ensaio com pastilhas produzidas diretamente da rocha de onde o agregado é procedente, por exemplo, de rochas da família dos basaltos. Neste caso, o material é mais homogêneo e isotrópico e os resultados obtidos podem ser empregados como parâmetro suficiente para correlação com o material concreto. Para efeito ilustrativo, na Fig. 68 são apresentados os valores de difusividade térmica para diferentes tipos litológicos de agregados.

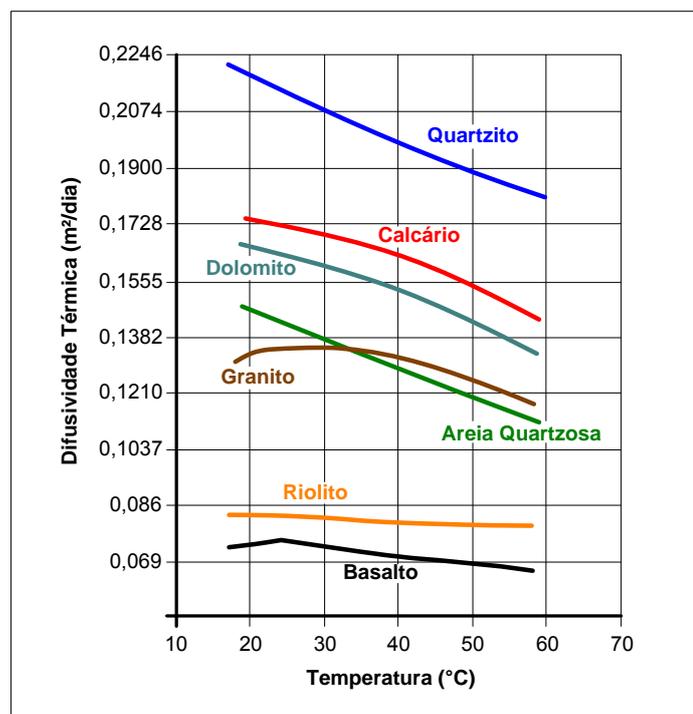


Figura 68 – Difusividade térmica de diferentes tipos de agregados (Furnas, 1997).

6.2.2.3 Apreciação petrográfica do agregado graúdo

Considera-se importante a caracterização mineralógica do agregado que foi empregado no traço de concreto de alta resistência utilizado na réplica submetida ao ensaio de simulação de incêndio no Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT, objetivando compreender a relação entre o desempenho do concreto de alta resistência em elevadas temperaturas e a natureza litológica específica do agregado graúdo.

Sendo assim, foi realizado um ensaio de *Apreciação Petrográfica de Materiais Naturais para Utilização como Agregado para Concreto*, conforme as prescrições da ABNT NBR 7389-2:2009 “Agregados - Análise petrográfica de agregado para concreto. Parte 2: Agregado graúdo”, em uma amostra extraída da parte remanescente do pilar protótipo, sob os cuidados do Prof. Dr. Claudio Sbrighi Neto, através da cooperativa CPTI Tecnologia & Desenvolvimento.

De acordo com o ensaio realizado pôde-se constatar que o agregado graúdo se caracteriza por ser uma pedra britada procedente de uma rocha pouco alterada, cor melanocrática, estrutura compacta e textura fanerítica fina, composto por feldspatos e piroxênio (como minerais essenciais) e máficos (como minerais acessórios). O tipo petrográfico foi classificado como rocha da família dos basaltos (diabásio) com propriedades físico-mecânicas de rocha coerente. Na amostra analisada a forma dos fragmentos/índice de forma se apresentou 20% lamelar, 70% cúbica e 10% alongada.

Complementando as informações obtidas nos resultados da apreciação petrográfica, observa-se que, segundo informações obtidas junto à empresa Engemix S. A., responsável pelo fornecimento do concreto na época, através do Eng. Eliron Maia Souto Júnior, o agregado graúdo empregado no traço de concreto de alta resistência usado no edifício e-Tower foi procedente da empresa Pedreiras Basalto pertencente ao Grupo Estrutural (www.grupoestrutural.com.br) especificamente da unidade “Basalto 5 – Campinas I / Pedreira Usina Asfalto”, situada na Rodovia Campinas/Monte Mor, km 2,3 (SP-101) em Campinas, São Paulo.

6.2.3 Seção transversal do pilar protótipo submetido ao ensaio de simulação de incêndio

A seção transversal do pilar protótipo (a mesma dos pilares de extremidade P22 e P26 do projeto original do edifício e-Tower) era quadrada com 70cm x 70cm, sem variação ao longo de 200cm de altura. O pilar ensaiado possuía cobrimento com espessura média de 25mm, armadura longitudinal³⁹ de \varnothing 16mm e armadura transversal (estribos), a cada 100mm, de \varnothing 8mm, ambas em aço tipo CA 50-A (tensão de escoamento 500MPa), conforme configuração apresentada na Fig. 69.

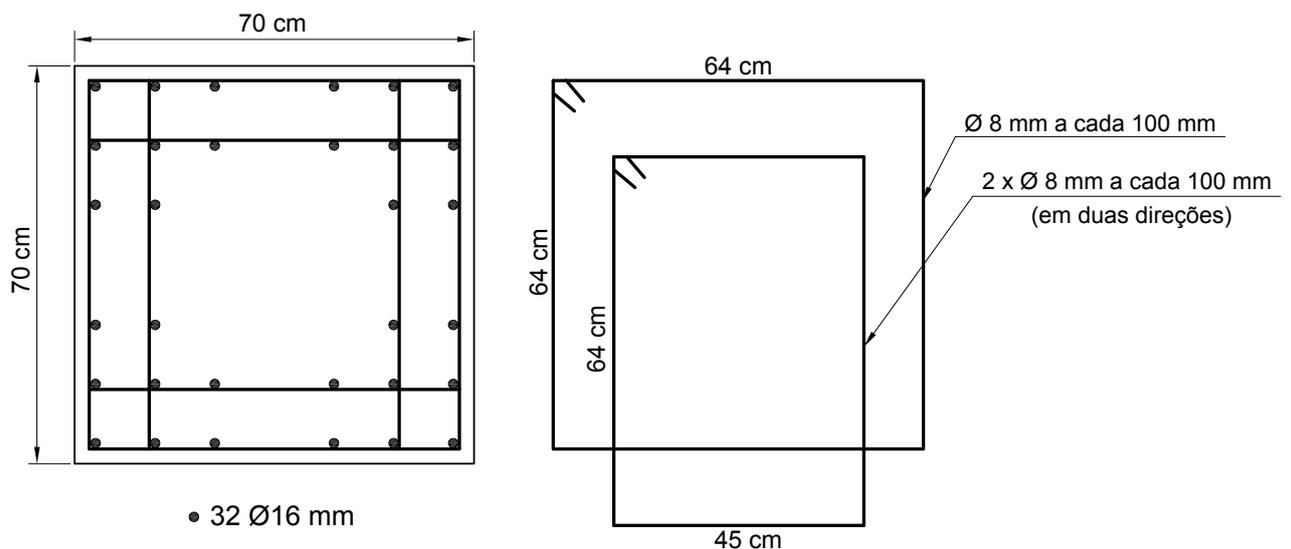


Figura 69 – Detalhe da seção transversal e armadura do pilar protótipo ensaiado.

Para monitoração da distribuição de temperatura no interior da seção transversal, alguns termopares foram posicionados estrategicamente, conforme procedimento explanado a seguir.

³⁹ A armadura longitudinal do pilar protótipo se difere da armadura do pilar original da estrutura.

6.2.4 Termopares do pilar protótipo e do forno

Como os pilares protótipos foram construídos em 2002, não se previu, naquela oportunidade, a instalação de termopares para uma simulação de incêndio de grande porte, até por que, evidentemente, não havia um planejamento tão detalhado na ocasião.

Destaca-se, ainda, que a literatura especializada disponível, naquela época, também, era escassa e publicações de referência estavam em franco desenvolvimento, muitas das quais foram citadas explicitamente no Capítulo 5 deste texto.

Na realidade a postergação do ensaio de simulação de incêndio, foi planejada pelo Prof. Paulo Helene, deliberadamente, com duas finalidades: (1) ensaiar o concreto com idade elevada para algo mais próximo da realidade de um risco real de incêndio na estrutura durante seu período de uso; e (2) aguardar que fosse construído no Brasil um forno capaz de ensaiar um pilar de concreto de grandes dimensões sob carga. Infelizmente essa segunda esperança ainda não se realizou e não foi mais possível, nem razoável, esperar mais tempo para a realização desta pesquisa.

Sendo assim, planejou-se a instalação dos termopares na face não exposta ao fogo, através de perfurações realizadas no pilar protótipo. Como essa face estaria oposta a uma das faces diretamente expostas ao fogo, planejaram-se perfurações em diferentes profundidades, com comprimentos de até 67,5cm (os quais, em sua extremidade, correspondiam a medir a temperatura na região do cobrimento médio no lado oposto, equivalente a 2,5cm).

Isto posto, observa-se que os termopares do interior do pilar foram instalados na região próxima ao eixo central de uma das faces, em quatro linhas independentes, e, com profundidades aleatórias, sendo que cada linha sempre possuía quatro profundidades diferentes.

Ao todo foram instalados dezesseis termopares tipo K com bainha de inox 316, com diâmetro de 3mm. A locação dos termopares e as respectivas profundidades podem ser observadas na Fig. 70.

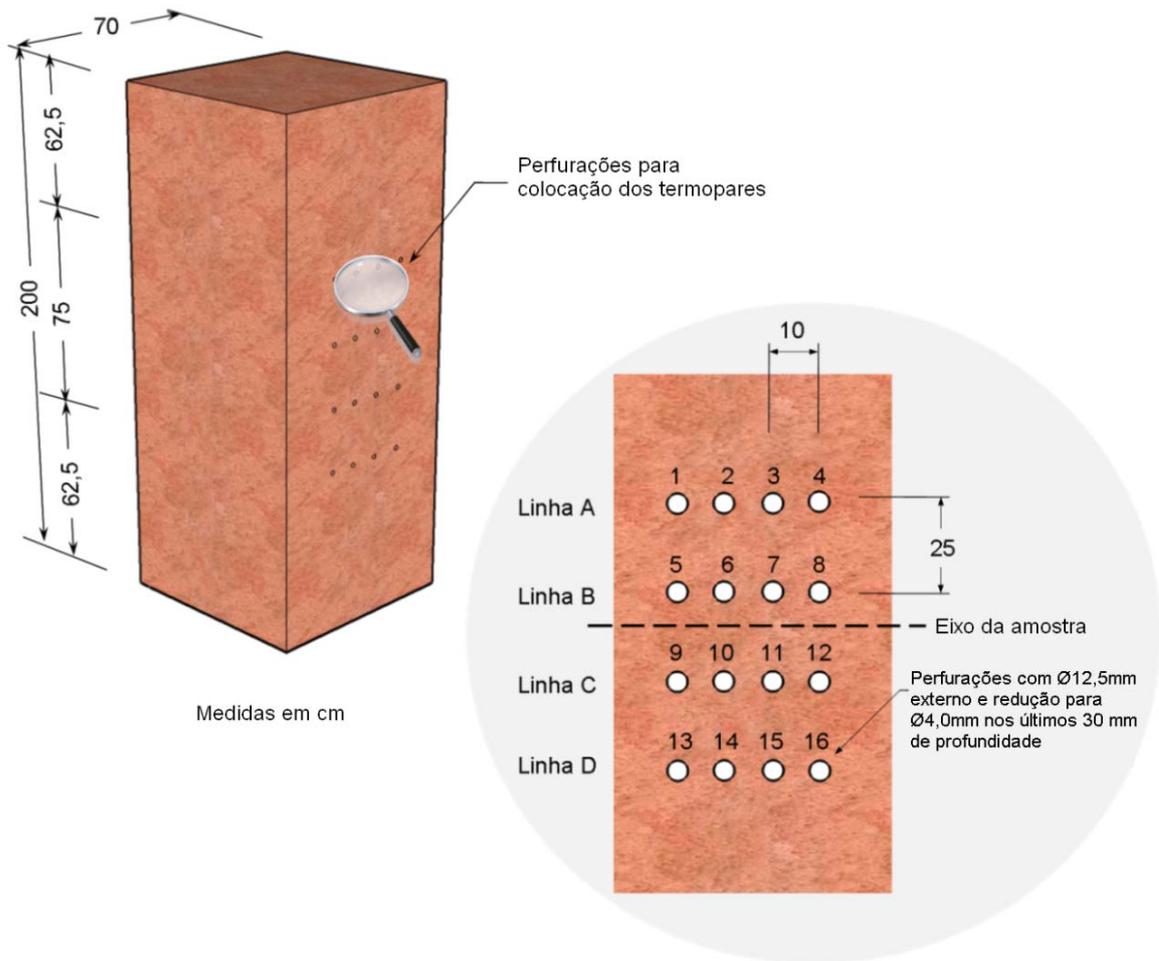


Figura 70 – Indicação das dezesseis perfurações para posterior instalação dos dezesseis termopares no pilar protótipo de concreto de alta resistência.

A localização das profundidades da malha de dezesseis perfurações, por linha (A, B, C e D), para posterior instalação dos termopares pode ser observada nos cortes da Fig. 71. Os valores absolutos das profundidades perfuradas, referentes a esses cortes, podem ser observados na Fig. 72.

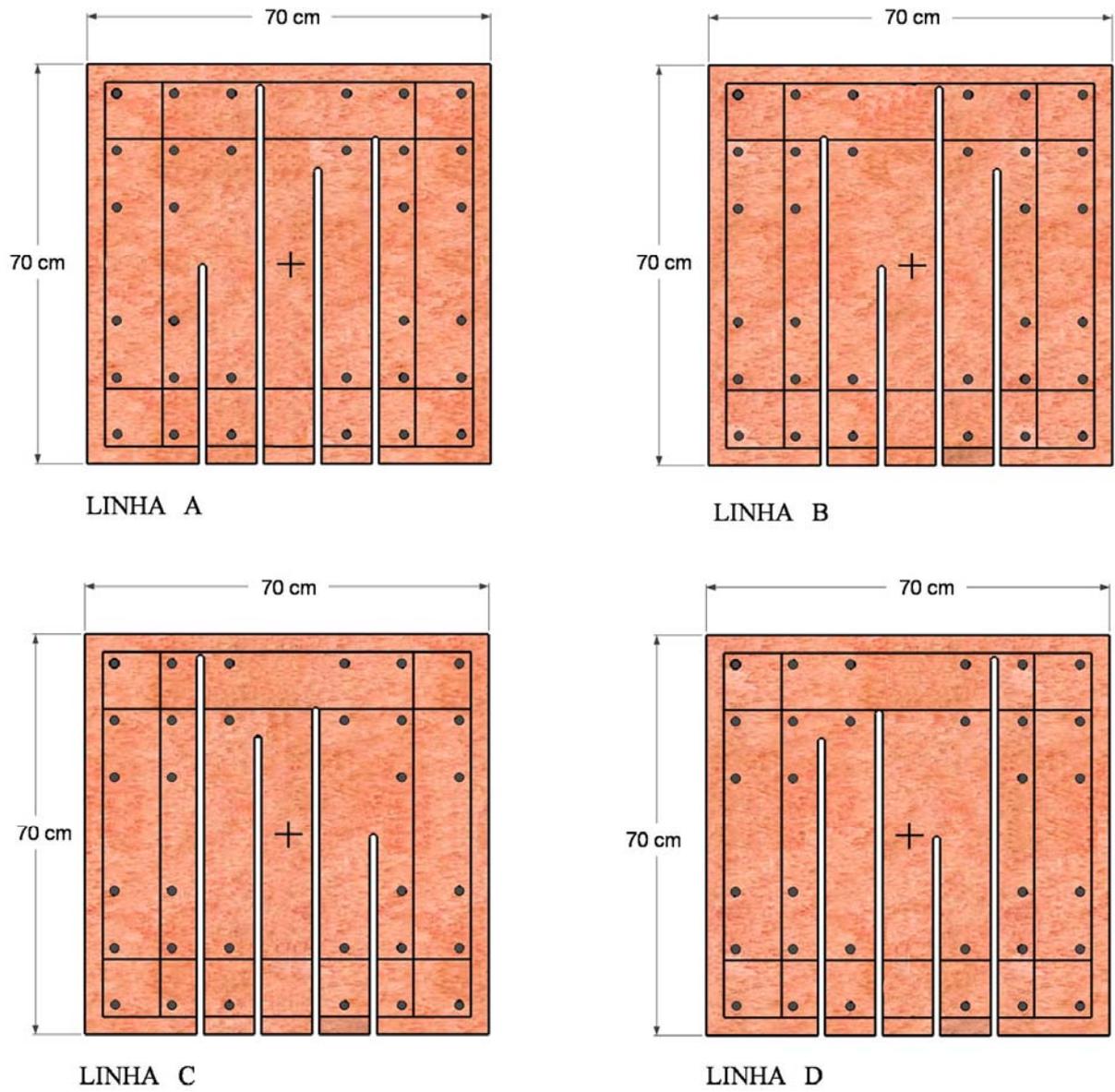


Figura 71 – Indicação das profundidades das perfurações nas quatro linhas (A, B, C e D) para posterior instalação dos termopares.

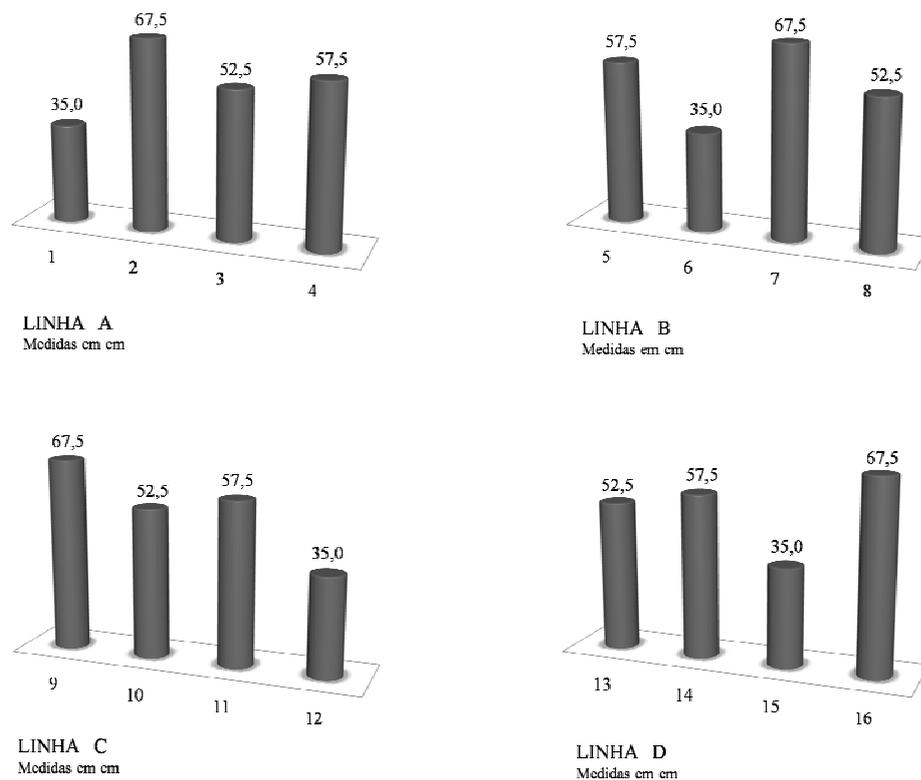


Figura 72 – Indicação dos valores absolutos das profundidades em cada perfuração nas quatro linhas (A, B, C e D) para posterior instalação dos termopares.

Em suma, a variação de temperatura foi monitorada durante o ensaio em quatro profundidades distintas: na região da primeira camada da armadura longitudinal (distante 2,5cm da face exposta ao fogo), na região da segunda camada da armadura longitudinal (distante 12,5cm da face exposta ao fogo), na região próxima ao núcleo (distante 35cm da face exposta ao fogo) e na distância média entre o centro geométrico e a face do pilar (distante 17,5cm da face exposta ao fogo).

Observando os desenhos das Figs. 71 e 72, percebe-se que para a monitoração da temperatura no interior do pilar foram necessárias perfurações que variaram de 35,0cm até 67,5cm, através da face não exposta ao fogo. Para tal, todas as perfurações foram realizadas em duas etapas, sendo a primeira com uma broca com diâmetro de 12,5mm e a segunda com uma broca especial adaptada com diâmetro de extremidade equivalente a 4mm, a qual permitia o confinamento e encaixe do termopar, nos últimos 30mm da perfuração, de modo que o mesmo ficasse perfeitamente imerso e em contato com a massa de concreto.

Este procedimento evitou que as temperaturas sofressem influência de vazios originados pela perfuração precedente com maior diâmetro. O detalhe do tipo de perfuração realizada pode ser observado na Fig. 73 (exemplo para Linha A com profundidade de 35cm) e o detalhe da broca especial na Fig. 74. O maior diâmetro inicial foi necessário em função do comprimento total da perfuração (até a profundidade correspondente de 67,5cm).

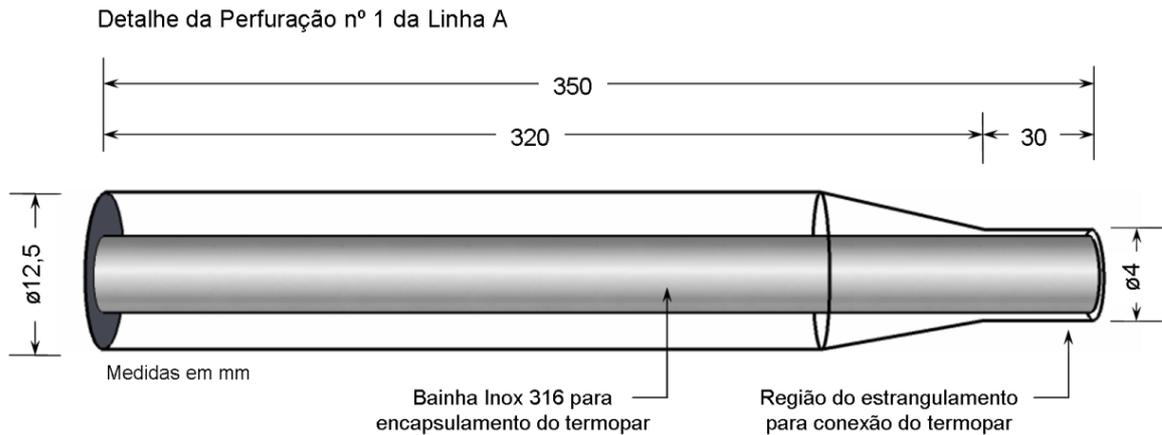


Figura 73 – Detalhe da perfuração executada em duas etapas para instalação dos termopares no interior do pilar de concreto.



Figura 74 – Detalhe da ponta da broca especial (redução de \varnothing 12,5mm para \varnothing 4mm) utilizada no procedimento de perfuração para instalação dos termopares.

A elevação de temperatura no interior do forno - simulação da curva-padrão ISO 834 -, foi monitorada e mensurada através de seis termopares tipo K, mantidos a uma distância de 150mm das faces, distribuídos em pontos estratégicos, sendo dois para cada face exposta ao fogo; posicionados a 1/3 e a 2/3 da altura total do pilar protótipo.

Os termopares tipo K utilizados para esta finalidade eram de *cromel-alumel*, isolados com miçangas cerâmicas e protegidos com bainha metálica, tendo os fios condutores diâmetro de 1,2mm. Os termopares instalados na câmara do forno, bem como o detalhe de um desses termopares podem ser observados na Fig. 75.



Figura 75 – Detalhe dos termopares instalados na câmara do forno para monitoração da curva-padrão ISO 834, revestidos com manta de fibra cerâmica.

6.2.5 Programa experimental

No âmbito de estudo das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, a normalização brasileira é bem similar ao Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) e ao *International Code Council (International Building Code)* (ICC, 2009), portanto, no programa experimental térmico foi estabelecido que o tempo de exposição ao fogo do pilar protótipo seria de 180min (3h), com ensaio de simulação de incêndio caracterizado pela curva-padrão ISO 834.

O programa experimental foi realizado no forno do Laboratório de Segurança ao Fogo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) do Estado de São Paulo, centro de excelência e tecnologia do Brasil e de referência nesse tipo de ensaio, o qual possui um forno com dimensões compatíveis com o programa térmico planejado.

O forno utilizado no programa experimental possui um sistema com cinco queimadores a gás natural, dispostos nas duas paredes laterais e posicionados de modo que não haja encontro frontal entre eles. A câmara do forno utilizado no experimento pode ser observada na Fig. 76.



Figura 76 – Detalhe da câmara do forno utilizado no programa experimental desenvolvido no Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT.

Em suma, o pilar protótipo com massa aproximada de 2,5t foi preparado e cortado em uma região próxima à base, o que propiciou uma amostra remanescente (de referência) do próprio elemento submetido ao programa experimental térmico, e, posteriormente, içado e transportado ao Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT. As etapas concernentes a essas atividades estão descritas nos itens subsequentes.

6.2.5.1 Preparação do pilar protótipo

Após as dezesseis perfurações para instalação dos termopares no interior do pilar, mencionadas anteriormente, procedeu-se à ancoragem química, por sistema de injeção com uso de resina epoxídica, de dois ganchos paralelos para respectiva operação de içamento, atividade a ser realizada posteriormente ao corte na região da base do pilar.

Esses ganchos foram concebidos com aço CA-50 \varnothing 16 mm e dimensionados para o içamento mínimo de 2,5t, massa estimada da amostra. Os ganchos foram ancorados em uma profundidade de aproximadamente 20cm na parte superior do pilar protótipo. O detalhe desses ganchos já ancorados na superfície do pilar pode ser observado na Fig. 77.



Figura 77 – Detalhe dos ganchos de aço ancorados quimicamente para posterior içamento do pilar, com massa estimada de 2,5t.

Com os ganchos fixados quimicamente, procedeu-se com a atividade de corte do pilar para posterior transporte ao Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT. Objetivando-se conservar parte do pilar para análises comparativas com o elemento submetido ao programa experimental térmico, realizou-se um corte planejado em uma região próxima a base do elemento.

Este procedimento possibilitou a condição de uma parte remanescente do mesmo pilar que foi exposto ao fogo. Os cortes foram planejados em uma cota que permitiu uma amostra com altura útil de 200cm. O croqui esquemático demonstrando a região do corte pode ser observado na Fig. 78.

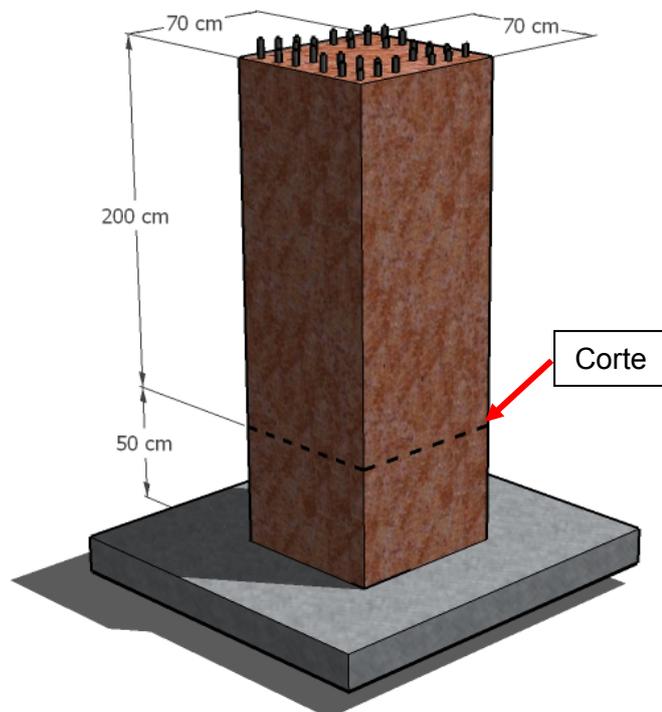


Figura 78 – Indicação do corte na região da base do pilar protótipo, com o intuito de propiciar uma amostra com altura útil de 200cm e uma parte remanescente para recharacterização e comparações futuras.

A operação de corte foi realizada mecanicamente com uso de fio diamantado encapado, provida simultaneamente por um sistema de refrigeração a água. O procedimento de corte pode ser observado na Fig. 79 e o respectivo içamento e transporte do pilar protótipo nas Figs. 80 e 81. Por sua vez, a parte remanescente (posterior ao procedimento de corte) pode ser observada na Fig. 82.



Figura 79 – Procedimento de corte mecanizado com uso de fio diamantado do pilar protótipo no pátio do Laboratório de Concreto da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.



Figura 80 – Procedimento de içamento do pilar protótipo (já cortado na altura de 200cm).



Figura 81 – Pilar protótipo (já cortado) disposto sobre o veículo de transporte.



Figura 82 – Detalhe da parte remanescente do pilar protótipo no pátio do Laboratório de Concreto do Prédio de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Quando o pilar foi horizontalizado, procedeu-se com a fixação dos termopares nas dezesseis perfurações previamente realizadas. O preenchimento da região dos óculos perfurados com diâmetro de 12,5mm foi realizado com uso de graute de alta resistência. Este procedimento pode ser observado na Fig. 83.



Figura 83 – Procedimento de fixação dos termopares com uso de graute de alta resistência no pilar horizontalizado.

Posteriormente à fixação dos termopares, o pilar foi transportado ao Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT, para o respectivo ensaio de simulação de incêndio, conforme detalhes discutidos adiante.

6.2.5.2 Ensaio de simulação de incêndio

O pilar protótipo foi ensaiado sem carregamento e com exposição de três faces ao fogo, em virtude das dimensões originais da câmara do forno, o que propiciou que uma das faces (onde os termopares estavam instalados) permanecesse de livre acesso durante o ensaio de simulação de incêndio.

A face não exposta ao fogo foi posicionada em uma parede refratária adaptada especialmente para a realização do experimento, por onde foram instalados os dezesseis termopares para monitoração da distribuição de temperatura no interior da amostra.

Esclarece-se que para a realização do ensaio de simulação de incêndio, houve a necessidade de conceber uma alvenaria de fechamento do forno, onde foi posicionado o pilar de concreto de alta resistência.

Essa alvenaria foi projetada e construída com blocos de concreto estruturais vazados, os quais foram preenchidos com areia, visando um isolamento térmico mais seguro. Nessa parede foram instaladas duas janelas de alívio, tipo alçapão, caso houvesse necessidade de uma eventual inspeção emergencial durante o experimento.

Além disso, a alvenaria foi revestida na parte interna com uma manta de fibra cerâmica tipo XE com 64 kg/m^3 e espessura de 51mm, fixada com cimento especial tipo Unistik "A", tornando-a "refratária" e resistente ao fogo.

A alvenaria de fechamento foi construída sobre um quadro de aço móvel com possibilidade de manobra através de um sistema de talha elétrica de cabos de aço, com capacidade de içamento de até 10t.

O pilar foi fixado nesta alvenaria, sobre o quadro móvel, com chapas metálicas parafusadas, visando a segurança durante esse procedimento de manobra, principalmente para desmobilização⁴⁰ do elemento de concreto posteriormente ao ensaio de simulação de incêndio.

Complementando o esquema do experimento, uma gaiola confeccionada com tela ondulada de aço galvanizado com malha de 1,5" (3,81cm) de fio 10 (espessura de 3,4mm) foi fixada na alvenaria e posicionada em todo o perímetro das faces expostas ao fogo do pilar.

Essa gaiola teve como principal objetivo proteger e preservar a câmara do forno, contra um eventual caso de ocorrência de *spalling* severo do tipo violento e

⁴⁰ A alvenaria de fechamento do forno, com espessura de 20cm, foi construída sobre um quadro de aço móvel com largura de 30cm. Como o pilar possuía seção transversal quadrada de 70cm, durante as manobras do quadro para mobilização e desmobilização, havia uma considerável excentricidade entre o centro geométrico do pilar e o centro geométrico do quadro/alvenaria, portanto, o mesmo foi parafusado com diversas chapas metálicas na alvenaria de fechamento, o que, de fato, simulou, também, o sistema de amarração convencional que é utilizado, em geral, nas edificações entre a interface da alvenaria com a estrutura de concreto (especificamente em pilares).

explosivo. A sequência das Figs. 84 a 88 exemplifica bem a descrição das etapas referentes ao esquema adotado no experimento de simulação de incêndio.

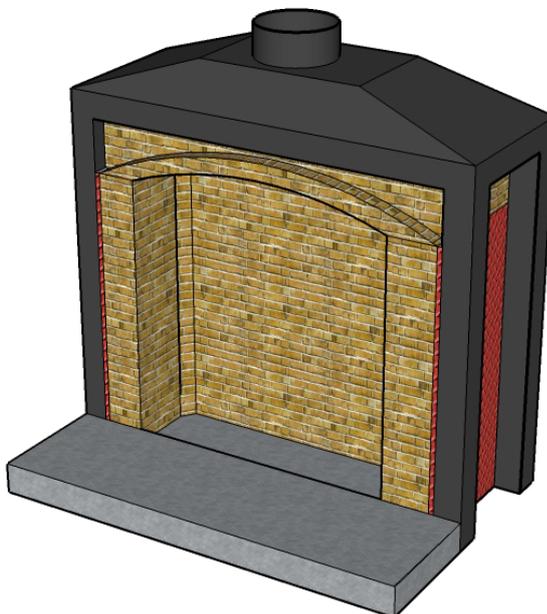


Figura 84 – Ilustração do forno do Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT onde foi realizado o experimento.

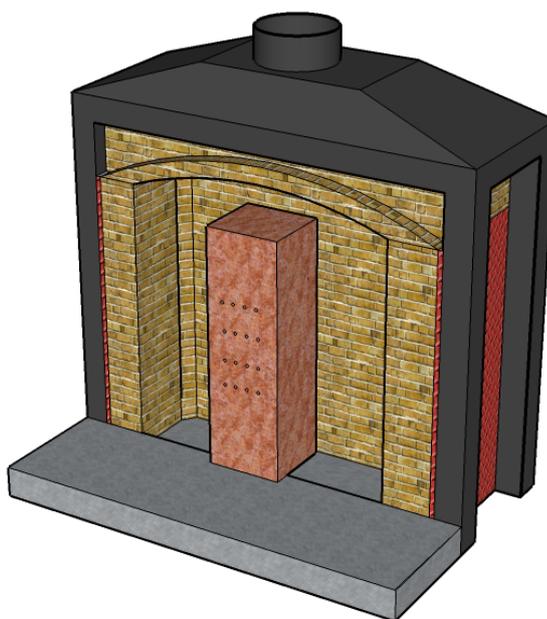


Figura 85 – Desenho esquemático da localização do pilar protótipo na câmara do forno.

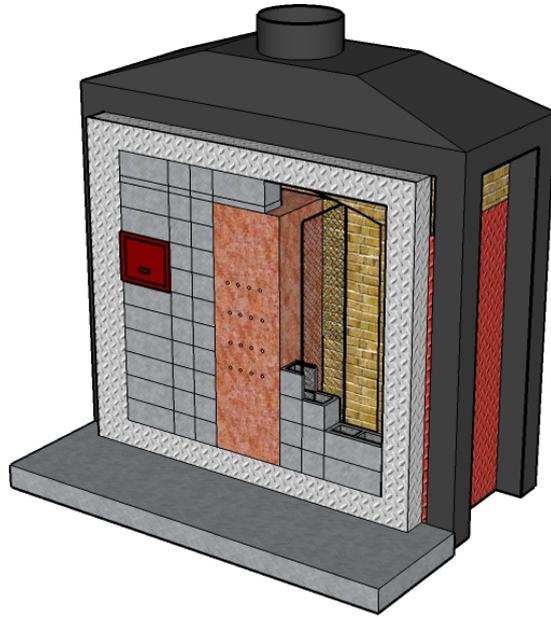


Figura 86 – Desenho esquemático da execução da alvenaria e do posicionamento da gaiola de proteção.

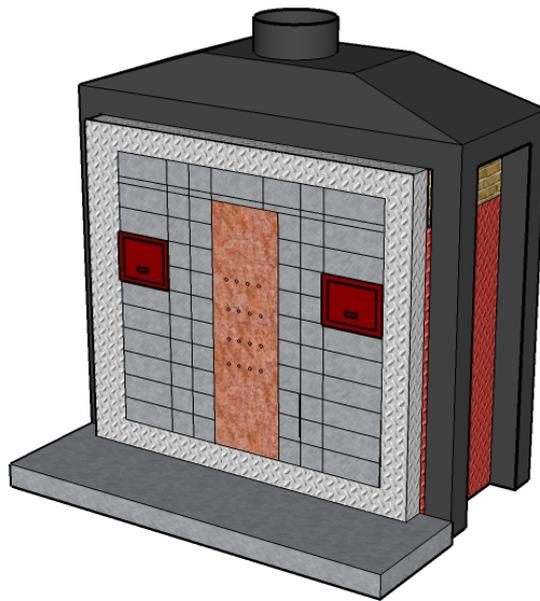


Figura 87 – Desenho esquemático do experimento (em perspectiva).

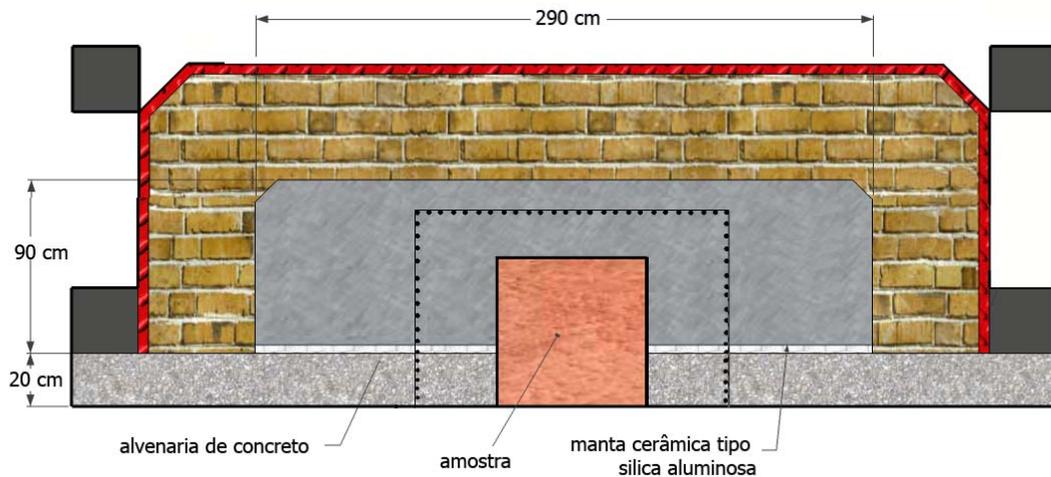


Figura 88 – Desenho esquemático do experimento (em corte).

A execução da alvenaria propriamente dita, bem como os detalhes envolvidos para sua concepção, a instalação da manta de fibra cerâmica, o posicionamento da gaiola em tela de aço galvanizado e o sistema de fixação do pilar protótipo através de chapas metálicas, podem ser observados na sequencia das Figs. 89 a 98.



Figura 89 – Detalhe da execução da alvenaria e da gaiola em tela de aço galvanizado.



Figura 90 – Detalhe do posicionamento da gaiola em tela de aço galvanizado.



Figura 91 – Detalhe da execução da alvenaria com grauteamento na parte vinculada à tela de aço e à amostra.



Figura 92 – Detalhe do preenchimento com areia no interior dos blocos que não foram grauteados.



Figura 93 – Detalhe da alvenaria e das janelas de inspeção.



Figura 94 – Detalhe da alvenaria concluída (parte externa).



Figura 95 – Detalhe da instalação da manta em fibra cerâmica na parte interna da alvenaria.



Figura 96 – Detalhe da colocação do pilar na câmara do forno, através da alvenaria previamente construída.



Figura 97 – Detalhe da fixação do pilar na alvenaria, através de chapas metálicas parafusadas.



Figura 98 – Esquema final para o experimento de simulação de incêndio e detalhe dos dezesseis termopares instalados através da face externa da amostra.

Destaca-se que o elemento de concreto também foi revestido com manta de fibra cerâmica tipo XE com densidade 64kg/m^3 em suas extremidades (na base e no topo), para simulação da propagação de calor unidirecional (somente nas direções ortogonais às faces) durante o experimento, conforme observado na Fig. 99.



Figura 99 – Detalhe do isolamento das extremidades do pilar com manta de fibra cerâmica.

O esquema do experimento de simulação de incêndio, indicando as três faces expostas ao fogo e as condições gerais, está resumido no corte da Fig. 100. O desenho esquemático do corte foi realizado, como exemplo, nas profundidades dos termopares da Linha A (vide referência na Fig. 71).

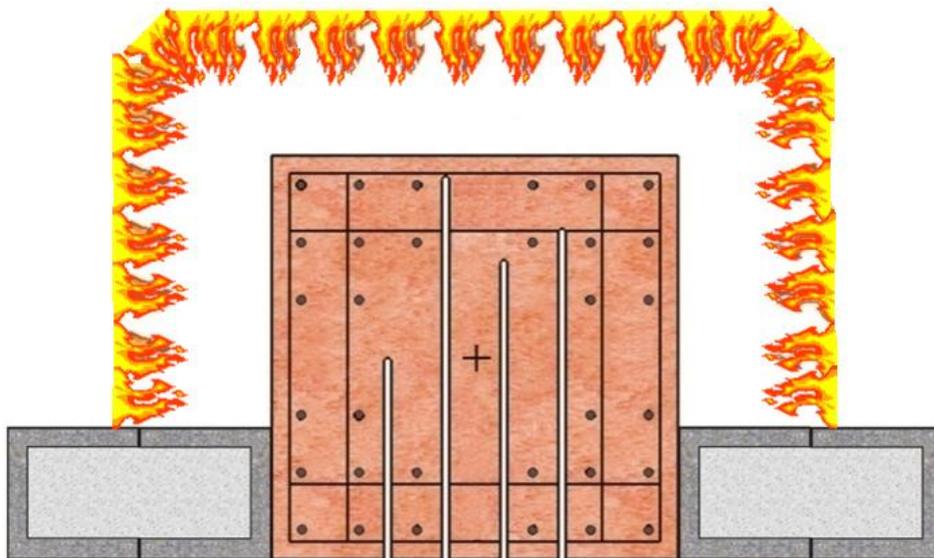


Figura 100 – Desenho mostrando o esquema do experimento, bem como as faces expostas ao fogo.

O ensaio de simulação de incêndio, através da curva-padrão ISO 834, foi realizado no final de janeiro de 2010. O pilar protótipo durante o experimento laboratorial de simulação de incêndio pode ser observado na Fig. 101.



Figura 101 – Pilar protótipo durante o experimento laboratorial de simulação de incêndio.

6.3 Avaliação geral do pilar protótipo posterior ao ensaio simulação de incêndio

6.3.1 Integridade do pilar

Durante o experimento foram apurados, principalmente, os fenômenos de ocorrência de *spalling*. Aos 3 minutos de ensaio houve o início de uma série de pequenos estalos que indicavam deslocamentos superficiais nas três faces expostas ao fogo, sendo que este fenômeno perdurou até, aproximadamente, os primeiros 40 minutos de ensaio.

O som característico deste tipo de *spalling* foi similar a estalos que ocorrem durante a transformação do grão de milho em pipoca, devido ao aquecimento (*spalling* superficial de agregados com som do tipo “*popping*”, segundo classificação proposta

pela *fib* Bulletin nº38 (2007)). Dos 40 minutos até os 180 minutos do ensaio não houve mais ruídos de pipocamento nem de rupturas.

Após a abertura do forno (3 dias após o experimento para haver resfriamento natural “ao ar”) e remoção da amostra, constatou-se que o deslocamento foi superficial e uniforme nas três faces expostas, caracterizado por pequenas delaminações, sem resíduos evidentes de pedaços de concreto na câmara do forno. O pilar protótipo após a remoção do forno pode ser observado na Fig. 102 e na Fig. 103.



Figura 102 – Visão geral do pilar protótipo, posterior ao experimento de simulação de incêndio (instante de remoção da câmara do forno).



Figura 103 – Visão geral do pilar posterior ao evento de simulação de incêndio (detalhe das faces).

6.3.2 Avaliação do *spalling*

Com o intuito de quantificar a ocorrência de *spalling* foram aferidas as profundidades em 450 pontos do elemento estrutural distribuídos nas três faces (150 pontos por face) em uma malha virtual de 200mm x 50mm.

Com o auxílio de um nível de aço especial, trena de aço e um paquímetro digital, constatou-se, através de medições e inspeção visual, que após o programa experimental o elemento manteve aproximadamente 95% de sua seção transversal original (conforme Fig. 104) e que a profundidade de *spalling* variou entre 0 e um máximo de 48mm, num único ponto, com média geral de 9,3mm (referente aos 450 pontos mensurados).

Isto significa que o pilar perdeu aproximadamente 5% de sua seção transversal somente pelo efeito de *spalling* (massa perdida por *spalling*) e que não necessariamente os outros 95% (em sua totalidade) da seção transversal permaneceram íntegros e resistentes, conforme será discutido a seguir.

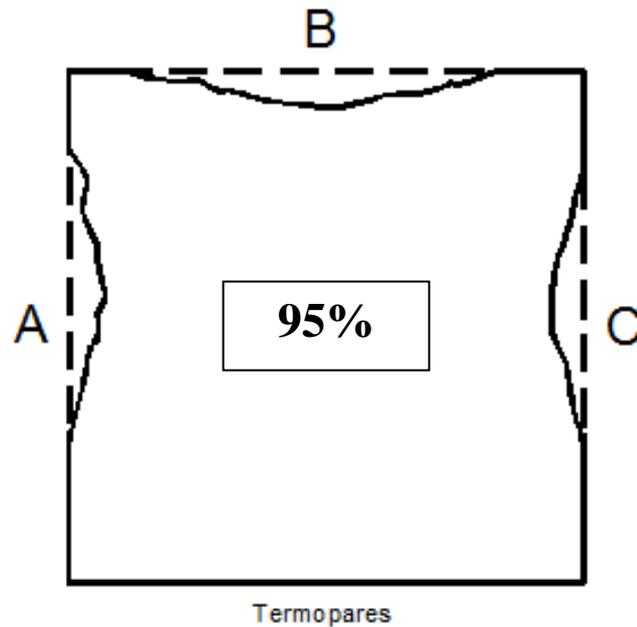


Figura 104 – Detalhe típico da seção transversal preservada (aproximadamente 95% da original) após o experimento.

Uma explicação geral para a pequena intensidade de *spalling* pode ser de fato atribuída a diversos fatores combinados, sendo parte deles vinculados a geometria, o tamanho da seção transversal e a configuração das armaduras (KODUR, 2000, 2005) e parte relacionado com o tipo de agregado graúdo (basáltico) (*fib* Bulletin nº38, 2007; KHOURY, 2000) e com a idade avançada da amostra (*fib* Bulletin nº38, 2007; MORITA, 2001; MORITA et al., 2002). Observa-se também que as arestas do pilar permaneceram relativamente intactas⁴¹, após os 180 minutos de experimento, conforme detalhes da Fig. 105.

⁴¹ O termo “intactas”, neste caso, se refere a condição da massa de concreto na região das arestas que não foi perdida efetivamente por *spalling*, e não quanto a sua integridade ou resistência. De fato, apesar de um concreto friável nas regiões das arestas, a presença de massa funcionou como barreira para o ingresso de calor diretamente nas barras de aço longitudinais e transversais, atenuando o efeito deletério do calor nas armaduras (funcionando, neste caso, como camada de sacrifício).



Figura 105 – Detalhe das arestas intactas, posterior ao evento de simulação de incêndio.

As arestas intactas condizem, também, com as observações apontadas em trabalhos anteriores elaborados por Nishigaki et al. (1997) e Michikoshi (2008): *“as deformações térmicas transientes diminuem nas arestas e aumentam no centro das faces, com o respectivo progresso de calor”*.

6.3.3 Exposição da armadura

Outro levantamento realizado foi a quantificação das áreas de exposição real da armadura do perímetro da amostra (longitudinal e transversal) posterior à exposição ao fogo, que somadas equivaleram a um montante inferior a 5% de seu total situado nessa região.

Este levantamento foi realizado com o auxílio de uma trena de aço e um paquímetro digital, através de medições e inspeção visual. A área total de exposição das armaduras longitudinais e transversais no perímetro do elemento foi calculada multiplicando-se os comprimentos expostos pelos respectivos diâmetros.

Observa-se que, apesar do tempo extenso do experimento de 180min (3h) e do *spalling* superficial generalizado, pouquíssima armadura foi efetivamente exposta (Fig. 106).



Figura 106 – Detalhes da pouca exposição da armadura nas faces do pilar, posterior ao evento de simulação de incêndio.

6.3.4 Distribuição da temperatura na seção transversal

Um dos resultados mais relevantes do programa térmico-experimental foi quanto à obtenção da distribuição da temperatura, em função do tempo de exposição ao fogo, no interior do pilar protótipo de concreto de alta resistência.

Destaca-se que durante os 180min (3h) do ensaio de simulação de incêndio, seis termopares monitoraram a evolução da curva-padrão ISO 834 no interior do forno e outros dezesseis termopares a distribuição de calor no interior do elemento de concreto de alta resistência, sendo que todos esses dados levantados foram devidamente registrados a cada 5 minutos.

Conforme observado na Fig. 107 a distribuição de calor foi uniforme no interior da amostra de acordo com a profundidade de cada termopar. É possível também observar na Fig. 108, o instante de 180 minutos, onde os termopares situados na região da espessura de cobertura médio (25mm da face) não alcançaram o patamar de 600°C, apesar de aproximadamente haver 1100°C no interior da câmara do forno.

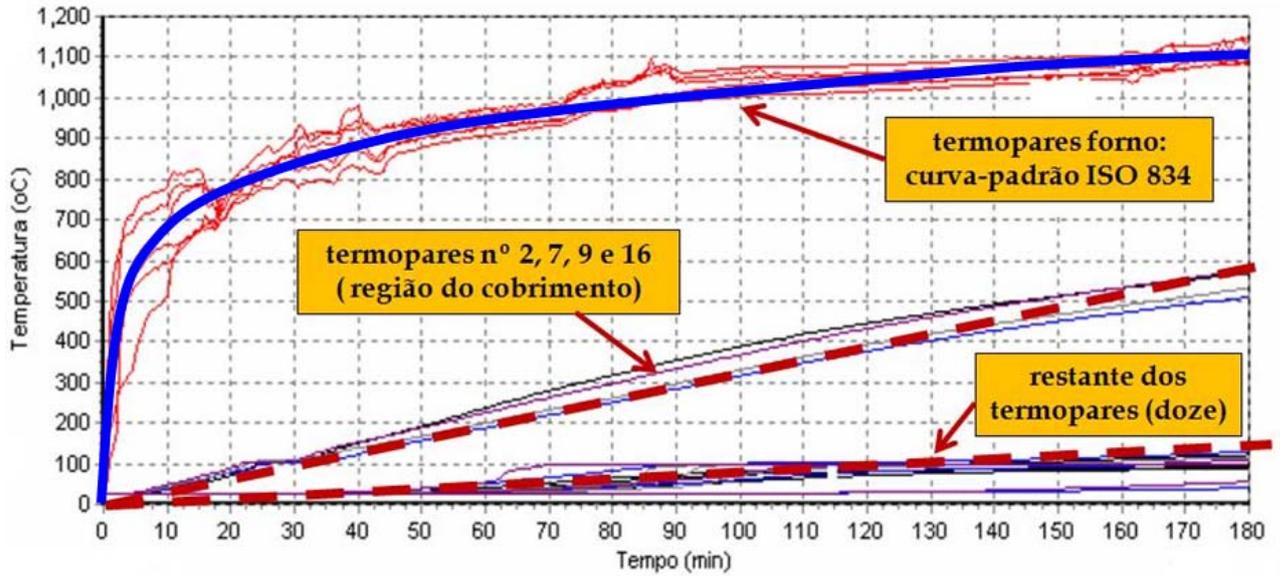


Figura 107 – Temperaturas no interior do forno (acompanham a curva padrão ISO 834, desenhada em azul) e nos dezesseis termopares instalados no interior do pilar (durante os 180 minutos de ensaio).

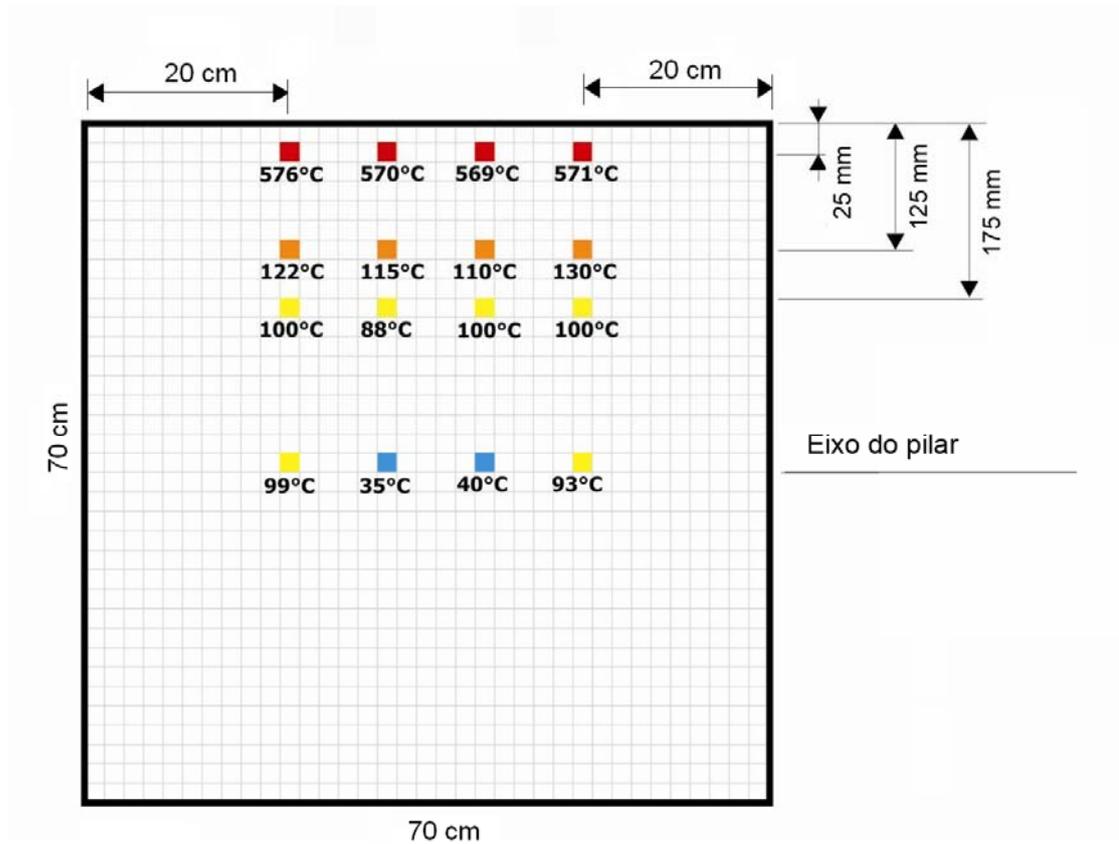


Figura 108 – Registro das temperaturas no interior do pilar (seção transversal) no instante de 180min (3h).

Nesse caso, a baixa propagação de calor e, conseqüentemente, o alto gradiente térmico, podem ser atribuídos, em parte, ao tipo de agregado graúdo utilizado, o qual possui propriedades térmicas favoráveis quando em exposição ao calor. O agregado basáltico possui relativa estabilidade térmica até o patamar situado entre 800 e 1000°C, enquanto agregados calcários, por exemplo, sofrem transformações a partir de temperaturas de apenas 600°C (*fib Bulletin n°38, 2007*).

Os dados registrados, a cada 5 minutos, também foram organizados na Tabela 17, onde é possível observar a variação de temperatura nos termopares de monitoração do forno referente à simulação da curva-padrão de incêndio ISO 834.

Tabela 17 Registro das temperaturas dos dezesseis termopares instalados no interior do pilar e dos termopares instalados na câmara do forno durante o ensaio de simulação de incêndio (reproduzido de IPT, 2010).

Tempo (min)	Curva Padrão T - To (°C)	Temperatura média do forno T'-To (°C)	Temperaturas medidas no interior do corpo de prova (°C)															
			Pto 1	Pto 2	Pto 3	Pto 4	Pto 5	Pto 6	Pto 7	Pto 8	Pto 9	Pto 10	Pto 11	Pto 12	Pto 13	Pto 14	Pto 15	Pto 16
5	556	551	27	28	27	27	27	27	28	27	28	27	27	27	27	27	27	29
10	658	629	27	36	27	27	27	27	38	27	40	27	27	27	27	27	27	47
15	719	709	27	53	27	27	27	27	57	27	60	27	27	27	27	27	27	68
20	761	730	27	71	27	27	27	27	78	27	81	27	27	27	27	27	27	88
25	795	785	27	102	27	27	27	27	98	27	106	27	27	27	27	27	27	103
30	822	820	27	103	27	28	28	27	101	27	107	27	27	27	27	27	27	105
35	845	837	27	126	27	28	28	27	107	27	123	27	28	27	27	28	27	133
40	865	879	27	150	27	29	30	27	124	27	138	27	29	27	27	30	27	153
45	882	868	27	171	27	31	33	27	141	28	152	27	30	27	27	34	27	170
50	898	887	28	192	28	33	38	27	157	28	167	28	31	27	28	39	27	188
55	912	901	29	214	28	36	45	27	172	29	183	29	33	28	29	45	27	207
60	925	916	30	236	29	40	51	27	187	30	199	30	36	29	31	53	27	225
65	937	922	35	258	30	46	58	27	203	32	215	31	39	30	34	85	27	244
70	948	930	43	279	33	53	66	27	219	35	232	32	42	31	37	96	27	262
75	959	961	50	299	36	59	73	27	235	39	247	34	45	33	41	99	27	280
80	968	977	56	317	41	65	82	27	251	42	262	38	50	36	45	99	27	298
85	977	997	62	336	45	69	91	27	268	46	278	77	56	39	52	99	27	315
90	986	1001	66	353	49	73	95	27	284	51	296	95	63	42	59	99	27	333
95	994	1006	70	370	53	77	98	27	300	55	314	96	94	50	66	99	27	351
100	1002	1012	73	387	57	80	100	28	316	60	331	97	98	71	77	99	27	368
105	1009	1014	76	403	60	82	102	28	332	66	347	98	99	81	86	99	28	385
110	1016	1014	78	418	64	85	103	28	348	71	363	99	99	87	91	99	28	401
115	1023	1016	79	432	68	88	104	28	363	76	378	99	99	90	94	99	28	417
120	1029	1020	81	445	71	91	104	29	377	79	392	99	99	92	96	99	29	432
125	1035	1023	82	458	73	94	105	29	390	82	406	99	99	94	97	99	30	446
130	1041	1027	84	469	76	97	106	30	403	85	419	99	99	95	98	99	31	460
135	1047	1030	85	481	78	100	107	30	415	87	431	99	99	96	98	99	32	473
140	1052	1033	86	492	80	101	108	31	427	89	443	99	99	97	99	99	34	486
145	1057	1037	87	502	81	102	110	32	439	90	455	99	99	98	99	99	36	498
150	1062	1039	88	512	82	105	112	33	450	92	467	99	100	98	99	99	38	510
155	1067	1043	89	522	83	108	115	34	461	93	478	99	103	99	99	99	40	522
160	1072	1048	89	532	84	111	117	35	471	95	489	99	105	99	100	99	43	533
165	1077	1053	90	541	85	114	120	36	481	96	499	99	108	99	100	99	46	544
170	1081	1069	91	550	86	116	123	37	491	98	510	100	111	99	100	102	49	555
175	1085	1076	92	560	87	119	126	38	500	99	520	100	113	99	100	106	52	565
180	1090	1084	93	569	88	122	130	40	510	100	531	100	115	99	100	110	56	576

6.3.5 Indicador colorimétrico

Posteriormente a remoção do pilar da câmara do forno, a percepção inicial mais evidente foi quanto à diferença na coloração, aparentemente superficial do pilar, principalmente nas faces que estavam diretamente expostas ao fogo. Essa diferença na coloração superficial do pilar protótipo pode ser observada na Fig. 109. Destaca-se que na Fig. 109 a parte mais conservada (e semelhante à coloração original) estava na sob a parte protegida pela alvenaria de fechamento do forno (vide croqui da Fig. 100).



Figura 109 – Detalhe da diferença de coloração do pilar protótipo após o experimento de simulação de incêndio, podendo-se observar a coloração original (vermelha) conservada pela proteção térmica oferecida pelo engastamento do pilar na parede de fechamento.

No entanto, houve indicadores colorimétricos também na parte interna do elemento de concreto. Sendo assim, em virtude da adição de pigmentação inorgânica à base de óxido de ferro na dosagem do concreto de alta resistência, foi possível avaliar, em princípio, qualitativamente, a região passível de dano, pela exposição ao fogo durante o tempo de 180min (3h).

Tendo em vista uma atmosfera levemente redutora contendo algum monóxido de carbono (CO) e hidrogênio (H₂), devido à combustão incompleta do gás natural na câmara do forno durante o evento de simulação de incêndio, foi possível notar a reação química de redução da hematita (Fe₂O₃) em magnetita (Fe₃O₄) em regiões periféricas situadas no interior do pilar, as quais foram evidenciadas por exames de difração de raios X realizados posteriormente ao programa experimental térmico (os quais serão discutidos adiante).

Observa-se que em elevadas temperaturas, a partir de aproximadamente 570°C, ocorre uma conhecida transformação química de redução do óxido de ferro Fe_2O_3 (hematita, cor predominante vermelha) em Fe_3O_4 (magnetita, cor predominante negra) (NOLDIN JUNIOR, 2002; ROSENQVIST, 2004; ROSS; ADAMS; MARSHALL, 1980), sendo assim, independentemente da presença dos termopares de monitoração, a indicação colorimétrica já permitiria inferir que a parte mais escura – no interior do elemento – experimentou temperaturas da ordem de 570°C (ou superiores).

No caso em questão, devido principalmente à geometria e ao tamanho da seção transversal do pilar, bem como, às condições do experimento (atmosfera levemente redutora e tempo prolongado de exposição ao fogo), constatou-se que no máximo 55mm de profundidade do elemento apresentou coloração mais escura (ou negra), ou seja, coincidentemente, sofreu, também, algum tipo de degradação em função das elevadas temperaturas, conforme será discutido adiante. O indicador colorimétrico evidente pode ser observado nas Figs. 110 e 111.



Figura 110 – Detalhe da alteração de cor promovida pela reação química de redução do óxido de ferro (Fe_2O_3) nos primeiros 55 milímetros de profundidade do pilar (região do centro da face exposta ao fogo do elemento).



Figura 111 – Detalhe da alteração de cor promovida pela reação química de redução do óxido de ferro (Fe_2O_3) nos primeiros milímetros de exposição do pilar (amostra extraída na região do centro da face exposta ao fogo do elemento).

No entanto, notou-se, também, que essa alteração de cor não foi tão evidente na superfície do pilar e na profundidade das arestas como no centro das faces, onde a coloração permaneceu menos escura e somente um pouco “desbotada” (tipo alaranjada), conforme evidenciado na Fig. 112.

Observa-se que apesar de “intactas” do ponto de vista geométrico (volume), posterior ao ensaio de simulação de incêndio, as mesmas estavam com pouca resistência (friáveis), sendo possível removê-las com certa facilidade, fato que foi constatado durante o procedimento de extração das amostras de aço nessas regiões.

Os índices colorimétricos identificados na avaliação do pilar, posteriores ao ensaio de simulação de incêndio, propiciaram a elaboração de um plano direcionado de ensaios residuais envolvendo caracterização mineralógica por difratometria de raios X e análises termodiferencial e termogravimétrica de um grupo estratégico de amostras, o qual será descrito e comentado no item subsequente.

6.4 Ensaio e resultados posteriores ao ensaio de simulação de incêndio (propriedades residuais)

Baseado nos índices colorimétricos identificados anteriormente, decidiu-se avaliar a resistência mecânica residual onde houve evidente mudança de coloração e na parte aparentemente preservada da amostra, bem como avaliar quais substâncias químicas estavam presentes nessas regiões. Evidentemente, os ensaios mineralógicos também visaram identificar e constatar a presença de magnetita (Fe_3O_4) ocorrida na superfície no interior da amostra, devido aos motivos já explanados anteriormente.

Observa-se que todo o plano de ensaios realizado neste subitem foi elaborado considerando premissas relacionadas com a facilidade de acesso⁴² aos ensaios realizáveis em diversos laboratórios nacionais, a possibilidade de reprodução⁴³ dos mesmos em condições reais, bem como a confiabilidade dos resultados obtidos para uma rápida tomada de decisão sobre o aproveitamento⁴⁴ da estrutura de concreto que foi submetida a um cenário de incêndio.

⁴² Os ensaios realizados: mecânicos, de caracterização mineralógica e de análises térmicas, são considerados comuns. Estes ensaios são oferecidos e realizados por diversos laboratórios espalhados por todo o Brasil e não possuem preços exorbitantes, sendo muitas vezes acessíveis, considerando que o retorno, eventualmente, pode ser compensador.

⁴³ Os ensaios propostos podem facilmente ser reproduzidos em condições reais, em campo, sendo que parte deles é de uso recorrente em estruturas que sofreram sinistros de incêndio, sendo o caso de maior repercussão o referente à inspeção do Edifício Windsor, em Madrid, na Espanha (ALONSO, 2006, 2009; CALAVERA RUIZ et al., 2007). No Brasil, destacam-se as inspeções realizadas nas estruturas do Aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro (BATTISTA; BATISTA; CARVALHO, 2001) e de um Hipermercado situado no Recife (CUNHA; ANGELO; LAGINHA NETO, 2006).

⁴⁴ Com base nos resultados obtidos, pode-se decidir, por exemplo, pela reabilitação ou pela demolição de uma estrutura de concreto, considerando, é claro, o universo das amostras utilizadas no plano de ensaios, a severidade do incêndio ao patrimônio, a gravidade dos elementos principais da edificação em termos de capacidade residual e principalmente quanto aos aspectos financeiros e sociais envolvidos.

Ressalta-se, também, que o plano de ensaios foi realizado em função de um contato pessoal com o ilustre pesquisador *Ph.D.* Venkatesh Kodur, Professor e Diretor do *Center on Structural Fire and Diagnostics* da *Michigan State University*, que em visita técnica ao Brasil, em março de 2010, vistoriou o pilar pós-incêndio e trocou valiosas informações com o autor desta tese (KODUR, 2010).

6.4.1 Resistência mecânica residual do concreto

Conforme abordado nos principais códigos internacionais vinculados ao concreto em situação de incêndio (EN 1992-1-2:2004; ACI 216R, 1989; ICC, 2009), e mencionado anteriormente, as propriedades do material podem reduzir-se significativamente em função da exposição ao calor, principalmente nas elevadas temperaturas.

No entanto, observa-se que é complexo mensurar a perda de resistência do material como um todo, uma vez que a temperatura no interior do elemento estrutural não é uniforme, ou seja, significativos gradientes térmicos se manifestam durante o tempo de exposição ao fogo.

Geralmente, os ensaios para determinação de uma propriedade do material, por exemplo, a sua resistência mecânica à compressão, são realizados através de métodos utilizando em corpos-de-prova padronizados, onde a amostra é aquecida até uma temperatura predeterminada, onde permanece até o seu respectivo equilíbrio térmico, para posterior ruptura (CHAN; PENG; CHAN, 1996; HOFF; BILODEAU; MALHOTRA, 2000; PURKISS, 1996).

Embora seja usual a aplicação desses métodos em corpos-de-prova, essa prática não é comum em programas experimentais envolvendo elementos estruturais, pois, de fato, o equilíbrio térmico no interior do elemento não existe (ou é difícil de obter em experimentos), e, geralmente, as seções transversais são caracterizadas por significativos gradientes térmicos, mesmo para ensaios realizados por longos⁴⁵ períodos.

⁴⁵ Considera-se que longos períodos são ensaios conduzidos entre 3 e 4 horas.

Em geral, quando são realizados programas experimentais envolvendo ensaios de verificação de resistência ao fogo em pilares de concreto⁴⁶ armado, é comum nas pesquisas internacionais a avaliação e a discussão somente da distribuição de temperatura no interior do elemento, da intensidade e profundidade de *spalling* e do quanto de material foi preservado, em termos de sua seção transversal original (manutenção da seção transversal).

Esse panorama, muitas vezes, se justifica devido à dificuldade em determinar a resistência do material ao longo do gradiente térmico, pois a variação de temperatura é muito grande em uma distância muito curta, geralmente poucos centímetros da seção transversal, sem considerar, que muitas vezes parte do material já foi perdida por *spalling*.

No caso específico do programa experimental conduzido nessa pesquisa, é possível observar, claramente na Fig. 108, que aos 180 minutos de ensaio, nas duas linhas de termopares menos profundos (espaçados apenas 100mm) havia uma elevada diferença de temperatura (gradiente térmico) da ordem de 450°C.

Observa-se, portanto, que realmente não há muito sentido em extrair um testemunho na mesma direção (mesmo plano) da seção transversal, pois a amostra seria um “conjunto de vários concretos”, caracterizados, obviamente, pelas diferenças de temperatura registradas durante o ensaio de simulação de incêndio.

Sendo assim, para aferir a resistência à compressão do material, planejou-se que os testemunhos fossem extraídos na direção ortogonal à seção transversal, sendo essas extrações realizadas nas regiões coincidentes com as diferentes profundidades dos termopares.

Com isso, ao longo da altura dos testemunhos extraídos haveria uma melhor uniformidade do concreto em função da propagação de calor unidirecional no pilar durante o evento de simulação de incêndio, pois conforme observado na Fig. 107, o comportamento foi muito similar para as profundidades equivalentes,

⁴⁶ Concreto em geral, independentemente da classe de resistência.

independentemente da cota do termopar (as cotas podem ser observadas na Fig. 70).

Assim sendo, posteriormente ao evento de simulação de incêndio e das avaliações discutidas no subitem precedente, o pilar protótipo foi colocado⁴⁷ em posição horizontal, de modo que as extremidades permaneceram de livre acesso para os respectivos procedimentos de extração de testemunhos de concreto.

Diversos testemunhos foram extraídos na região das diferentes profundidades dos termopares, exceto para os termopares na região do cobrimento médio (25mm de profundidade da face do pilar), que teve sua resistência à compressão desprezada⁴⁸ nessa região. Observa-se que essa região coincide com a parte escura e alaranjada, com predominância de magnetita (Fe_3O_4), ao invés de hematita (Fe_2O_3).

As extrações dos testemunhos foram realizadas com uma perfuratriz elétrica provida de coroa diamantada refrigerada a água, fabricada pela Tyrolit do Brasil, modelo HCCB 6 *Hydrostress*, sendo as respectivas rupturas realizadas em uma prensa hidráulica, marca *Mohr & Federhaff – AG*, com capacidade de 200t, com precisão de 100kgf, conforme procedimentos da ABNT NBR 7680:2007 “Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto”.

Esses procedimentos foram realizados pela equipe do Laboratório de Materiais de Construção Civil do IPT. As Figs. 114 e 115 mostram o procedimento de extração, algumas perfurações já realizadas na extremidade do pilar, bem como os testemunhos extraídos para os posteriores ensaios de resistência mecânica residual à compressão do concreto.

⁴⁷ Com auxílio de um guindauto munido de lança mecânica articulada, modelo HIAB-500.

⁴⁸ Durante os procedimentos de extração dos testemunhos, foi possível constatar que as partes escuras e alaranjadas da amostra não possuíam resistência mecânica nem para resistir aos procedimentos de extração, através dos métodos tradicionais com perfuratriz ou com discos de corte especiais para concreto, pois a amostra era parcialmente moída e/ou pulverizada durante essas operações (friável). Ressalta-se que, com pouco esforço na região perimetral, pedaços de milímetros poderiam ser removidos até manualmente, portanto, a resistência mecânica do material nessa região superficial foi desprezada (arestas e primeiros 55mm do centro das faces).



Figura 114 – Procedimento de extração dos testemunhos na extremidade do pilar e detalhe do testemunho sendo extraído (com \varnothing 75mm).



Figura 115 – Detalhe de algumas perfurações realizadas na extremidade do pilar e detalhe de um testemunho extraído (com \varnothing 75mm) para posterior ensaio ultrassom e de ruptura à compressão.

Destaca-se que precedentemente a ruptura dos testemunhos, durante sua preparação, procedeu-se com o exame de ultrassom, objetivando a comparação com as amostras extraídas do pilar antes do ensaio de simulação de incêndio (especificamente das amostras extraídas da parte remanescente).

Na Tabela 18 é possível observar o resumo dos resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão e no exame de ultrassom dos procedimentos realizados posteriormente (pós-fogo) e precedentemente (pré-fogo) à simulação de incêndio no pilar protótipo.

Tabela 18. Resultados obtidos nos exames de ultrassom e nos ensaios de resistência à compressão

PÓS-FOGO (cor vermelha, laranja e negra)			PRÉ-FOGO (cor vermelha)	
Localização do eixo da extração	Resistência à compressão (MPa)	Velocidade de pulso ultrassônico (m/s)	Resistência à compressão (MPa)	Velocidade de pulso ultrassônico (m/s)
3mm da face (cor laranja)	desprezada (0,0%)	desprezada (0,0%)	140,7 (100%)	5325 (100%)
25mm da face (cor negra)	desprezada (0,0%)	desprezada (0,0%)		
100mm da face (cor vermelha)	139,0 (98,8%)	5072 (95,2%)		
200mm da face (cor vermelha)	124,5 (88,5%)	4092 (76,8%)		
350mm da face (cor vermelha)	136,1 (96,7%)	4674 (87,8%)		

Nota-se na Tabela 18 que as amostras com coloração vermelha são similares, do ponto de vista de sua resistência mecânica (pré-fogo e pós-fogo). Observa-se ainda que as extrações realizadas na região da profundidade do termopar localizado a 125mm da face praticamente “rasparam” na parte escura danificada (nos primeiros 55mm da amostra) e mesmo assim foi constatada uma resistência similar a amostra extraída do núcleo. Essa situação pode ser observada na Fig. 116.



Figura 116 – Detalhe da perfuração realizada a 50mm de uma das faces do pilar exposta ao fogo: na proximidade da fronteira com a parte escura no interior do pilar (vide Fig. 110).

Portanto, os resultados obtidos, dispostos na Tabela 18, sugerem que, independentemente dos ensaios para determinação da resistência mecânica à compressão e dos exames de ultrassom dos testemunhos extraídos, já seria possível inferir, somente pelo índice colorimétrico, que praticamente o pilar não sofreu alterações de suas propriedades mecânicas onde conservou sua coloração original, e foi submetido a temperaturas inferiores a 570°C, ou seja, onde não houve reação química evidente de redução relacionada ao pigmento inorgânico de óxido de ferro (Fe_2O_3) presente.

Resumindo, em todo o núcleo onde a cor permaneceu vermelha a resistência mecânica à compressão se manteve praticamente igual à original antes do ensaio, apesar da proximidade com a coloração escura, com presença evidente de magnetita (Fe_3O_4), conforme será observado adiante nos resultados dos ensaios pertinentes à caracterização mineralógica de amostras estrategicamente extraídas nessas regiões.

6.4.2 Resistência mecânica residual do aço

A fim de verificar a resistência mecânica residual do aço nas regiões onde houve exposição parcial de algumas barras (5% do total da área passível de ser exposta), em virtude, principalmente, da ocorrência de *spalling* durante o ensaio de simulação de incêndio, quatro amostras foram extraídas, sendo duas na região das arestas (barras longitudinais, amostras A e B) e duas na região das faces (estribos, amostras C e D).

Para efeito comparativo, foi extraída também a amostra de uma barra longitudinal da região oposta ao fogo, a qual foi identificada como “amostra de referência”. Enfatiza-se, portanto, que a “amostra de referência” foi extraída do mesmo pilar experimentado, conforme croqui da Fig. 117.

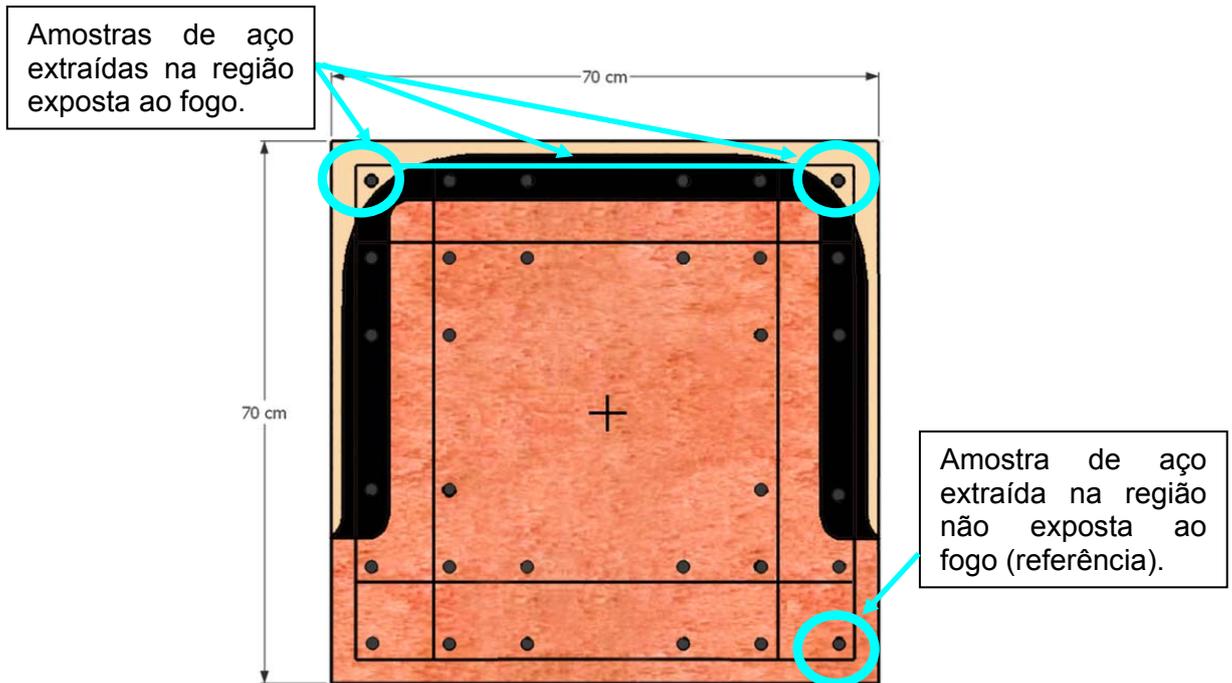


Figura 117 – Amostras de aço extraídas do pilar protótipo posterior à simulação de incêndio.

Todas as amostras foram extraídas manualmente com comprimentos úteis equivalentes a 60cm (para cada amostra de barra de aço), através de prospecção superficial com auxílio de marreta, ponteiro, talhadeira e disco de corte especial para aço, pela equipe da empresa PhD Engenharia. Nas Figs. 118 e 119 é possível observar parte desse procedimento, bem como uma das amostras extraídas.



Figura 118 – Detalhe da extração das amostras de aço longitudinal (na região da aresta que foi submetida as mais elevadas temperaturas).

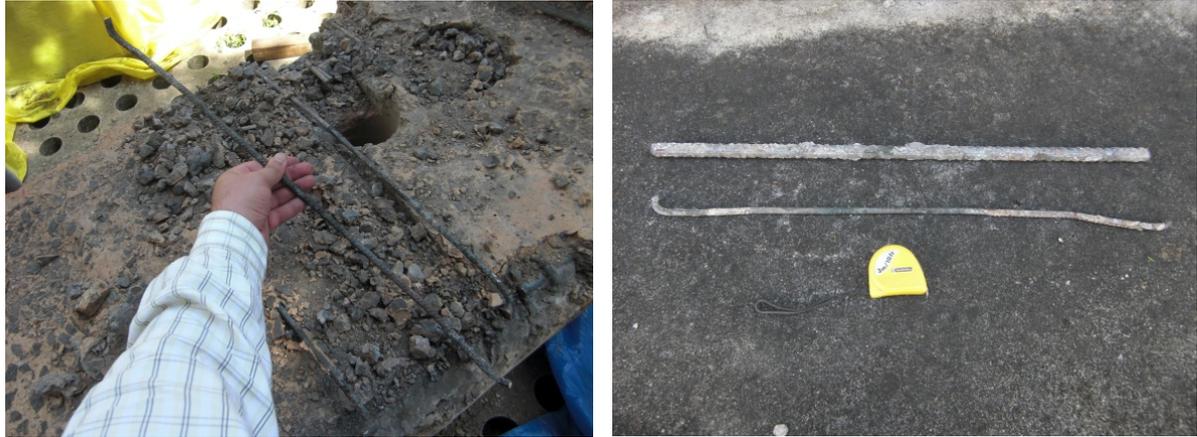


Figura 119 – Detalhe da extração das amostras de aço transversal (região da face) e das amostras de aço longitudinal e transversal extraídas de regiões submetidas a temperaturas elevadas.

Os ensaios de tração nas amostras de barras de aço extraídas foram realizados no Laboratório de Equipamentos Mecânicos e Estruturas (LEME) do IPT em uma Máquina Universal de Ensaio tipo 03 (M.U.E. 03), fabricada pela *Alfred J. Amsler & Co.*

Na Tabela 19 é possível observar as propriedades residuais que foram analisadas nas amostras extraídas nas regiões expostas ao fogo, bem como o valor de referência da parte que não foi exposta ao fogo para efeito comparativo.

Tabela 19. Resultados obtidos nos ensaios realizados nas amostras de aço (armadura do pilar) comparados com a amostra de referência

	AMOSTRAS EXPOSTAS AO FOGO				AMOSTRA DE REFERÊNCIA
	arestas expostas ao fogo (concreto cor laranja / temperatura bem acima de 600°C)		faces expostas ao fogo (concreto cor negra / temperatura máxima inferior a 570°C)		amostra não exposta ao fogo (concreto cor vermelha / temperatura ambiente de aproximadamente 25°C)
Identificação	barras longitudinais \varnothing 16mm		estribos \varnothing 8mm		“referência / original”
	A	B	C	D	
Tensão de escoamento (MPa)	354,0 \pm 3 (56,8%)	343,0 \pm 3 (55,1%)	464,0 \pm 8 (74,5%)	460,0 \pm 9 (73,8%)	623,0 \pm 4 (100%)
Resistência à tração (MPa)	562,0 \pm 4 (74,8%)	556,0 \pm 4 (74,0%)	652,0 \pm 10 (86,8%)	698,0 \pm 11 (92,9%)	751,0 \pm 4 (100%)

De acordo com os dados da Tabela 19 é possível observar que, mesmo com o tempo de exposição ao fogo de 180 minutos e as altas temperaturas da simulação da curva-padrão ISO 834, as barras de aço longitudinais (\varnothing 16mm), após resfriamento lento ao ar, sofreram em média uma redução de sua resistência à tração da ordem de 25% nas arestas, embora a tensão de escoamento tenha se reduzido em aproximadamente 45%, quando comparadas com a amostra de referência. No caso do centro das faces (armadura transversal \varnothing 8mm), observa-se uma redução bem menor, da ordem de 10% na resistência à tração e da ordem de 25% no valor da tensão de escoamento.

No entanto, considerando os limites prescritos pela normalização brasileira, observado na Tabela 20, reproduzidos da ABNT NBR 7480:2007 “Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação”, já comparados com os valores médios obtidos nos ensaios, observa-se que a redução ocorreu em patamares menores, sendo 15% no caso da resistência à tração e 30% para a tensão de escoamento, no caso das arestas (barras longitudinais, \varnothing 16mm). Para o centro das faces (barras transversais, \varnothing 8mm), houve somente uma redução da ordem de 8% na tensão de escoamento, sendo que os resultados obtidos nos ensaios de resistência à tração permaneceram em conformidade com os prescritos pela normalização vigente.

Tabela 20. Resultados obtidos nos ensaios realizados nas amostras de aço (armadura do pilar) comparados com a ABNT NBR 7480:2007

	AMOSTRAS EXPOSTAS AO FOGO				ABNT NBR 7480:2007
	arestas expostas ao fogo (concreto cor laranja / temperatura bem acima de 600°C)		faces expostas ao fogo (concreto cor negra / temperatura máxima inferior a 570°C)		tolerâncias e limites normalizados a 25°C
Identificação	barras longitudinais \varnothing 16mm		estribos \varnothing 8mm		especificação de norma
	A	B	C	D	
Tensão de escoamento (MPa)	354,0 \pm 3 (70,8%)	343,0 \pm 3 (68,6%)	464,0 \pm 8 (92,8%)	460,0 \pm 9 (92,0%)	500 (100%)
Resistência à tração (MPa)	562,0 \pm 4 (85,2%)	556,0 \pm 4 (84,2%)	652,0 \pm 10 (98,8%)	698,0 \pm 11 (105,6%)	660 (100%)

Observa-se que os dados da Tabela 20 não possuem a finalidade de avaliar o percentual real de perda relacionado diretamente com a amostra de referência, tendo o intuito somente de, eventualmente, balizar o projetista estrutural de que a magnitude de redução das propriedades mecânicas possui certa diferença quando comparados exclusivamente com os limites da normalização vigente. Em muitos casos, após a exposição ao fogo, os aços são reclassificados e reaproveitados em projetos de reabilitação (reforço), considerando, evidentemente, outros parâmetros importantes como sua ductilidade (resistência ao dobramento).

Por sua vez, os dados residuais observados na Tabela 19 são relevantes para avaliar o quanto houve de redução nas propriedades mecânicas condizentes diretamente com o programa experimental, devido ao ensaio de simulação de incêndio pelo tempo de 3h.

Os resultados obtidos na Tabela 19, quanto aos patamares de redução da resistência mecânica à tração, possuem boa correlação com os trabalhos experimentais desenvolvidos por Holmes et al. (1982), Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro (1996) e Purkiss (1996).

Nesse aspecto algumas menções devem ser ressaltadas. Todos os trabalhos referidos são unânimes em apontar que as propriedades residuais de aços submetidos a temperaturas acima de aproximadamente 550°C sofrem perdas irreversíveis e que a partir dos 700°C essas se tornam bem mais evidentes, podendo superar perdas de 30%. Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro (1996) destaca, também, que quanto menor o diâmetro da barra, menor a magnitude de redução, sendo a redução mecânica mais evidente para barras de aço com maiores diâmetros, principalmente, quando as amostras são “resfriadas ao ar”⁴⁹.

Observa-se que, de acordo com as temperaturas registradas nos termopares (vide Figs. 107 e 108), as amostras de barras de aço extraídas do centro da face do pilar protótipo (com \varnothing 8mm) não atingiram 600°C, fato esse que pode ter contribuído potencialmente para uma redução bem menor de suas propriedades mecânicas da

⁴⁹ Sem o uso de jato de água. Observa-se que no programa experimental desenvolvido nesta tese o resfriamento da amostra também foi do tipo “ao ar”, termo procedente da expressão “*cooling air*”, em inglês.

(ordem de 10%), além de seu menor diâmetro quando comparado com as barras longitudinais extraídas das arestas (com \varnothing 16mm). Essa magnitude de redução corrobora os dados observados por Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro (1996), em pesquisa experimental desenvolvida com patamar de temperatura, diâmetro de armadura e sistemas de resfriamento similares aos procedidos nesta tese.

No caso das amostras das arestas, tendo em vista os indicadores colorimétricos do concreto e da presença de substâncias químicas diferenciadas (identificada com auxílio caracterização mineralógica, discutida no item subsequente), estima-se que a temperatura na região de extração das barras longitudinais, junto às arestas, atingiu e talvez até superou os 1000°C, o que corrobora reduções significativas de resistência mecânica à tração, da ordem de 30% ou superiores, conforme apontado por Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro (1996) e Purkiss (1996).

Observa-se, também, que os patamares de redução da tensão de escoamento das barras de aço amostradas, em virtude das altas temperaturas procedentes da exposição ao fogo, acompanham os valores de redução mecânica da resistência à tração, sendo válidas as mesmas observações referidas sobre os diâmetros das armaduras.

Os patamares mais significativos da redução da tensão de escoamento do aço, observados na Tabela 19 (da ordem 45% para amostras de barras longitudinais extraídas das arestas e de 25% para barras transversais extraídas dos centros das faces) estão diretamente relacionados, também, com as diferenças de temperatura nessas regiões, sendo que esses valores registrados corroboram as observações apontadas em Purkiss (1996) e Suprenant (1996).

Em uma visão geral, a redução das propriedades mecânicas residuais do aço é mais significativa quanto maior a temperatura e quanto maior o diâmetro da barra de aço. Sendo mais evidente ainda, devido ao processo de têmpera⁵⁰ empregado em sua fabricação, se o tipo de resfriamento da amostra for do tipo “ao ar” sem uso de jatos

⁵⁰ Tratamento térmico que se dá aos metais, especialmente o aço, que confere elevado grau de dureza e resistência, mediante sua introdução cadente (em brasa) em água fria, óleo ou salmoura

de água (simulando a operação de extinção do fogo pelo procedimento empregado usualmente pelo Corpo de Bombeiros).

Nesse aspecto, é importante destacar que é possível ocorrer que resultados obtidos em ensaios residuais de armaduras de aço para concreto armado, procedentes de perícias em estruturas de concreto submetidas a incêndios reais, não apresentem reduções significativas e, em alguns casos, até, a recuperação total de suas propriedades mecânicas, sendo essa probabilidade muito mais evidente se as chamas forem extintas com uso de jatos de água fria.

Enfatiza-se que essas informações são relevantes somente para balizar o projetista estrutural no caso da reabilitação de estruturas de concreto armado incendiadas e não possuem nenhuma correlação com a variação das propriedades térmicas e mecânicas que os materiais experimentam durante as altas temperaturas procedentes de um cenário de incêndio. Durante o evento de incêndio, é fato, que estas propriedades se reduzirão de modo significativo, conforme indicado no item 3.5 deste documento.

6.4.3 Caracterização mineralógica e análises térmicas

Tendo em vista a evidente diferença de coloração na parte superficial e interna do pilar protótipo após a simulação de incêndio, conforme mencionado anteriormente, algumas amostras foram extraídas para caracterização mineralógica por difratometria de raios X e análises térmicas por ATD-TG (análises termodiferencial e termogravimétrica).

O intuito principal desses ensaios residuais foi o de identificar e caracterizar algum tipo de substância química diferenciada nas regiões com alteração de cor, e, eventualmente relacionar a mesma com a degradação do concreto, principalmente na parte escura no interior do pilar protótipo e na parte superficial, espécie de capa alaranjada (vide sumário de cores da Fig. 113).

Sendo assim, planejou-se que as caracterizações mineralógicas e as análises térmicas supramencionados fossem realizadas em quatro amostras extraídas em regiões estratégicas do pilar protótipo experimentado, bem como em uma amostra

extraída da parte remanescente que permaneceu no pátio do Laboratório de Materiais de Construção da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Os exames mineralógicos e as análises térmicas foram organizados para caracterizar: (a) amostras extraídas na região do centro das faces (exposta ao fogo), (b) amostras extraídas das arestas (exposta ao fogo), (c) amostras extraídas da película superficial alaranjada (exposta ao fogo) e (d) amostra original (parte remanescente não exposta ao fogo), conforme indicação da Fig. 120.



Figura 120 – Detalhe das amostras extraídas para ensaios de caracterização mineralógica e de análises térmicas.

Observa-se que no caso da amostra (a) “centro da face” os ensaios foram realizados tanto na parte escura quanto na parte vermelha, pois se objetivou verificar as eventuais alterações bem na região próxima a transição das cores. Portanto, totalizaram-se ensaios em cinco amostras, conforme identificação, a saber:

- Amostra 01: Remanescente USP – cor vermelha original (sem exposição ao fogo, com temperatura de 25°C)
- Amostra 02: Centro da face - região de transição vermelha (com exposição ao fogo e temperatura inferior a 570°C)
- Amostra 03: Centro da face - região de transição negra (com exposição ao fogo e temperatura superior a 600°C)
- Amostra 04: Aresta intacta – região alaranjada (com exposição ao fogo e temperatura da ordem de 900°C)
- Amostra 05: Película superficial – região alaranjada (com exposição ao fogo e temperatura da ordem de 900°C)

A identificação das regiões onde as amostras foram extraídas do pilar protótipo, posterior ao ensaio de simulação de incêndio, pode ser observada no novo sumário de cores mostrado na Fig. 121.

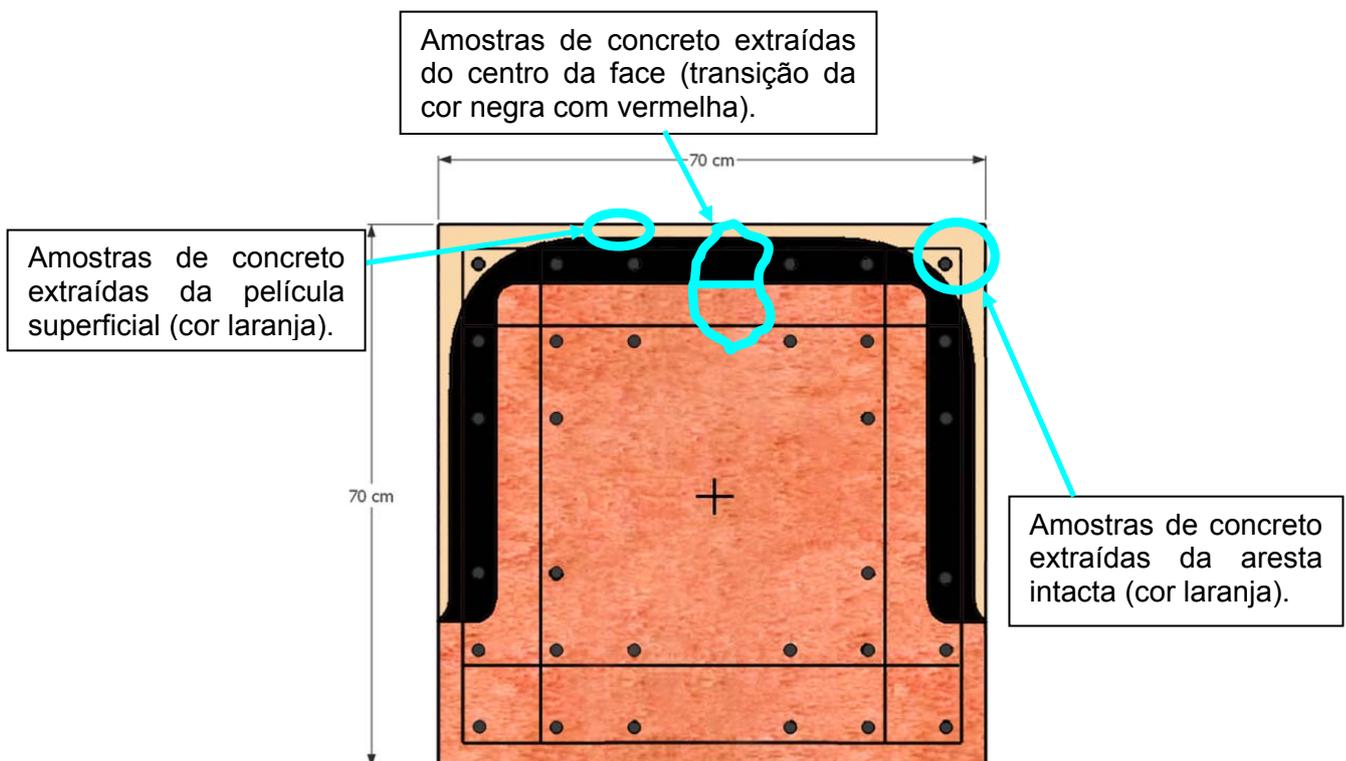


Figura 121 – Amostras de concreto extraídas do pilar protótipo posterior ao ensaio de simulação de incêndio.

Destaca-se que todos os exames de caracterização mineralógica, bem como as análises térmicas foram realizados pela equipe especializada do Laboratório de Mineralogia da Associação Brasileira de Cimento *Portland* (ABCP), conforme os procedimentos sucintos descritos a seguir.

6.4.3.1 Difractometria de raios X

As cinco amostras de concreto foram fragmentadas para a separação da respectiva porção de argamassa e eliminação dos fragmentos de agregado graúdo. Em seguida, as argamassas obtidas foram, ainda, moídas em almofariz de ágata. As difrações de raios X, no material previamente moído, foram realizadas em um equipamento Rigaku modelo D/max-1000 e seus resultados podem ser observados (por amostra) nas Figs. 122 a 126.

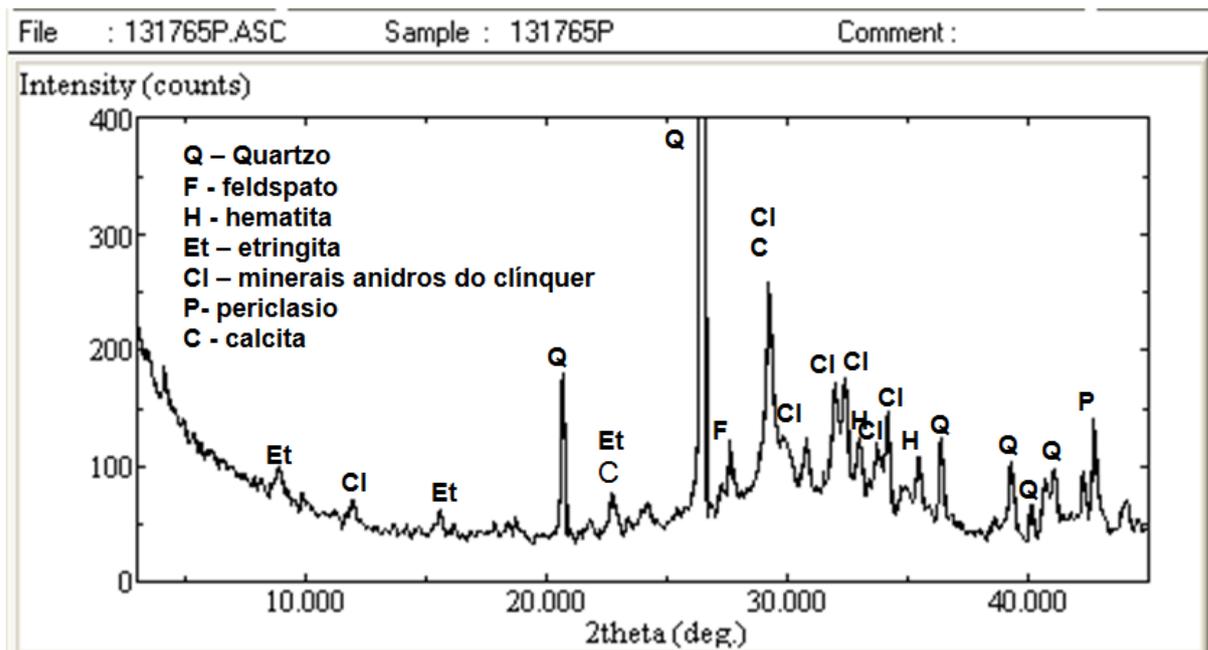


Figura 122 – Difractograma da Amostra 01: Remanescente USP – cor vermelha original (sem exposição ao fogo).

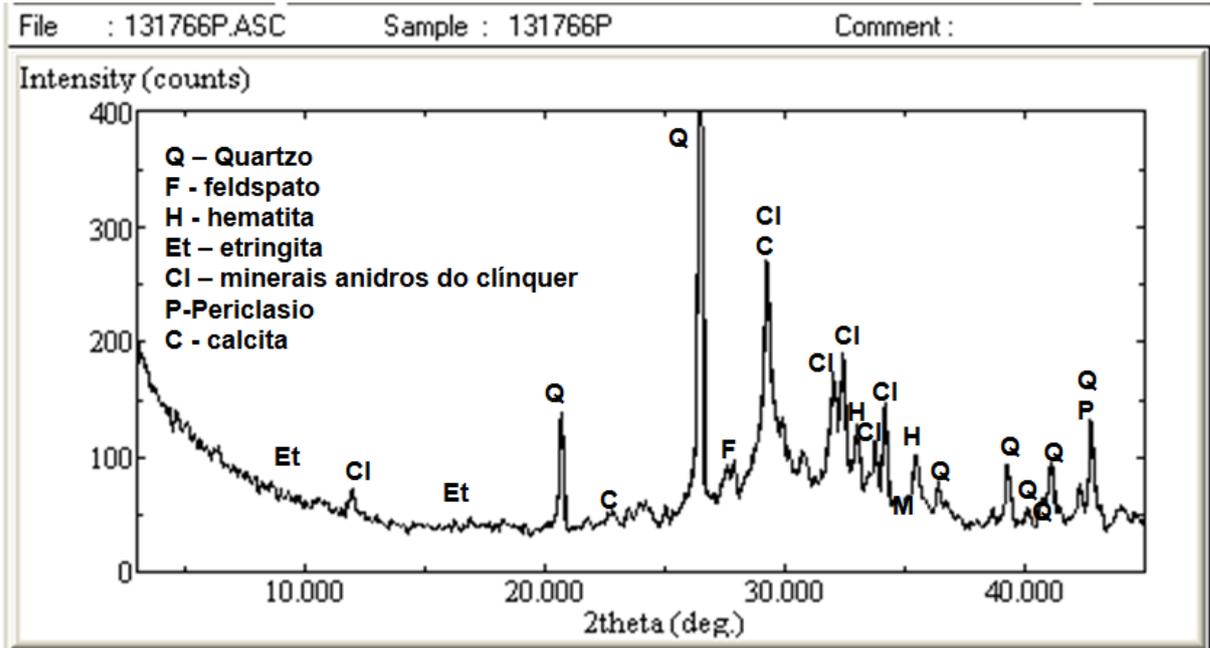


Figura 123 – Difratoograma da Amostra 02: Centro da face - região de transição vermelha (com exposição ao fogo).

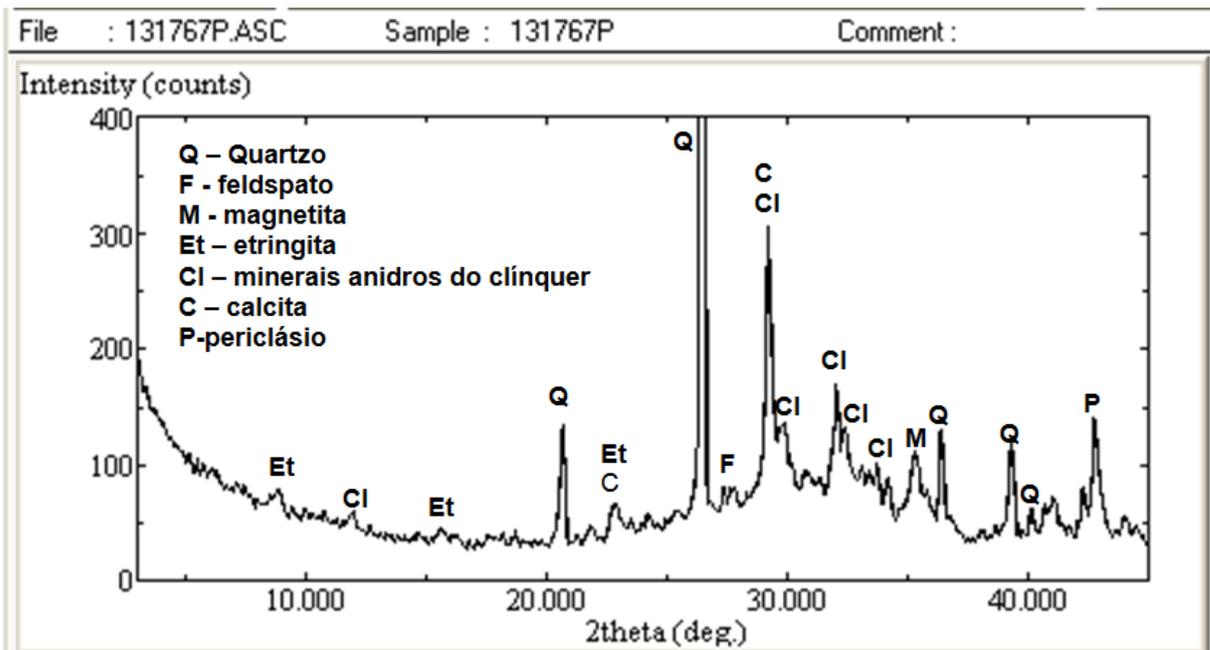


Figura 124 – Difratoograma da Amostra 03: Centro da face - região de transição negra (com exposição ao fogo).

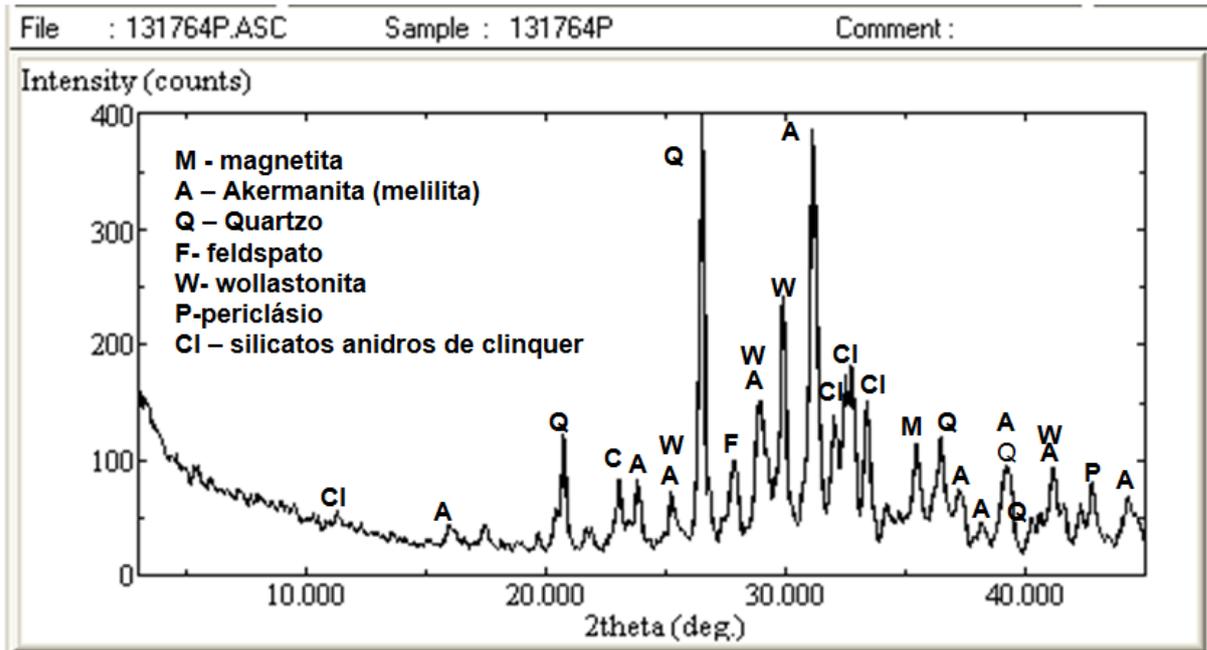


Figura 125 – Difratoograma na Amostra 04: Aresta intacta – região alaranjada (com exposição ao fogo).

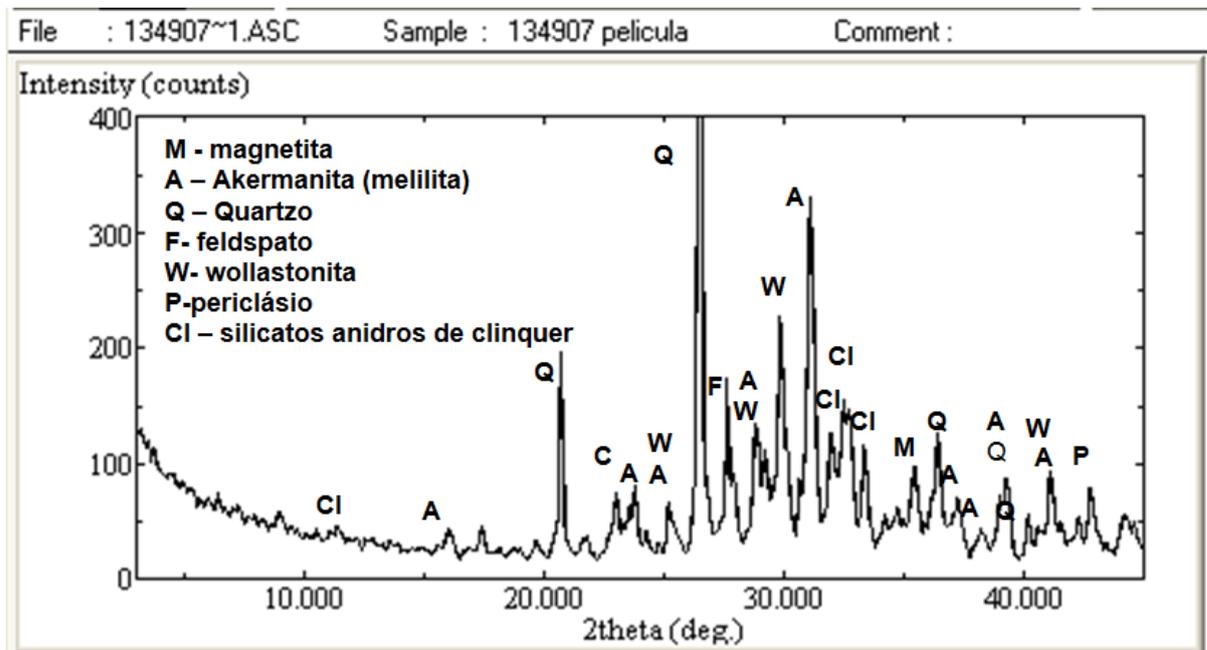


Figura 126 – Difratoograma da Amostra 05: Película superficial – região alaranjada (com exposição ao fogo)

Com base nos difratogramas observados nas Figs. 122 a 126, foram caracterizados os compostos mineralógicos cristalizados, constantes na Tabela 21.

Tabela 21. Compostos cristalizados identificados nas amostras

Minerais	Quimismo aproximado	cor vermelha		cor negra	cor laranja	
		remanescente (USP) 25°C	centro face (transição) < 570°C	centro face (transição) > 600°C	aresta intacta ≈ 900°C	película superficial ≈ 900°C
		amostra 01	amostra 02	amostra 03	amostra 04	amostra 05
Etringita	$\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{OH})_{12} \cdot (\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$	*	tr	*	-	-
Wollastonita	CaSiO_3	-	-	-	*	*
Akermanita	$\text{Ca}_2\text{MgSi}_2\text{O}_7$	-	-	-	**	*
Quartzo	SiO_2	***	***	***	***	***
Feldspato	$(\text{K},\text{Na})[\text{Al}/\text{Si}_3\text{O}_8] - \text{CaAl}/\text{Si}_2\text{O}_8$	tr	tr	tr	tr	*
Calcita	CaCO_3	*	*	*	tr	tr
Hematita	Fe_2O_3	tr	tr	-	-	-
Magnetita	Fe_3O_4	-	-	tr	tr	tr
Periclásio	MgO	tr	tr	tr	tr	tr
Minerais anidros de Clínquer	Silicatos cálcicos anidros	***	***	***	***	***

Legenda:

- = não detectado
tr = traços

* = presente
** = pouco frequente

*** = frequente

NOTA: A avaliação semiquantitativa (expressa em número de asteriscos) das fases está fundamentada na altura dos picos de difração, cuja intensidade é função do teor, da simetria e do grau de cristalinidade constituinte.

Observa-se, claramente na Tabela 21, a similaridade na composição mineralógica das Amostras 01 e 02 (Remanescente USP e Centro da face transição vermelha), ambas com coloração vermelha. No entanto, destaca-se que uma delas (Amostra 02) foi exposta ao fogo e a outra não (Amostra 01).

Apesar da Amostra 02 estar bem próxima da “fronteira de transição” entre a cor vermelha e a cor negra (vide Fig. 120-a), foi possível caracterizar que essa região apresentou composição mineralógica bem similar ao concreto que não foi exposto ao fogo (Amostra 01 – remanescente USP).

Nesse caso, as difrações de raios X realizadas permitem inferir que, certamente, a amostra exposta ao fogo que preservou a coloração vermelha, similar à original, manteve as mesmas propriedades, inclusive mecânicas, do pilar de concreto de alta resistência nas condições precedentes à exposição ao fogo; apesar do extenso tempo de exposição de 180min. (3horas), da taxa de aquecimento e das altas temperaturas procedentes da simulação de incêndio.

As observações acima possuem boa correlação com os dados anteriores obtidos nos ensaios referentes às verificações das propriedades mecânicas residuais do concreto, posterior ao ensaio de simulação de incêndio, onde foi possível observar, também, a similaridade dos resultados das amostras que mantiveram a cor vermelha (expostas ao fogo) com a amostra de referência (não exposta ao fogo).

No caso da Amostra 03 (centro da face transição negra), foi possível verificar na Tabela 21 a presença de magnetita (Fe_3O_4), em substituição a hematita (Fe_2O_3), procedente da reação química de redução do óxido de ferro, a qual foi induzida por uma atmosfera levemente redutora na câmara do forno (caracterizada pela combustão incompleta do gás natural), pelas altas temperaturas e pelo tempo de ensaio de simulação de incêndio, conforme explicado anteriormente.

É importante ressaltar, ainda, que somente pelo ensaio de difração de raios X não seria possível identificar, nessa região escura (Amostra 03), uma disparidade mineralógica tão evidente promovida pela exposição ao fogo, exceto pela redução do óxido de ferro (hematita em magnetita) conforme supramencionado.

Destaca-se, no entanto, que essa região com coloração escura (Amostra 03), caracterizada pela presença de magnetita (Fe_3O_4), apresenta resistência mecânica considerada desprezível⁵¹, conforme mencionado anteriormente. Neste caso específico, disparidades mais convincentes para corroborar essa “condição de desprezo” somente foram evidenciadas nas análises térmicas que serão discutidas no item subsequente.

Por sua vez, as Amostras 04 e 05 (aresta intacta e película superficial), ambas com coloração laranja, se destacam por possuir uma mineralogia diferenciada das demais, sendo composta por quartzo e feldspato, relacionados ao agregado, minerais anidros do clínquer *Portland* e, principalmente, por sintéticos neoformados similares aos minerais akermanita e wollastonita.

Observa-se que a presença de compostos sintéticos, formados por sinterização, similares aos minerais akermanita e wollastonita na região mais exposta ao fogo (cor alaranjada) podem indicar a presença de elevadas temperaturas, superiores a 900°C , necessárias para promover o surgimento desses minerais anidros a partir dos compostos hidratados (JACOB, 1976; ROSENQVIST, 2004). Nessas amostras nota-se, também, a presença de magnetita (Fe_3O_4), em substituição a hematita (Fe_2O_3).

6.4.3.2 Análises termodiferencial e termogravimétrica ATD-TG

As cinco amostras de concreto extraídas do pilar de concreto (precedentemente e posteriormente à exposição ao fogo, conforme identificação anterior) foram analisadas termicamente em um equipamento Rigaku modelo TAS 100 e seus respectivos termogramas podem ser observados (por amostra) nas Figs. 127 a 131.

⁵¹ Observa-se que durante os procedimentos de extração das amostras, notou-se que a região escura não apresentava resistência mecânica para um procedimento simples de extração com uso de disco especial de corte para concreto, inclusive alguns pedaços podiam ser facilmente removidos manualmente, com pouco esforço (material friável). Destaca-se, também, que todas as amostras foram obtidas com uso de disco especial de corte para concreto (à seco), pois as amostras não poderiam ser “contaminadas” com água, comumente usada para refrigeração em perfuratrizes elétricas (tipo máquina extratora convencional de testemunhos de concreto).

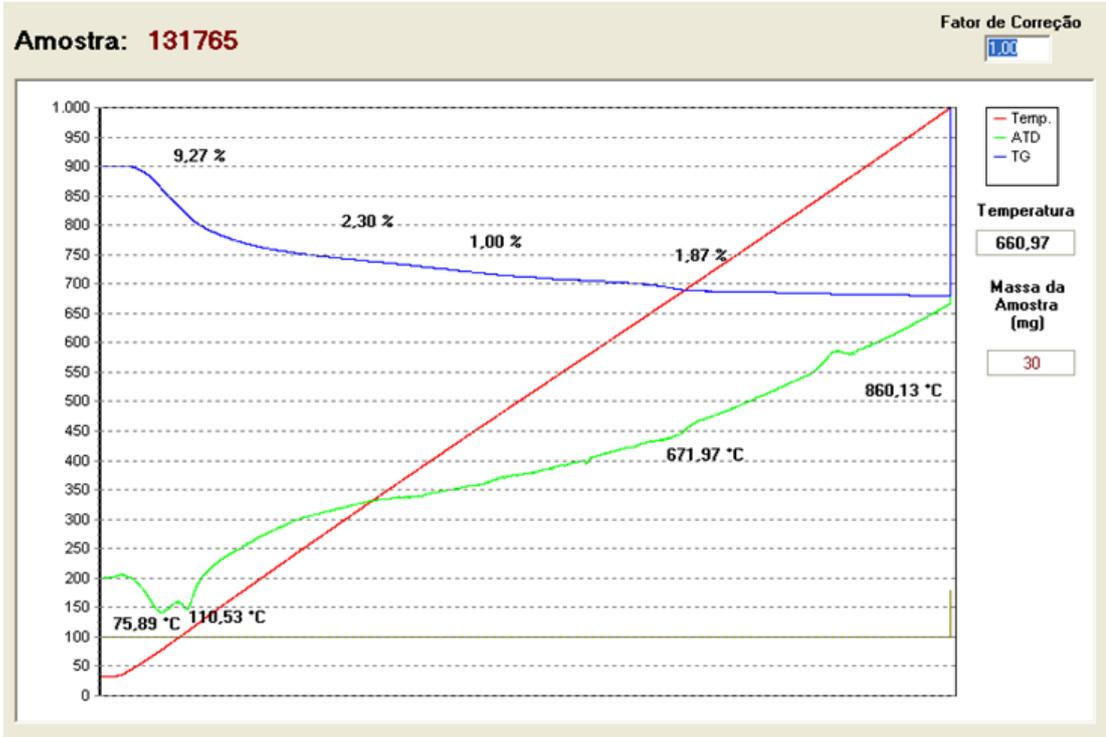


Figura 127 – Termograma da Amostra 01: Remanescente USP – cor vermelha original (sem exposição ao fogo).

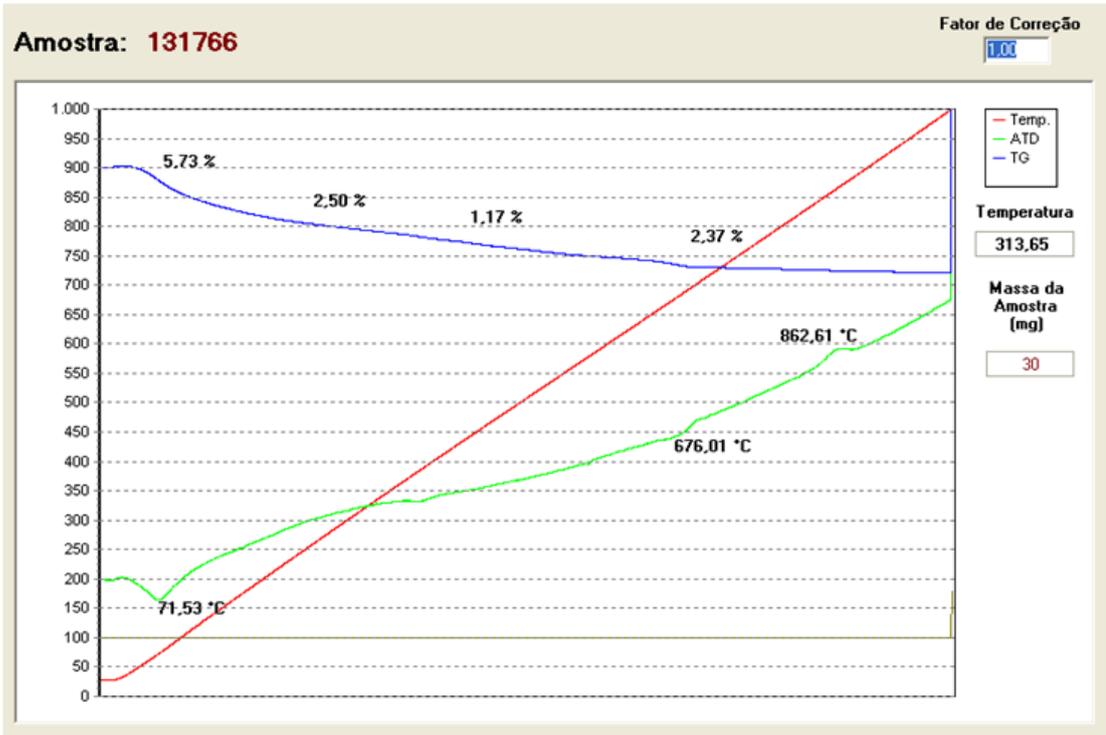


Figura 128 – Termograma da Amostra 02: Centro da face - região de transição vermelha (com exposição ao fogo).

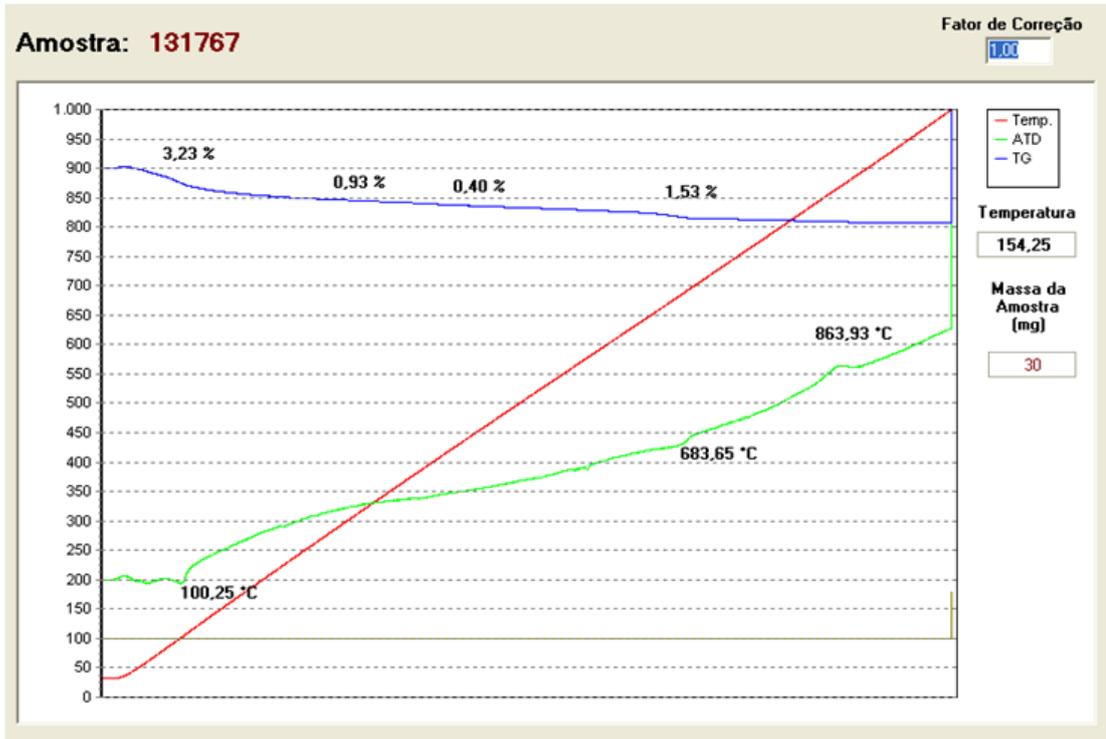


Figura 129 – Termograma da Amostra 03: Centro da face - região de transição negra (com exposição ao fogo).

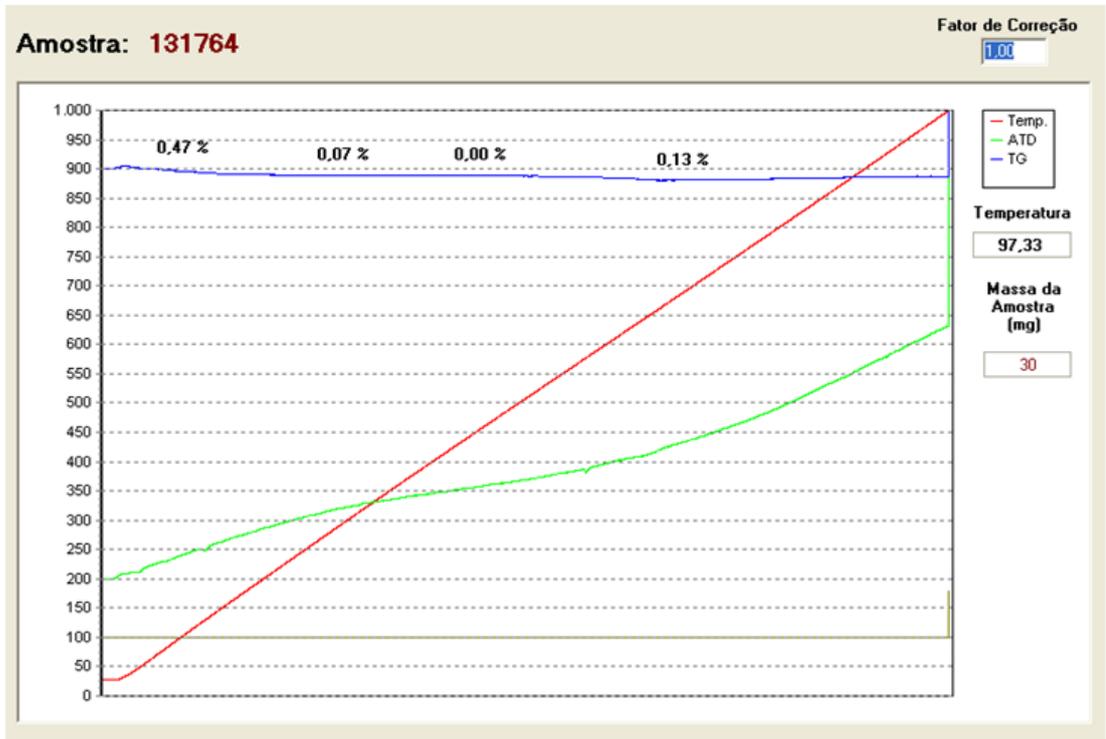


Figura 130 – Termograma da Amostra 04: Aresta intacta – região alaranjada (com exposição ao fogo).

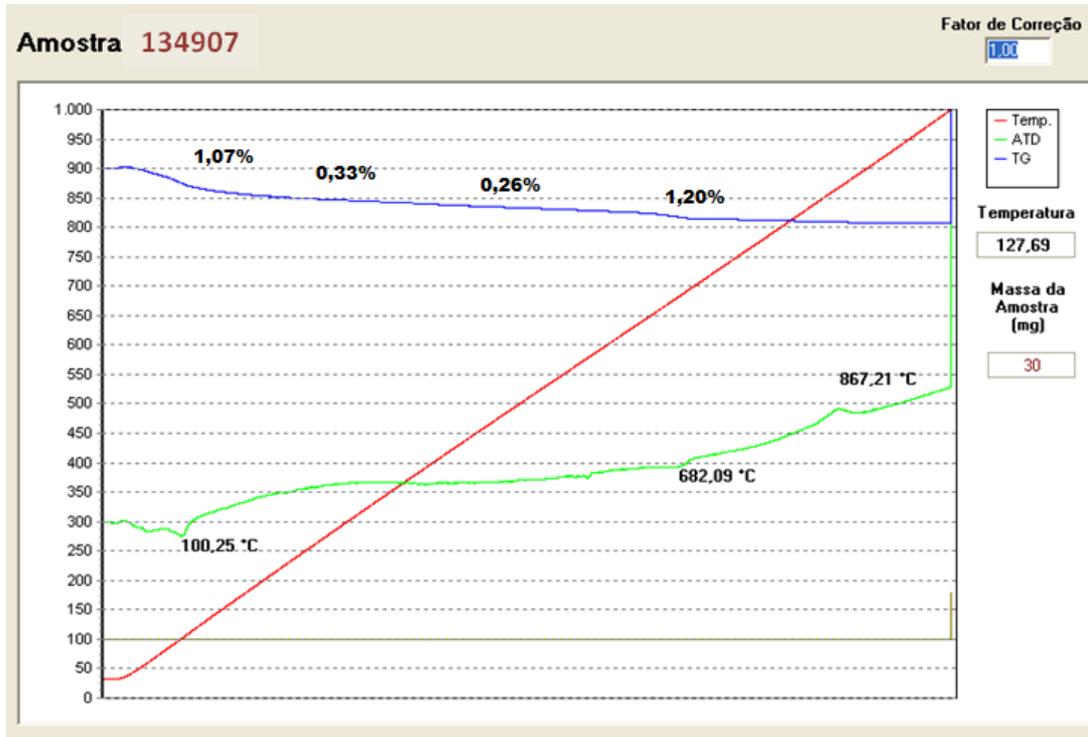


Figura 131 – Termograma da Amostra 05: Película superficial – região alaranjada (com exposição ao fogo)

Com base nos termogramas observados nas Figs. 127 a 131 identificaram-se as reações constantes na Tabela 22. As curvas termogravimétricas também serviram para determinar as perdas de massa e, a partir destas, as estimativas do conteúdo (teor) de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (portlandita) e de CaCO_3 (calcita) presentes nas amostras, conforme resultados da Tabela 23.

Tabela 22. Caracterização por análises termodiferencial e termogravimétrica

Temperatura do pico (°C)	Natureza da reação	Interpretação
70 – 100	Endotérmica	Perda de água livre
670 – 685	Endotérmica	Decomposição dos carbonatos
860 – 865	Exotérmica	Devitrificação das escórias ou formação de compostos aluminosos (mulita)

Tabela 23. Resultados termogravimétricos

Amostras	perda de massa (%)					(% base seca)	
	20-200°C	200-400°C	400-500°C	500-800°C	Total	Teor de Ca(OH) ₂ (portlandita)	Teor de Ca(CO) ₃ (calcita)
Amostra 01 (remanescente USP, vermelha 25°C)	9,27	2,30	1,00	1,07	13,64	7,9	2,7
Amostra 02 centro face (transição – vermelha, < 570°C)	5,73	2,5	1,17	2,37	11,77	8,9	5,7
Amostra 03 centro face (transição – negra, > 600°C)	3,23	0,93	0,40	1,53	6,09	3,0	3,5
Amostra 04 (aresta intacta – laranja, ≈ 900°C)	0,47	0,07	0,0	0,13	0,67	-	0,3
Amostra 05 (película superficial – laranja, ≈ 900°C)	1,07	0,33	0,26	1,20	2,86	1,9	2,7

NOTA: O teor de portlandita Ca(OH)₂ e calcita CaCO₃ foram calculados com base na perda de massa teórica desses minerais, equivalente a 13,9% e 44%, respectivamente.

Nota-se na Tabela 23 que as análises termodiferenciais e termogravimétricas das Amostras 01 e 02 (remanescente USP e centro da face transição vermelha), ambas com coloração vermelha, corroboram a similaridade das difratometrias de raios X, exceto pela diferença no teor de carbonato (calcita). No entanto, as disparidades observadas nos teores de calcita podem refletir apenas diferenças relacionadas com a exposição à umidade do ar das porções de argamassa analisadas.

As análises termodiferenciais e termogravimétricas da Amostra 03 (centro da face transição negra) apontam uma diminuição dos teores de portlandita e carbonatos presentes, como resultado dos processos térmicos sofridos pela amostra que, no entanto, não a descaracterizaram por completo.

Observa-se que apesar dos rigorosos procedimentos de extração das amostras, a presença de perdas de massa a baixas temperaturas sugere que essa amostra em especial (Amostra 03), durante os processos de coleta e preparação, pode ter entrado em contato com a umidade do ar e assim ter recuperado, pelo menos em parte, sua hidratação.

Por sua vez, as Amostras 04 e 05 (aresta intacta e película superficial, com coloração laranja), não apontaram perdas de massa significativas, corroborando o fato de que essas amostras realmente sofreram maior exposição ao calor. A Amostra 05 (película superficial) apresenta valores de perda de massa intermediários entre a Amostra: 03 (centro da face transição, cor negra) e a Amostra 04 (arestas intactas).

Acredita-se que esse fato está relacionado com a eventual contaminação da Amostra 05 (película superficial) pela própria Amostra 03 (centro da face transição, cor negra) devido à dificuldade de extração de uma amostra pura nessa região. A película superficial alaranjada era formada por uma fina camada, da ordem de 3mm no centro das faces, e, as amostras obtidas nessas regiões foram obtidas através de raspagem de uma espécie de capa (película) superficial.

Em suma, as amostras 04 e 05 são equivalentes, exceto pela sua localização de extração, uma próxima a aresta e outra no centro da face, no entanto, ambas pertencem à parte mais periférica do pilar de concreto de alta resistência que esteve exposto ao fogo por um período de 180min (3h) (vide sumário de cores da Fig. 121).

7. Discussão dos resultados e proposição de diretrizes de ensaio

Neste capítulo será realizada uma avaliação geral de todo o estudo experimental, contemplando o ensaio principal de simulação de incêndio, bem como os ensaios de propriedades residuais (mecânicos, mineralógicos e térmicos) realizados no pilar protótipo de concreto colorido de alta resistência.

De acordo com essas avaliações, serão propostas, concomitantemente, diretrizes gerais para o desenvolvimento de futuros programas experimentais, formuladas com base na extensa revisão bibliográfica e, principalmente, nos resultados obtidos no experimento de simulação de incêndio e nos exames posteriores realizados.

7.1 Experimento de simulação de incêndio

7.1.1 Geometria, tamanho da seção transversal e configuração da armadura do pilar protótipo

Observa-se que a geometria, o tamanho da seção transversal, bem como a taxa e configuração das armaduras do pilar parecem ter influenciado de maneira decisiva e positiva o desempenho térmico e o comportamento do concreto de alta resistência quando exposto ao fogo.

Para avaliar qualitativamente o quanto esses fatores supramencionados foram importantes, destaca-se que no programa experimental desenvolvido, no interior do forno, a título de exemplo, foram colocados testemunhos extraídos do mesmo concreto (da parte remanescente), cilíndricos (10cm x 20cm), sem armadura e com a mesma idade de oito anos, os quais foram fortemente danificados pela ação nefasta da temperatura elevada, conforme mostrado na Fig. 132, obtida após o ensaio de simulação de incêndio.



Figura 132 – Testemunhos cilíndricos não armados com 10cm x 20cm parcialmente destruídos após exposição ao fogo, ensaiados em conjunto com o pilar protótipo, sob às mesmas condições de simulação de incêndio.

Portanto, recomenda-se que corpos-de-prova não armados e de pequenas dimensões não sejam utilizados para verificação da ocorrência do fenômeno de *spalling*, pois apesar de úteis para definir as propriedades térmicas mecânicas do concreto em diferentes temperaturas, parecem não ser indicados para avaliar o efeito de *spalling* de elementos estruturais, podendo subestimar a qualidade do concreto de alta resistência frente a cenários de incêndio.

Faz-se necessário esclarecer, ainda, que a combinação de geometria, configuração da armadura, taxa de aço e tamanho da seção transversal de um pilar de concreto parece ser bem particular para cada projeto e, respectivamente, para cada condição de ensaio, independentemente, em princípio, de sua classe de resistência quando em situação de incêndio. Portanto, observa-se que cada projeto, cada amostra e cada condição de ensaio possuem suas peculiaridades intrínsecas.

7.1.2 Tipo de agregado graúdo empregado no concreto de alta resistência

O tipo de agregado graúdo também deve ter contribuído para o bom desempenho térmico do concreto de alta resistência, ensaiado nesta pesquisa. É importante ressaltar que agregados graúdos com maior estabilidade térmica, tipo basalto, podem conduzir a resultados mais satisfatórios, desde que outros aspectos como a

geometria, tamanho da seção transversal, idade da amostra e configuração e taxa das armaduras sejam, também, adequadamente considerados.

Observa-se com isso, que se deve distinguir bem o concreto de alta resistência pelo tipo de agregado e não somente pela resistência característica à compressão, quando o assunto principal é o concreto submetido a elevadas temperaturas (em situação de incêndio). Conforme ressaltado anteriormente, concretos com mesma classe de resistência, mas dosados com agregados de natureza litológica diferentes, podem apresentar comportamentos distintos quando expostos ao fogo.

Portanto, quando do uso em projeto do concreto de alta resistência, se possível, deve haver uma escala preferencial do uso de agregados, procurando-se evitar aqueles que possuem comportamento menos satisfatório frente ao calor. Essa escala pode ser considerada, como sugestão, do trabalho desenvolvido por Khoury (2005) *apud fib* Bulletin nº38 (2007), a qual foi adaptada na Figura 13 do Capítulo 3 deste texto.

No entanto, esclarece-se que, no Brasil, essa escala não deve ser empregada equivocadamente como um critério prioritário de projeto, devendo somente ser considerada como uma potencial recomendação, pois quando se trata do uso de agregados para dosagem de concretos, outros fatores relevantes estão envolvidos como, por exemplo, o uso do agregado disponível⁵² nas proximidades da obra e da usina responsável pelo fornecimento do concreto.

Ademais, conforme informações do Sumário Mineral Nacional (DNPM, 2006) emitido anualmente pelo Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), apesar dos recursos em agregados para construção civil serem, em geral, abundantes no Brasil, a produção atual de pedra britada obedece a seguinte ordem: 85% granito e gnaisse; 10% calcário e dolomito e somente 5% basalto e diabásio, ou seja, nem

⁵² O Brasil é um país com uma vasta área total (superior a 8.500.000km²), o que, conseqüentemente o caracteriza por um mapa geológico diversificado. Por outro lado, as malhas terrestres para transporte dos agregados são extensas, o que não justifica o uso preferencial de um tipo de agregado para suprir outros interesses, mesmo que técnicos. É comum, portanto, fazer a melhor dosagem de concreto com os agregados disponíveis na região onde é, de fato, executada a obra, salvo exceções bem justificadas. Se as dosagens de concreto não fossem realizadas por esse critério, muitas obras não seriam efetivamente viabilizadas, pois o baixo valor unitário do produto inviabiliza o comércio entre grandes distâncias (DNPM, 2006).

sempre será possível escolher um determinado tipo de agregado, simplesmente, por interesses exclusivamente técnicos, em virtude, obviamente, de sua oferta nacional e de sua respectiva demanda regional.

7.1.3 Idade avançada do pilar protótipo

Neste programa experimental térmico, a idade do pilar protótipo objeto de estudo mostrou-se favorável. Observa-se ainda, que o concreto é um material mutável, com reações químicas temporais de hidratação do cimento *Portland* e, do ponto de vista de resistência ao fogo, pode não possuir maturidade suficiente para um programa experimental nos primeiros meses.

A diferença do comportamento de uma amostra com 2 meses de idade e outra com 1 ano pode ser muito significativa (MORITA, 2001; MORITA et al., 2002). Portanto, recomenda-se que os ensaios experimentais de simulação de incêndio em elementos de concreto sejam realizados em amostras com no mínimo 1 ano de idade, com maturidade, teor de umidade e grau de hidratação mais compatíveis com as do concreto de edificações existentes e em pleno uso.

7.1.4 Integridade do pilar protótipo posterior ao ensaio simulação de incêndio

O pilar armado de concreto de alta resistência teve um bom desempenho quando exposto 180min (3h) ao fogo, mantendo sua integridade original preservada em uma seção transversal aproximada de 59cm x 59cm onde a coloração vermelha se manteve (vide Fig. 135 adiante), com 95% de sua área de seção transversal mantida após o ensaio de simulação de incêndio (somente 5% reduzida efetivamente por efeito de *spalling*) e expondo apenas 5% de toda a armadura perimetral (longitudinal e transversal), mostrando ser, neste caso, dispensável o uso de fibras de polipropileno.

Recomenda-se, portanto, que o uso de fibras de polipropileno nas dosagens de concreto, em geral, deva ser observado com precaução. É comum nos programas experimentais internacionais observar, quando do uso, quantidades consideradas exageradas de fibras de polipropileno (superiores a 2kg/m³) sem qualquer menção a

consistência do material concreto no estado fresco e de seu respectivo método de lançamento.

Baseado na experiência do próprio autor desta pesquisa e de seu orientador, o uso desse tipo de fibra, em quantidades superiores a 600 gramas (0,6kg) por metro cúbico, impacta significativamente na consistência e no adensamento do concreto no estado fresco e, conseqüentemente, dificulta sobremaneira o lançamento do concreto através de sistemas normais de bombeamento, por exemplo.

No entanto, observa-se que as ponderações supramencionadas dizem respeito e são válidas para as condições dos materiais, adições e, principalmente, aditivos nacionais. Em geral, os estudos internacionais são carentes de informações intrínsecas aos componentes do concreto experimentado, o que, de fato, dificulta uma análise mais detalhada e abrangente sobre essa temática envolvendo adição de fibras de polipropileno em dosagens de concreto de alta resistência nos programas experimentais desenvolvidos no exterior.

7.1.5 Índice de exposição de armadura posterior ao ensaio de simulação de incêndio

Diversos trabalhos (ALI; O'CONNOR; ABU-TAIR, 2001; ALI, 2002; *fib* Bulletin nº38, 2007; KODUR; SULTAN, 1998; KODUR, 2000, 2005; PHAN, 1996; PHAN; CARINO, 1998) propuseram a quantificação e a classificação da ocorrência do fenômeno de *spalling*, através de índices qualitativos e parcialmente quantitativos.

No entanto, conforme observado anteriormente, a extensão, a gravidade e a natureza da ocorrência de *spalling* podem ser muito variáveis e imprevisíveis. O fenômeno pode ser insignificante em quantidade e consequência, quando da ocorrência de pequenas cavidades pontuais; mas, pode ser grave e comprometer a resistência ao fogo do elemento, devido ao deslocamento de grandes porções de concreto, expondo quantidade significativa da armadura e diminuindo a sua capacidade estrutural devido à redução abrupta da seção transversal.

Portanto, recomenda-se a criação de um novo índice para mensurar e classificar a área real de exposição das armaduras de aço para complementar as informações já

existentes e difundidas no meio técnico: o índice da área de armadura exposta, já introduzido neste texto no Capítulo 6, onde se constatou que, do total de armadura perimetral (longitudinal e transversal) passível de exposição, somente um montante equivalente a 5% foi efetivamente exposto após o experimento térmico.

7.1.6 Índice colorimétrico posterior ao ensaio de simulação de incêndio

Conforme observado, o uso de pigmentação inorgânica, à base de óxido de ferro (Fe_2O_3), em dosagens de concreto pode ser considerado um importante índice qualitativo e parcialmente quantitativo da profundidade do eventual dano causado em uma amostra pela respectiva exposição ao calor.

Este índice colorimétrico, também, pode auxiliar indiretamente na estimativa da resistência mecânica do concreto e nas respectivas premissas de projeto, por exemplo, na estimativa de um tamanho mínimo de seção transversal dos elementos estruturais.

Portanto, propõe-se que o uso de pigmento inorgânico de óxido de ferro (Fe_2O_3) seja de uso constante em programas experimentais laboratoriais, envolvendo elementos gerais de concreto armado (normal e de alta resistência). Observa-se, ainda, que a adição de pigmento inorgânico (hematita) a base de óxido de ferro (Fe_2O_3) é relativamente fácil e simples e as quantidades são bem pequenas para que haja o efeito evidente da mudança de coloração (nessa pesquisa da ordem de 4% em relação ao consumo de cimento, em massa, por metro cúbico de concreto já foi suficiente).

7.2 Ensaio residuais e resultados obtidos

7.2.1 Exames de ultrassom

Com base nos resultados obtidos nas propriedades mecânicas residuais do concreto de alta resistência, pôde se perceber que os exames de ultrassom realizados não possuem boa correlação com os valores residuais referentes à resistência à compressão do concreto.

De fato, é comum relacionar o exame de ultrassom em concretos endurecidos, em temperatura ambiente, com sua respectiva resistência mecânica à compressão, neste caso se obtendo uma boa correlação (BS 1881-203:1986). No entanto, quando o concreto é submetido a elevadas temperaturas essa correlação não é tão evidente e muitos resultados inconsistentes já foram verificados e registrados (ALONSO, 2006, 2009; CHAN; PENG; CHAN, 1996; HOFF; BILODEAU; MALHOTRA, 2000; PURKISS, 1996).

Tal fato se deve, pelo menos em parte, aos altos gradientes térmicos observados no concreto. Quando em elevadas temperaturas, a anisotropia e a heterogeneidade do concreto se tornam cada vez mais evidentes e, nesse caso, esse tipo de exame (não destrutivo) possui muita sensibilidade e conseqüentemente excessiva variabilidade (HOFF; BILODEAU; MALHOTRA, 2000).

Portanto, recomenda-se que os procedimentos referentes a exames de ultrassom sejam utilizados apenas como recurso meramente qualitativo, auxiliando somente na determinação de pontos representativos para extrações de amostras objetivando futuros ensaios de caráter destrutivo, os quais, neste caso específico de avaliação de elementos de concreto submetidos a elevadas temperaturas, aparentam ser mais confiáveis que os métodos não destrutivos em geral.

7.2.2 Resistência mecânica residual do concreto

No caso da resistência mecânica residual à compressão do concreto exposto ao fogo, nota-se uma excelente correlação com as temperaturas mensuradas pelos termopares, a qual por sua vez, também, possui boa correlação com a mudança de coloração do pigmento.

Os resultados obtidos demonstraram que a região escura (negra) não possui resistência mecânica significativa (considerada desprezível) e que a parte que preservou a cor avermelhada original (imediatamente após a coloração escura, distante ortogonalmente 55mm da face vide Fig. 110) manteve resistência mecânica residual muito similar à do núcleo do pilar, ou seja, a resistência mecânica original (precedente a simulação de incêndio, $f_{ck} = 140\text{MPa}$).

Baseado nos resultados obtidos na Tabela 18 permite-se inferir que as propriedades mecânicas residuais do concreto de alta resistência se comportaram conforme o sumário de cores da Fig. 133, posterior ao ensaio de simulação de incêndio.

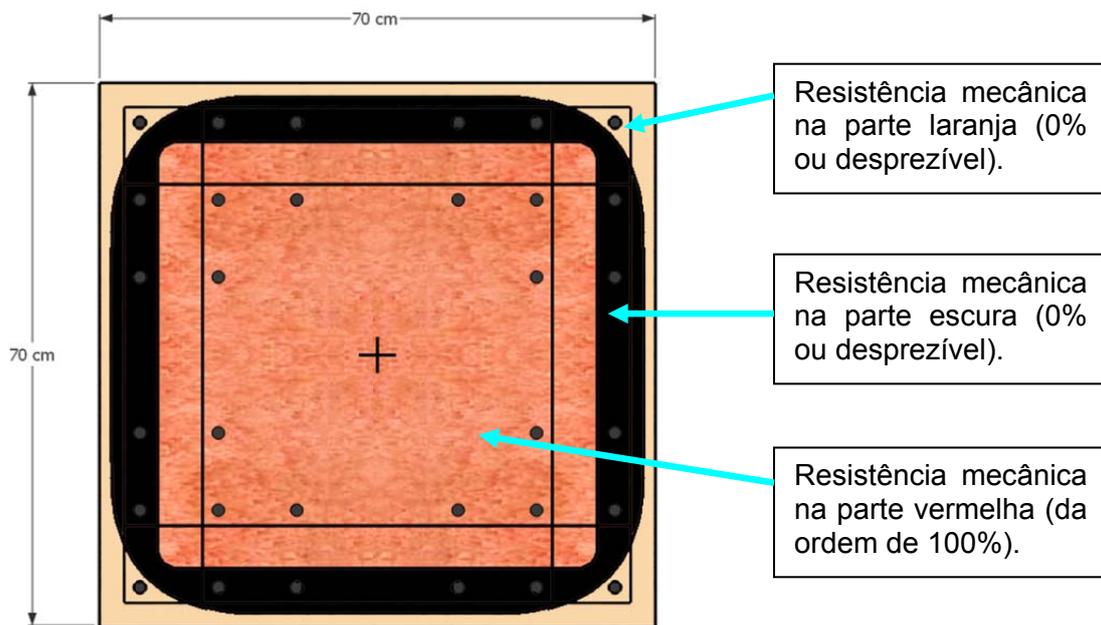


Figura 133 – Resistências mecânicas residuais à compressão do concreto, posterior ao ensaio de simulação de incêndio.

Em termos de métodos de dimensionamento para verificação de capacidade resistente residual, o sumário de cores da Fig. 133 possui uma boa correlação também com a pesquisa precursora⁵³ desenvolvida por Anderberg (1978b) *apud* Purkiss (1996) e Anderberg e Holmberg (1993), especificamente pelas premissas adotadas no procedimento de aplicação do método, concernente ao desprezo (exclusão) de regiões periféricas da seção transversal.

⁵³ Popularmente conhecida como “Método dos 500°C”

Segundo Costa (2008), o atual Método dos 500°C, descrito no Anexo B da versão vigente Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) foi inicialmente proposto por Anderberg (1978b) *apud* Purkiss (1996) como sendo “Método dos 550°C”, assumindo que a resistência do concreto aquecido até 550°C não seria afetada significativamente pela temperatura, sendo que os efeitos térmicos seriam absorvidos somente pelas armaduras presentes. Posteriormente, a temperatura-limite do método foi reduzida a 500°C, desprezando-se as regiões de concreto aquecidas acima desse patamar (evidentemente situadas na periferia da seção transversal do elemento, com exposição ao fogo).

Em geral, o Método dos 500°C, recomendado no Anexo B do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), preconiza que a redução da resistência do concreto seja simplificada conforme o seguinte procedimento: assume-se que na seção transversal do elemento estrutural com temperatura inferior a 500°C não há redução de resistência mecânica à compressão do concreto e que acima desse patamar as mesmas devem ser desprezadas, resultando em uma seção transversal menor.

Apesar de consideradas conservadoras, as proposições básicas do Método dos 500°C se tornaram evidentes no estudo experimental realizado nesta tese. De acordo com os resultados obtidos, permite-se inferir que, em termos de capacidade de carga residual do pilar, a seção transversal pode ser diretamente reduzida, conforme proposição da Fig. 134 (para situação real) e da Fig. 135 (para a situação hipotética), em princípio, mantendo-se a resistência à compressão mecânica original de projeto, na seção transversal remanescente (que manteve a coloração vermelha original).

Destaca-se que, de acordo com os dados obtidos no programa experimental realizado nesta tese, somente a coloração vermelha original deve ser considerada íntegra no método de dimensionamento da capacidade resistente residual do pilar de concreto em situação de incêndio, muito similar ao procedimento do método dos 500°C (ANDERBERG, 1978b *apud* Purkiss, 1996; ANDERBERG; HOLMBERG, 1993).

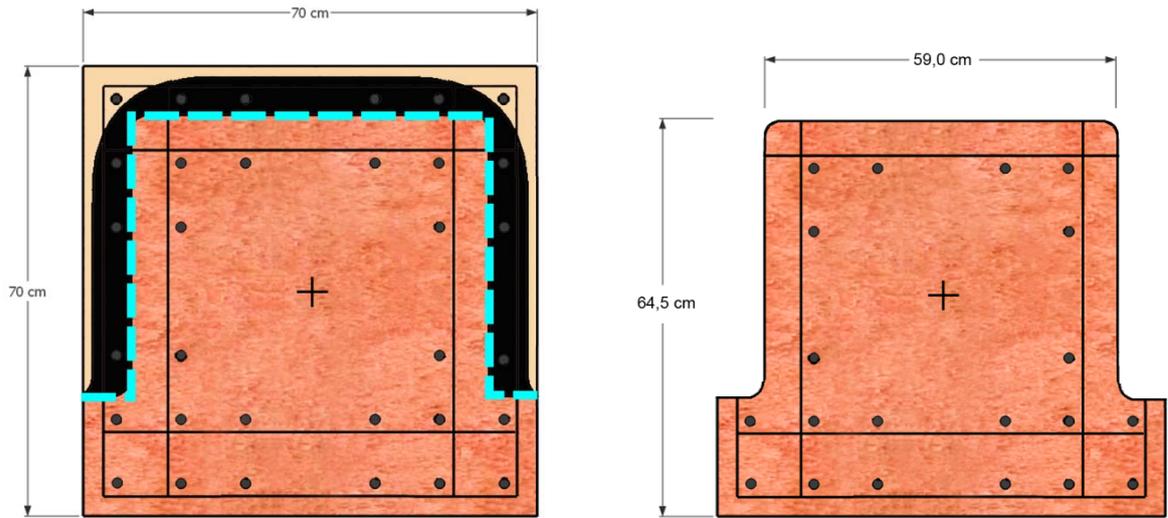


Figura 134 – Redução da seção transversal em função da resistência mecânica residual à compressão aferida posterior ao ensaio de simulação de incêndio (situação real).

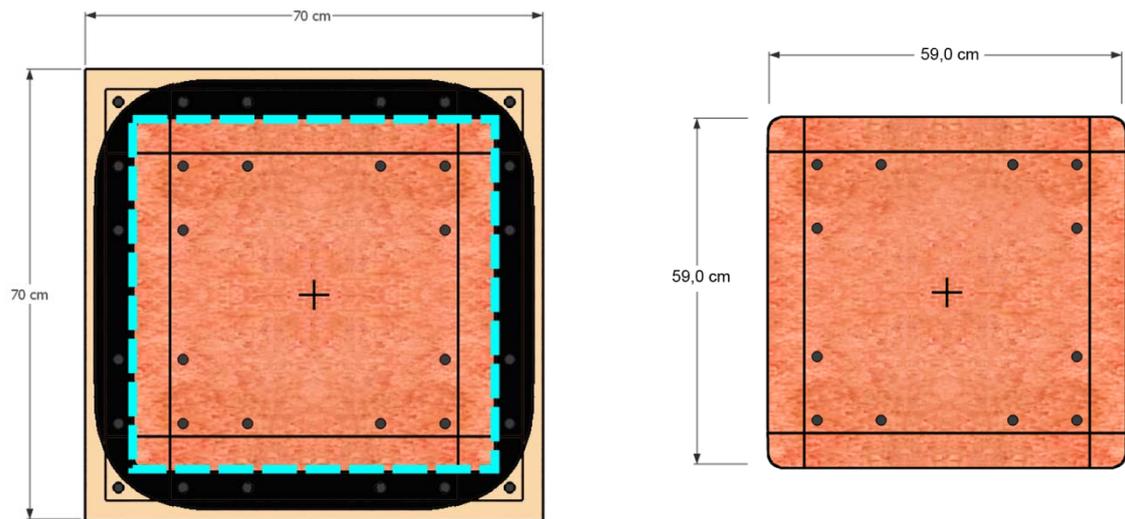


Figura 135 – Redução da seção transversal em função da resistência mecânica residual à compressão aferida posterior ao ensaio de simulação de incêndio (situação hipotética).

Observa-se que, de fato, as regiões periféricas (de coloração escura e laranja) apresentavam um concreto pouco resistente (friável), insuficiente até para ensaios usuais de resistência à compressão. Portanto, pode-se afirmar que, diante do programa experimental desenvolvido, em uma situação real as camadas periféricas seriam efetivamente removidas (manual ou mecanicamente) para uma eventual

intervenção corretiva de reabilitação, considerando, evidentemente, que não houve colapso global e outros riscos pertinentes a estabilidade e segurança estrutural.

7.2.3 Resistência mecânica residual do aço

Os resultados obtidos nos exames residuais realizados nas barras de aço indicam a redução de aproximadamente 25% de sua resistência mecânica à tração e 45% de sua tensão de escoamento para o caso da barra longitudinal da aresta (\varnothing 16mm) e respectivamente de 10% e 25% para os estribos do centro da face (\varnothing 8mm).

Observa-se que é escasso esse tipo de análise nas pesquisas envolvendo elementos de concreto em situação de incêndio através de curva padrão, ou seja, não é comum esse tipo de exame em programas experimentais propriamente ditos, sendo mais recorrente este ensaio em estruturas de concreto que realmente sofreram ação de incêndio (ALONSO, 2006, 2009; CALAVERA RUIZ et al., 2007).

Nesse caso, é comum observar pouca redução da resistência mecânica, que em parte é recuperada devido ao método de extinção das chamas, conforme apontado no trabalho desenvolvido por Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro (1996), fato que causa, infelizmente, bastante confusão no meio técnico.

Mesmo com esse panorama, destaca-se que as poucas pesquisas sobre esse assunto (CABRITA NEVES; RODRIGUES; LOUREIRO, 1996; HOLMES et al., 1992) indicam reduções dessa magnitude quando empregado resfriamento ao ar da amostra de concreto submetida a elevadas temperaturas.

Apesar de ser divulgado que quanto maior o diâmetro da barra de aço, maior a quantidade de redução das propriedades mecânicas (CABRITA NEVES; RODRIGUES; LOUREIRO, 1996), é possível inferir também, pelos resultados obtidos nos exames de resistência mecânica do concreto, pelas caracterizações mineralógicas e análises térmicas, e, conseqüentemente, pela indicação colorimétrica, que as regiões onde houve maior redução mecânica efetivamente experimentaram as mais elevadas temperaturas. O sumário de cores da Fig. 136 indica o local das extrações em comparação com as estimativas de temperatura e as reduções de resistência mecânica à tração do aço.

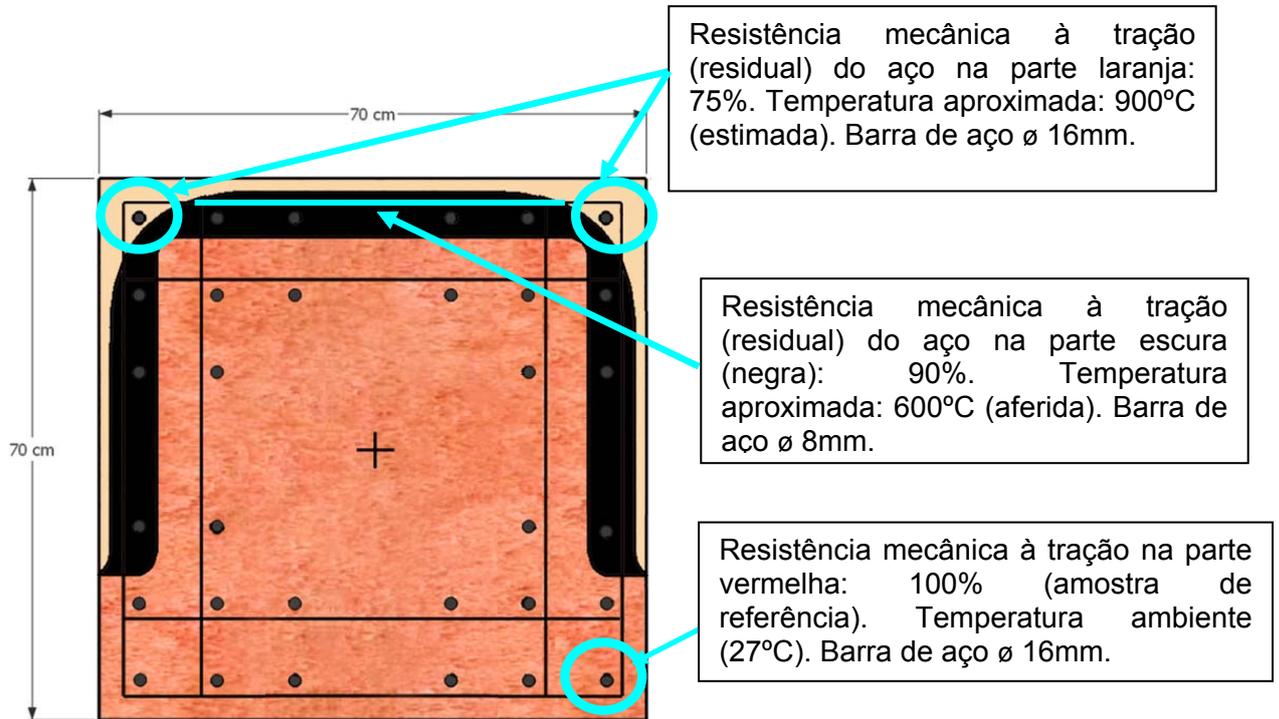


Figura 136 – Resistências mecânicas residuais à tração do aço, posterior a simulação de incêndio.

Observa-se, no entanto, que geralmente essas barras podem ser reaproveitadas considerando-se certa redução de sua resistência mecânica, sendo necessário repor uma nova seção de aço para compensar a “parcela perdida”.

Outra observação relevante é que durante o evento de incêndio essas barras de aço apresentam resistências mecânicas muito baixas (vide conceito apresentado na Fig. 18) que caso a estrutura não colapse durante o incêndio, após resfriada sempre terá uma resistência residual “aproveitável”. Portanto, os ensaios das propriedades residuais demonstram apenas as reduções mecânicas irreversíveis, as quais devem ser consideradas somente para um eventual projeto de reabilitação estrutural (conforme referido) e não para o procedimento de dimensionamento do elemento estrutural em situação de incêndio propriamente dito.

7.2.4 Caracterização mineralógica e análises térmicas

As caracterizações mineralógicas e as análises térmicas realizadas no Capítulo 6 possuíram o intuito de, eventualmente, dispensar o uso de ensaios e exames destrutivos ou de contribuir para a avaliação dos mesmos, no procedimento de inspeção técnica de estruturas de concreto que foram expostas a um calor excessivo, típico de um cenário de incêndio.

No entanto, conforme os resultados obtidos na Tabela 21, observa-se que somente o emprego de difrações de raios X não foi suficiente para determinar as avarias no concreto, exceto nas partes mais periféricas (alaranjadas), as quais indicaram a presença de uma mineralogia diferenciada, caracterizada por compostos sintéticos, formados por sinterização, similares aos minerais akermanita e wollastonita.

Apesar da coloração escura evidente, procedente da transformação de hematita (Fe_2O_3) em magnetita (Fe_3O_4), não foi possível, do ponto de vista de caracterização mineralógica, identificar que o concreto sofreu forte degradação, pois os compostos químicos aparentemente eram os mesmos, tanto em presença quanto em frequência (diferente da parte periférica alaranjada suprarreferida, vide tabela 21).

Por sua vez, percebe-se que as análises térmicas contribuíram potencialmente para indicar a real extensão da degradação do concreto, a qual foi muito mais evidente através da verificação da perda de massa nas amostras, mesmo esses procedimentos térmicos sendo realizados posteriormente ao experimento de simulação de incêndio.

Neste caso, foi possível perceber que as amostras situadas na parte mais periférica do pilar protótipo perderam valores bem menos significativos de massa em relação à parte que manteve a coloração vermelha original. Na parte escura (negra) obteve-se uma perda de massa total da ordem de 6% e na parte laranja (região da aresta) uma perda de massa total de somente 0,67%. Evidentemente, os teores de portlandita também sofreram reduções significativas nessas regiões, sendo nulo no caso das amostras extraídas da região das arestas (coloração laranja) e 3% na região escura.

Somente como base comparativa, a amostra extraída da parte que manteve a coloração vermelha teve uma perda de massa total da ordem de 12% e uma respectiva redução no teor de portlandita da ordem de 9%, o que comprova, evidentemente, a presença de compostos ainda hidratados nessas regiões.

O sumário de cores da Fig. 137 apresenta as perdas de massa totais, bem como a redução dos teores de portlandita, procedentes das análises térmicas residuais realizadas.

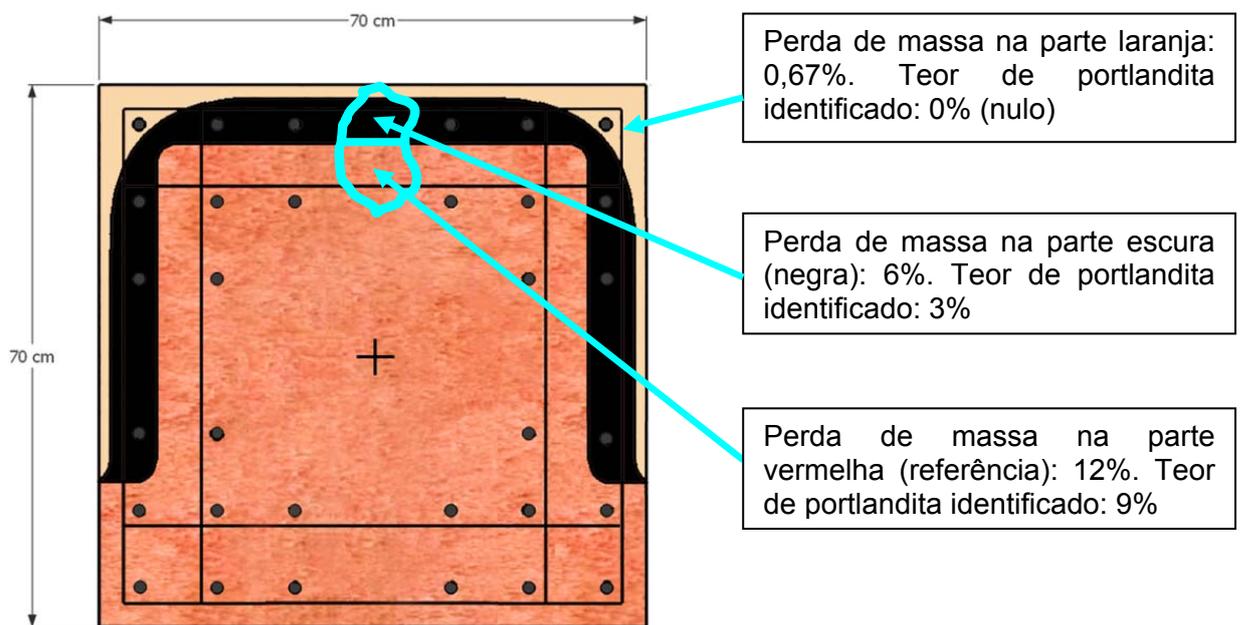


Figura 137 – Perdas de massa constatadas nas análises térmicas residuais e teores de portlandita identificados, posterior ao ensaio de simulação de incêndio.

Diante dos resultados obtidos nos exames realizados referentes às caracterizações mineralógicas e nas análises térmicas residuais, recomenda-se que estes tipos de procedimentos sejam realizados na avaliação de estruturas de concreto que sofreram ações térmicas de incêndio, embora os mesmos possuam uma ressalva quanto à contaminação de água, a qual pode estar presente, tendo em vista o método usado para extinção das chamas no local do sinistro. Nesse caso específico, é conveniente considerar, na análise dos resultados que o material pode ter, pelo menos em parte, recuperado sua hidratação.

Portanto, para se evitar resultados mascarados, deve-se periciar todo o cenário de incêndio e coletar o máximo de informações possíveis principalmente quanto ao método de extinção das chamas. A presença de água nas amostras coletadas pode modificar completamente as propriedades residuais do material concreto e do aço discutidas nesta tese, devendo ser obrigatoriamente consideradas no eventual aproveitamento de uma estrutura de concreto deteriorada pelas ações térmicas procedentes de uma situação de incêndio. À luz da engenharia, dependendo do caso, o problema pode ser muito mais estético de que estrutural propriamente dito.

Finalmente, para eventuais projetos de reabilitação é necessário conhecer os resultados obtidos e as condições intrínsecas de cada cenário de incêndio. Os dados dos ensaios discutidos neste subitem, com consenso do projetista estrutural responsável, podem ser utilizados numa análise estrutural da capacidade resistente residual de uma estrutura de concreto que sofreu ações térmicas procedentes de uma situação de incêndio e podem, perfeitamente, ser aplicados e reproduzidos em condições reais, extrapolando, nesse caso, o contexto do estudo experimental realizado nesta tese.

8. Conclusões

8.1 Conclusões propriamente ditas

Esta tese possibilitou argumentar o quanto alguns parâmetros, como o tipo de agregado de um concreto ou a idade de uma amostra, podem influenciar positiva ou negativamente os resultados obtidos em um programa experimental de simulação de incêndio e, conseqüentemente, em uma situação real de uma estrutura de concreto que sofreu ações térmicas procedentes de um cenário de incêndio.

Em relação aos objetivos propostos, foi possível avaliar em profundidade e consistência o comportamento (em pilares) do concreto de alta resistência submetido a elevadas temperaturas. Destacando, nesse contexto, que o Capítulo 5 foi de fundamental importância para compreender o estudo experimental realizado, pois nesse capítulo foi apresentada de forma abrangente uma revisão bibliográfica dos principais programas experimentais de simulação de incêndio envolvendo pilares de concreto de alta resistência.

Além disso, acredita-se que os dados divulgados nesta tese, tanto no experimento principal de simulação de incêndio, quanto nos ensaios de propriedades residuais, contribuam de fato para subsidiar as análises térmicas computacionais, bem como os procedimentos de dimensionamento estrutural de projetos de engenharia que envolvam, em especial, pilares de concreto armado de alta resistência.

Quanto aos resultados obtidos no ensaio principal de simulação de incêndio, destaca-se que o pilar protótipo de concreto colorido armado de alta resistência teve um bom desempenho, comportando-se de forma íntegra e que o emprego de óxido de ferro (Fe_2O_3), principal originalidade desta pesquisa, pode atuar também como um excelente termômetro natural, auxiliando na avaliação da estrutura pós-incêndio, através de indicadores colorimétricos.

Quanto aos resultados obtidos nos ensaios de propriedades residuais, observa-se que o emprego de exames de caracterização mineralógica e de análises térmicas pode contribuir potencialmente para avaliação de estruturas que sofreram intensa ação do calor, procedente de um cenário de incêndio. Nos ensaios de propriedades residuais propostos, foi possível constatar uma mineralogia diferenciada e redução abrupta de massa, as quais foram condizentes com as partes mais degradadas do concreto, na região da periferia da seção transversal do elemento. Destaca-se que essas regiões degradadas também coincidem com os índices colorimétricos e, por conseguinte, com as mais altas temperaturas, conforme apontado no Capítulo 7.

Neste contexto, enfatiza-se que os resultados obtidos nos ensaios de propriedades residuais não podem ser considerados diretamente na avaliação do comportamento do material durante o evento de simulação de incêndio, pois parte de suas propriedades é de fato recuperada na etapa de resfriamento (pós-incêndio). O caso mais expressivo deste fenômeno está relacionado com as armaduras de aço que estão no interior do elemento de concreto armado: durante o incêndio, dependendo do posicionamento e da temperatura, podem perder da ordem de 75% ou mais de sua resistência mecânica à tração; a qual pode ser quase integralmente recuperada dependendo do método de resfriamento e da temperatura máxima atingida.

Considera-se, também, que esta tese possibilitou desmistificar algumas crenças e dúvidas do meio técnico quanto ao fenômeno de ocorrência de *spalling* e, principalmente, quanto ao desempenho especificamente do concreto de alta resistência, quando submetido a elevadas temperaturas.

Neste contexto, destaca-se que a ocorrência de *spalling*, parece ser um fenômeno aleatório, dependente de uma série de fatores, entre os quais os principais são: a geometria e tamanho da seção transversal da amostra, a configuração da armadura, a idade do concreto, a natureza petrográfica do agregado graúdo, entre outros.

Enfatiza-se, novamente, o quanto um concreto pode possuir desempenho singular frente às ações térmicas, simplesmente pela mudança litológica do agregado, independentemente de sua resistência mecânica, por exemplo. Portanto, é possível afirmar, seguramente, que dois concretos possuam a mesma classe de resistência

mecânica e comportamentos distintos perante a ação do fogo, desde que seja condicionado o tipo de agregado durante o procedimento de dosagem do traço.

Em outro aspecto, destacam-se a importância da caracterização das propriedades térmicas do concreto colorido de alta resistência. Entende-se que a maior parte do comportamento do material concreto em altas temperaturas está de fato relacionada às suas propriedades térmicas intrínsecas, portanto, torna-se necessário o conhecimento desses valores para uma avaliação completa de seu desempenho em situação de incêndio.

Este trabalho possui, portanto, a intenção de contribuir com o conhecimento das premissas e requisitos necessários para o desenvolvimento de novos estudos experimentais que envolvam elementos de concreto de alta resistência, apresentando em detalhes os experimentos realizados e propondo algumas diretrizes coerentes e de fácil implementação em futuras pesquisas.

No entanto, muito daquilo que foi apresentado é caracterizado por pioneirismo e, portanto, passível de ajustes e aperfeiçoamentos pertinentes. Reitera-se, mesmo assim, que se procurou apresentar todas as etapas do programa experimental em detalhes para possibilitar uma eventual reprodutibilidade ou subsidiar pesquisas, ensaios e análises correlatas.

Especificamente, quanto ao material concreto de alta resistência, observa-se que de fato o mesmo possui uma massa específica mais alta e maior compactação – o que teoricamente⁵⁴ promove um cenário propício para uma pressão de água mais elevada no interior da massa de concreto (poro-pressão), gerada durante exposição ao fogo, a qual não consegue ser extravasada –, porém outros fatores importantes podem e devem ser considerados.

Por exemplo, o concreto de alta resistência possui bem menos⁵⁵ quantidade de água que o concreto normal e, além disso, sua resistência à tração também é bem

⁵⁴ Teoria internacionalmente conhecida por “*moisture clog model*”, defendida por Shorter e Harmanthy (1965) *apud fib Bulletin* nº38 (2007) comentada no Capítulo 3 desta tese.

⁵⁵ No caso específico do edifício e-Tower apenas 135 litros de água por metro cúbico de concreto.

superior⁵⁶, ou seja, há uma combinação de efeitos negativos e positivos. Portanto, destaca-se que a baixa permeabilidade na suscetibilidade de *spalling* do concreto de alta resistência pode ser compensada (ou até superada) pelo efeito da elevada resistência à tração. Observa-se que esse efeito compensador realmente existe, já foi apontado por Ali (2002) e, de fato, deve ser adequadamente considerado quando do uso de concreto de alta resistência.

8.2 Reabilitação da estrutura

Uma menção importante deve ser ressaltada, ainda, quanto ao universo da reabilitação de estruturas de concreto armado, as quais sofreram degradações generalizadas procedentes de incêndios. Dentro do contexto de incêndios caracterizados por materiais celulósicos, mesmo de grande intensidade, é possível que a estrutura de concreto armado recupere grande parte de suas propriedades iniciais, propiciando uma intervenção corretiva adequada, desde que a estabilidade global não tenha sido comprometida pelas ações térmicas, em princípio, severas.

Apesar do cenário de uma estrutura de concreto incendiada ser muito desolador e causar fortes impressões negativas, à luz da engenharia, o problema pode ser mais estético do que estrutural. No entanto, evidentemente, a estrutura deve ser inspecionada ou periciada por um profissional especialista qualificado, embasada por recursos experimentais para caracterização apropriada das propriedades residuais da estrutura de concreto armado, sendo muitos destes recursos abordados ao longo desta tese.

Isto posto, é difícil imaginar, em princípio, a decisão de demolição⁵⁷ de uma estrutura de concreto armado que foi submetida a elevadas temperaturas procedente de um cenário de incêndio, sendo muito mais comum e recorrente intervenções corretivas de reabilitação por reparos e reforços estruturais, desde que haja o embasamento de uma perícia técnica detalhada e respectiva viabilidade financeira (em termos de investimentos de recursos por parte do interessado para eventual reabilitação estrutural).

⁵⁶ No caso específico do edifício e-Tower a resistência característica à tração na flexão aferida aos 28 dias de idade (na época da obra), foi equivalente a 10MPa (HELENE; HARTMANN, 2003).

⁵⁷ A demolição pode ocorrer mais pelo motivo de comoção social de que por necessidade técnica.

8.3 Recomendações para continuidade dos estudos

A partir da realização desta tese e, considerando também todos os aspectos pertinentes ao pioneirismo, entende-se que podem ser desenvolvidos trabalhos futuros para continuidade dos estudos relacionados com os temas abaixo:

- Estudar profundamente outras propriedades residuais do concreto armado de alta resistência pós-incêndio que não foram abordadas no estudo experimental desenvolvido nesta tese, tais como módulo de elasticidade, porosidade do concreto, ductilidade do aço das armaduras, etc.;
- Explorar, através de extenso programa experimental, o assunto relacionado quanto à caracterização das propriedades térmicas do concreto (propriedades iniciais), através de pastilhas padronizadas, conforme introduzido no Capítulo 6 desta tese. Poder-se-ia ensaiar pastilhas do próprio concreto, somente da rocha do agregado graúdo e somente da argamassa ou da pasta que compõem o concreto de alta resistência objeto do estudo.

8.4 Transferência deste conhecimento à sociedade e ao meio técnico

Em outubro de 2010 foi submetido um artigo técnico referente ao estudo desenvolvido nesta tese ao *ACI Materials Journal*, vinculado ao *American Concrete Institute (ACI)*, um dos mais renomados *journals* da comunidade internacional com muita visibilidade em todo o mundo. No momento, esse artigo está sob avaliação dos revisores científicos.

Além disso, esta pesquisa integra o Projeto Mídia Ciência da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), sob vínculo da Dra. Carla Neves Costa, aluna do Núcleo de Divulgação Científica da Escola de Comunicações e Artes da Universidade de São Paulo, bolsista de jornalismo científico (JC-IV). A finalidade do projeto Mídia Ciência é apoiar a execução de propostas de pesquisas jornalísticas que resultem na produção de documentos de divulgação em veículos de comunicação de qualquer natureza (jornais, revistas, rádio, televisão, mídia eletrônica, etc.).

Complementando, devido ao desenvolvimento desta pesquisa, este pesquisador foi convidado, como autor principal, da elaboração do capítulo “Ação do fogo no concreto” do livro “Concreto: Ciência e Tecnologia” a ser publicado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) com lançamento previsto de durante o 53º Congresso Brasileiro do Concreto, que se realizará em Florianópolis, Santa Catarina, Brasil, de 01 a 04 de novembro de 2011.

Finalizando, os conhecimentos adquiridos nesta tese serão transferidos ao meio técnico através de artigos, consultorias, pareceres, palestras, seminários, bem como contribuições à normalização junto à Comissão de Estudos do Comitê Brasileiro de Segurança Contra Incêndio (ABNT / CB 24).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMS, D. A. **Design of concrete mixtures**. Chicago: Structural Materials Research Laboratory, 1924. p.1-20. (Publications of the Structural Materials Research Laboratory – Bulletin 1).

ABRAMS, M. S.; GUSTAFERRO, A. H. Fire endurance of concrete slabs – As influenced by thickness, aggregate type, and moisture. **Journal of the PCA Research and Development Laboratories**, v.9, p.9-24, May 1968.

ABRAMS, M. S. **Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F**. ACI Special Publication 25-2. Detroit : American Concrete Institute, 1971. p.33-58.

AITCIN, P-C. **Concreto de alto desempenho**. São Paulo: Pini, 2000. 662 p.

ALI, F. A.; O'CONNOR, D., ABU-TAIR, A. Explosive spalling of high-strength concrete columns in fire. *Magazine of Concrete Research*, v. 53, n. 3, p. 197-204, Jun. 2001.

ALI, F. Is high strength concrete more susceptible to explosive spalling than normal strength concrete in fire? **Fire and Materials**, n.26, p. 127-130, 2002.

ALMEIDA, I. R. de; GONÇALVES, J. R. A.; SHEHATA, L. C. D. Exemplos de obra em concreto de alta resistência realizados no Brasil. In: REUNIÃO DO IBRACON, 37., 1995, Goiânia, GO. **Anais...** Goiânia, GO: IBRACON, 1995. v.2, p. 435-450.

ALONSO, M.C.; FERNANDEZ, L. Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments. **Journal of Materials Science**, v.39, p.3015-3024, 2004.

ALONSO, M.C. Influence of fire in the damages of concrete in the Windsor building. **Int. Cong. on Fire Safety in tall Buildings**, p.111-127, 2006.

ALONSO, M.C. Assessment of post-fire reinforced concrete structures. Determination of depth of temperature penetration and associated damage. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE REPAIR, REHABILITATION AND RETROFITTING, 2008, South Africa. **Proceedings**. [S.l : s.n.], 2009.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-05; ACI 318R-05**: building code requirements for structural concrete and commentary. Detroit, 2005. 430 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08**: building code requirements for reinforced concrete. Detroit, MI, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 216.1-07/TMS-0216-07**: code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry construction assemblies. Michigan, 2007. 28 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 216R-89**: guide for determining the fire endurance of concrete elements. Farmington Hills, Michigan, 1989. 48 p. Reapproved 1994.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Committee 363**: state-of-the-art report on high strength concrete. Detroit, Mich., c1992. 1 v.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 50-90-05**: Standard test methods for chemical analysis of yellow, orange, red, and brown pigments containing iron and manganese. W. Conshohocken, PA : ASTM International, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 153-84-08**: Standard test methods for specific gravity of standard: pigments. W. Conshohocken, PA : ASTM International, 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 1208-96-07**: Standard test methods for common properties of certain pigments. W. Conshohocken, PA : ASTM International, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 119-07**: standard test methods for fire of building construction and materials. W. Conshohocken, PA: ASTM International, 2007. 22 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 1461-07**: Standard test method for thermal diffusivity by the flash method. W. Conshohocken, PA : ASTM International, 2007.

ANDERBERG, Y.; HOLMBERG, S. Concrete structures an fire: computer simulations and design method for fire-exposed concrete columns. **Fire Safety Design**, p. 3-37, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, ABNT 2001. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, ABNT 2007. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7389-2**: agregados – análise petrográfica de agregado para concreto: parte 2: agregado graúdo. Rio de Janeiro, ABNT 2009. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: concreto para fins estruturais: classificação por grupos de resistência. Rio de Janeiro, 2009. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860**: glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: exigência de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 2001. 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2004. 17 p.

BATTISTA, R. C.; BATISTA, E. M.; CARVALHO, E. M. L. Reabilitação estrutural do prédio do aeroporto Santos Dumont após danos causados por incêndio. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Puerto Rico*, v. 1, n. 1, p. 51-60, 2001.

BICKLEY, J. A.; MITCHELL, D. **A state-of-the-art review of high performance concrete structures built in Canada**: 1990-2000. Toronto, Canada: Cement Association of Canada, 2001. 122 p.

BOMBEIROS Emergência: preservação da vida, do meio ambiente e do patrimônio. Disponível em: <<http://www.bombeiroemergencia.com.br/incendio.htm>>. Acesso em: novembro de 2007.

BRANDÃO, A. M. da S. Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto. 1998. 137 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BRE BOOKSHOP. **BS 8110:2004**: fire safety of concrete structures: background to BS8110 fire design. Watford, 2004. 47p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 8500-1:2006**: concrete: complementary British Standard to BS EN 206-1: method of specifying and guidance for the specifier. London, 2006. 66 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 1881-203:1986**: testing concrete: recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. Withdrawn, 1986. 26p.

BROOKER, O. **How to design concrete structures using Eurocode 2**: getting started. Camberley, Surrey, GU: The Concrete Centre, 2005. 8 p.

CABRITA NEVES, I.; RODRIGUES, J. P. C.; LOUREIRO, A. P. Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating. **Journal of Materials in Civil Engineering**, p.189-194, Nov. 1996.

CALAVERA RUIZ, J. et al. Comportamiento de la estructura del edificio Windsor de Madrid frente AL incêndio sufrido. **Ingenieria Estructural**, n.37, p.27-39, Abr. 2005.

CHAN, S.Y.N.; PENG, G.; CHAN, J.K.W. Comparison between high-strength concrete and normal-strength concrete subjected to high temperature. **Materials and Structures**, v.29, n.12, p.616-619, 1996.

CHANA, Pal; PRICE, Bill. The Cardington fire test. **Concrete** (London), v.37, n.1, p. 28-33 Jan. 2003.

CEB-*fib* COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **Fire design of concrete structures**: in accordance with CEB/FIP model code 90 (final draft). Lausanne, 1991. 1 v. (Bulletin d'information; 208).

CEB-*fib* COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **Design of concrete structures for fire resistance**: preliminary draft of an appendix to the CEB-FIP model code (december 1981). Lausanne, 1982. 1 v. (Bulletin d'information; 145).

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. 2002. 241 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU 2002, 2002, São Paulo. – **Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano**. São Paulo: NUTAU/FUPAM/FAUUSP, 2002a. 1 CD-ROM.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Considerações sobre a segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU: DEMANDAS SOCIAIS, INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS E A CIDADE, 2004, São Paulo. **Resumos**. São Paulo: NUTAU-USP, 2004. Disponível em: <www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/fire_safety/Nutau2004_concreto.pdf>. Acesso em: novembro de 2007.

COSTA, C.N.; SILVA, V.P. Dimensionamento de pilares em situação de incêndio, conforme a nova NBR 15200:2004: uma análise crítica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Olinda. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2005. v.3 p.76-89. ISBN 85-98576-07-7.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU: Tecnologia de Durabilidade, 2006, São Paulo. **Resumos**. São Paulo: NUTAU-USP, 2006.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 405 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

CUNHA, J. C.; ANGELO, A. M. V.; LAGINHA NETO, J. M. A recuperação da estrutura incendiada de um hipermercado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Recife, PE. **Anais...** Recife, PE: IBRACON, 2006. v. III p.27-40.

CUOGHI, R. de S. Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio. 2006. 254 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

DNPM (DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL). Sumário mineral: agregados para construção civil, 2006. Disponível em: <www.dnpm.gov.br/>. Acesso em: nov. 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2**: design of concrete structures: part 1-2: general rules: structural fire design. prEN 1992-1-2. Brussels, Belgium, 2003. 106 p.

FARNY, J. A.; PANARESE, W. C. **High-strength concrete**. Skokie, Ill.: Portland Cement Association, 1994. 53 p.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling – State-of-art report**. Lausanne, *fib* 2007. 97p. (Bulletin d'information; 38).

FURNAS, Laboratório de Concreto; Andrade, W.P. (Ed.). **Concretos**: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades. São Paulo : Pini, 1997. 1v.

GARBOCZI, E. J.; BENTZ, D. P. Modelling of the microstructure and transport properties of concrete. **Construction and Building Materials**, Reigate, v. 10, n. 5, p. 293-300, 1996.

GROSSHANDLER, W. **Fire resistance determination and performance prediction research needs workshop**: proceedings. Gaithersburg, Md.: U.S. Dept. of Commerce, Technology Administration, National Institute of Standards and Technology, 2002. NISTIR 6890. Disponível em: <<http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/fire02/PDF/f02026.pdf>>. Acesso em: novembro de 2007.

HAMADA, M. et al. **Study on fire resistance of reinforced concrete columns with ultra high strength material**: part 10. Result of fire resistance test under load for FC120. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p.77-78, 2005. (in Japanese).

HARRIS, T. **How fire works**. 14 May 2002. HowStuffWorks com. <[HTTP://science.howstuffworks.com/environmental/earth/geophysics/fire.htm](http://science.howstuffworks.com/environmental/earth/geophysics/fire.htm)> Acesso em: 01 Nov. 2010.

HARTMANN, C. T. Recorde mundial em concreto de alto desempenho colorido. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45., 2003, Vitória, ES. **Anais...** Vitória, ES, 2003. 1 CD-ROM.

HEGGER, J. High-strength concrete for a 186 m high office building in Frankfurt, Germany. **Engineering Structures**, Guildford, v. 18, n. 11, p. 850-854, 1996.

HELENE, P.R.L.; HARTMANN, C.T. HPCC in Brazilian office tower. **Concrete International**, v.25, n.12, p. 64-68, Dec. 2003.

HELENE, P.R.L.; HARTMANN, C. T. Concretos de alta resistência. **Téchne**, n. 81, p. 70-73, dez. 2003.

HELENE, P.R.L. Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland. São Paulo, 1987. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1987.

HELENE, P.R.L. LOTURCO, B. Desempenho elevado. **Téchne**, n. 100, p. 34-39, jul. 2005.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo : Pini, 1992. 349p. ISBN 85-7266-007-0

HOFF, G.C.; BILODEAU, A.; MALHOTRA, V.M. Elevated temperature effects on HSC residual strength. **Concrete International**, v.22, n.4, p.41-47, Apr. 2000.

HOLMES, M. et al. The effects of elevated temperatures on the strength properties of reinforcing and prestressing steels. **Structural Engineer**, v.60B, p.7-13, 1982.

IDO, Y. et al. **Study on fire resistance of reinforced concrete columns with high strength concrete**. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 79-80, 2007. (in Japanese).

INGENIERIA ESTRUCTURAL. Buenos Aires : Asociación de Ingenieros Estructurales, v.15. n.37, abr. 2007. ISSN 1667-1511.

INTERNATIONAL CODE COUNCIL. **International Building Code**. New York: ICC, 2009. 704 p.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS . **Verificação da resistência em pilares de concreto**. São Paulo : IPT, 2010. 22p. (RT-115 679-205)

JACOB, C. J. Bureau de Recherche Géologiques et Minières. **Synthesis of wollastonite from natural materials without fusion**. USA. US 3966884. 20 jun. 1974, 29 jun. 1976. United States Patent, 1976. Disponível em: <<http://www.freepatentsonline.com/3966884.pdf>> Acesso em: 25 nov.2010.

JACOBS, J.-P. **Comprehensive fire protection and safety with concrete**. Brussels, Belgium: British Cement Association, British Ready-mixed Concrete Association, British Precast Concrete Federation and the Cement Admixtures Association, 2007. 30 p.

KALIFA, Pierre; MENNETEAU, François-Dominique; QUENARD, Daniel. **Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures**. Cement and Concrete Research, N° 30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2000.

KAWAI, T. **State-of-the-art report on high strength concrete in Japan: recent developments and applications**. In: The Japan Society of Civil Engineers – JSCE – Viet Nam Federation of Civil Engineering Association – VIFCEA – Joint Seminar on Concrete Engineering. Viet Nam, 2005. p. 87-107.

KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, New York, v. 2, n. 4, p. 429–447, 2000.

KHOURY, G.A.; ANDERBERG, Y. **Fire safety design: concrete spalling review**. [S.l.] : Swedish National Road Administration, June 2000. 60p. (Relatório Técnico).

KHOURY, G. A.; MAJORANA, C. E.; PESAVENTO, F.; SCHREFLER, B. A. Modelling of heated concrete. **Magazine of Concrete Research**, London, v. 54, n. 2, p. 77-101, Apr. 2002.

KIKUTA, S. **Study on fire resistance of reinforced concrete columns with ultra high strength concrete**. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 17-20, 2006. (in Japanese).

KNAACK, A M.; KURAMA, Y. C.; KIRKNER, D. J. Compressive strength relationships for concrete under elevated temperatures. **ACI Materials Journal**, v.107, n.2, p. 164-175, Mar.-Apr. 2010.

KODUR, V.K.R.; DWAIKAT, M.B.; FIKE, R.S. An approach for evaluating the residual strength of fire-exposed RC beams. **Magazine of Concrete Research**, London, v.62, n.7, p.479-488, July 2010. DOI: 10.1680/macr.2010.62.7.479.

KODUR, V.K.R. **Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns**. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC, 2005. (Report NRCC-47729). Disponível em: <<http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/nrcc47729/>>. Acesso em: novembro de 2007.

KODUR, V.K.R. **Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns**. Canada : IRC/NRC, 2000. 146p. (NCR-CNRC Internal Report 819).

KODUR, V.K.R.; SULTAN, M.A. **Structural behavior of high strength concrete columns exposed to fire**. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC, 1998. Report NRCC-41736. Disponível em: <<http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/nrcc41736/>>. Acesso em: novembro de 2007.

KODUR, V.K.R. **World trade center ensinamentos para engenharia**. São Paulo: Instituto de Engenharia, 2010. (Palestra no Instituto de Engenharia). Evento realizado em 10/03/2010.

KOTTEK, M.J. et al. World map of the Koppen-Geiger climate classification updated. **Journal Meteorologische Zeitschrift**, v.15, p.259-263, 2006. DOI: 10.1127/0941-2948/2006/0130.

KURODA, Y. et al. **An experimental study on high strength concrete resistant to spalling under fire attack: part 2. Fire tests on small specimen**. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 941-942, 2000. (in Japanese).

KUROIWA, S.; KOBAYASHI, Y.; BABA, S. **Fire resistance of high strength RC column incorporating polypropylene fibers**. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p.35-36, 2001. (in Japanese).

LENNON, T. **Fire safety of concrete structures: background to BS 8110 fire design**. Watford, UK: Building Research Establishment, 2004. 44 p. (BR; 468).

LEONARDO Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007. **Handbook 5**: design of buildings for the fire situation. Luxembourg: European Commission, 2005. Implementation of Eurocodes.

LIE, T.T.; ROWE, T.J.; LIN, T.D. Residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns. Reprinted from Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete. **ACI SP-92-9**. Canada : American Concrete Institute, 1986. p.153-174. (IRC Paper n.1412)

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

LIMA, R. C. A. de; KIRCHHOF, L. D.; CASONATO, C. A.; SILVA FILHO, L. C. P. da. Efeito de altas temperaturas no concreto. In: SEMINÁRIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES - NOVOS MATERIAIS E TECNOLOGIAS EMERGENTES, 2., 2004, Porto Alegre, RS. Anais... Porto Alegre, RS, 2004. Disponível em: <http://www.ppgec.ufrgs.br/leme/seminario/LEME_30anos_Rogério.pdf>. Acesso em: novembro de 2007.

MATSUDO, M. et al. Study on fire resistance of reinforced concrete columns with ultra high strength material: part 9. Outline of fire resistance test under load. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 75-76, 2005. (in Japanese).

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo : IBRACON, 2008. 674p.

MICHIKOSHI, S. Thermal stress analysis of RC column members. Fire Science and Technology, v.27, n.2, p. 281-303, 2008.

MIYAMOTO, K. et al. Experimental study on ultra high strength concrete: part 6: FIRE resistance of reinforced concrete columns. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2). p. 481-482, 1992. (in Japanese).

MORITA, T. et al. An estimation method for fire resistance of reinforced concrete elements considering spalling. Proceedings of the 1st Fib Congress. 2002. p. 119-128.

MORITA, T. An experimental study on improvement of spalling behavior of high-strength concrete elements under fire attack. J. Struct. Constr. Eng., AIJ, n.544, p. 171-178, June, 2001.

MOSS, R. M.; BROOKER, O. **How to design concrete structures using Eurocode 2: columns**. Camberley, Surrey, GU: The Concrete Centre, 2006. 8 p.

MOTA, M. B. R.; MORENO, R. B. Z. L. Estudo de difusão de calor em concretos sob a ação do fogo. In: CONGRESSO INTERNO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS, 13., 2005, Campinas. Caderno de Resumos. Campinas, 2002. Trabalho T880. Disponível em: <<http://www.prp.rei.unicamp.br/pibic/congressos/xiiicongresso/paineis/024548.pdf>>. Acesso em: novembro de 2007.

NEVILLE, A. M. **Properties of concrete**. 3rd ed. London; Marshfield, Mass.: Pitman, 1981. 779 p.

NINCE, A A. et al. Influência das fibras de polipropileno no comportamento do concreto de alta resistência endurecido, submetido à ação térmica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45., 2003, Vitória, ES. **Anais**. São Paulo : IBRACON, 2003.

NISHIDA, A . et al. **An experimental study on high strength concrete resistant to spalling under fire attack**: part 3. Fire test on column specimen. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 943-944, 2000. (in Japanese).

NISHIGAKI, T. et al. **Fire resistance of RC structure with high strength concrete (F_c 100 N/mm²)**. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 209-212, 1997. (in Japanese).

NIWA, H. et al. **Fire resistance performance of high strength RC columns**: part 1. Outline of fire resistance test under load. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 253-254, 2008. (in Japanese).

NOLDIN JUNIOR, J.H. **Contribuição ao estudo da cinética de redução de briquetes auto-redutores**. 2002. 130 p. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia. Rio de Janeiro , 2002.

NOUMOWE, A; GALLE, C. **Study of high strength concretes at raised temperature up to 200° C: thermal gradient and mechanical behaviour.** In: Transactions, SMIRT, 16., 2001, Washington. [S.l. : s.n.], 2001. (Paper, n. 1580)

ONGAH, R.; MENDIS, P. A.; SANJAYAN, J. G. **Fire performance of high strength reinforced concrete walls.** In: AUSTRALASIAN CONFERENCE ON THE MECHANICS OF STRUCTURES AND MATERIALS, 17., 2002, Gold Coast, Austrália. **Proceedings...** Lisse: Balkema, 2002. p. 199-204. Disponível em: <http://www.civenv.unimelb.edu.au/aptes/publications/Fire-HSC_walls.pdf>. Acesso em: novembro de 2007.

PARK Chan-Kyu et al. Effect of the spacing and section size on fire resistance of high-strength concrete column. In: CONSEC'07 Tours, France. 2007. p. 1675-1682.

PARK Chan-Kyu; LEE Seung Hoo. Fire resistance of ultra high strength concrete columns with cover depth. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ACF/VCA, 3., 2008, Viet Nam. **Proceedings.** Viet Nam : Institute for Building Materials, 2008. p. 1002-1007.

PHAN, L. T. High-strength concrete at high temperature: an overview. In: BUILDING and fire research laboratory. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, 2002. Disponível em: <<http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build02/PDF/b02171.pdf>>. Acesso em: novembro de 2007.

PHAN, L. T.; CARINO, N. J. Code provisions for high strength concrete strength-temperature relationship at elevated temperatures. Materials and Structures, Paris, v. 36, n. 2, p. 1871-1873, Mar. 2003.

PHAN, L. T.; CARINO, N. J. Fire performance of high strength concrete: research needs. In: BUILDING and fire research laboratory. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, 2000. Disponível em: <<http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build00/PDF/b00104.pdf>>. Acesso em: novembro de 2007.

PHAN, L. T.; CARINO, N. J. Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature. Journal of Materials in Civil Engineering, New York, v. 10, n. 1, p. 58-64, Feb. 1998.

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

Standard and Technology, 1996. NISTIR 5934. Disponível: <<http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build96/art075.html>>. Acesso em: novembro de 2007.

PHAN, L.T.; CARINO, N. J. Effects of test conditions and mixture proportions on behavior of high-strength concrete exposed to high temperatures. *ACI Materials Journal*, Detroit, Mich., v. 99, n. 1, p. 54–66, Jan./Feb. 2002.

POWERS, T.C. The nature of concrete. Illinois: American Society for Testing and Materials, 1966. p.61-72. (ASTM Special Technical Publication n.169-A).

PURKISS, J. A . **Fire safety engineering design of structures**. Oxford : Butterworth-Heinemann, 1996. 369p.

ROSENQVIST, T. **Principles of extractive metallurgy**. 2nd ed. Trondheim : Tapir Academic Press, c2004. 506p.

ROSS, H.U.; ADAMS, D.M.; MARSHALL, T. Physical chemistry. In: ___ **Direct reduced iron**: technology and economics of production and use. Warrendale : Iron and Steel Soc of AIME, 1980. p.09-48.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. **Instrução técnica n. 02/2004**: conceitos básicos de segurança contra incêndio. São Paulo, 2004. 130 p. Disponível em: <http://www.bombeiros.com.br/br/utpub/instrucoes_tecnicas/IT%2002.pdf>. Acesso em: novembro de 2007.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. **Instrução técnica n. 07/2004**: separação entre edificações (isolamento de risco). São Paulo, 2004. 191 p. Disponível em: <http://www.bombeiros.com.br/br/utpub/instrucoes_tecnicas/IT%2007.pdf>. Acesso em: novembro 2007.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. **Instrução técnica n. 08/2004**: segurança estrutural nas edificações: resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2001. 216 p.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. **Instrução técnica n. 008/2010**: resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2010. 12 p. (em Revisão)

SEITO, A I. et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo : Projeto, 2008. 496p.

SILVA, V.P. Fire design of reinforced concrete columns. An alternative to the tabular method presented by the Brazilian standard NBR 15200:2004. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v.1, n.4, p.331-392, Dec. 2008. ISSN 1983-4195.

SHINTARO, M. A study on compressive strength and strain behavior of concrete at high temperatures: chapter 5. Thermal stress analysis of RC column members. **Fire Science and Technology**, v.27, n.2, p. 281-303, 2008.

SOUZA, A A A; MORENO JR., A L.; BIZZO, L.B.P. Efeito do fogo no concreto: avaliação da influência do tipo de agregado e da rehidratação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Olinda, RE. **Anais**. São Paulo : IBRACON, 2005. P. 91-106.

STOOKEY, S. **Significant changes to the International Fire Code**. New Jersey : International Code Council, 2009. 278p.

SULLIVAN, P. J. E. **Deterioration and spalling of high strength concrete under fire**. Sudbury: HSE Books, 2001. vi, 77 p.

SUPRENTANT, B. Evaluating fire-damaged concrete: concrete and reinforcing steel properties can be compromised at elevated temperatures, **Fire Safety of Concrete Structures, ACI SP-80**. Michigan: American Concrete Institute, 1983.

TAERWE. L. **Fire design of concrete structures**: structural behavior and assessment. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2008. 208 p. (Bulletin. Fédération Internationale du Béton; v. 46). State-of-art report prepared by Working Party 4.3.

TAN, K.H.; YAO, Y. FIRE resistance of four-face heated reinforced concrete columns. **Journal of Structural Engineering**, v.129, n.9, p.1220-1229, Sept. 2003.

TASHIMA, M.M. et al. Estudo da difusividade térmica de um concreto com basalto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46., 2004, Florianópolis, SC. **Trabalho CBC0250**. São Paulo : IBRACON, 2004. v.2. p.808-817.

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. London: Academic Press, 1990. 475 p.

THE CONCRETE CENTRE. Concrete and fire: using concrete to achieve safe, efficient buildings and structures. Camberley, Surrey, England, 2004. Disponível em:

<<http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/DataBase/References/Concrete%20&%20Fire%203557%20lo%20res.pdf>>. Acesso em: novembro 2007.

TIPLER, P. A. **Física para cientistas e engenheiros, v.1: mecânica, oscilações e ondas, termodinâmica**. Rio de Janeiro: LTC., 2006, 793 p.

UNITED STATES OF AMERICA. Department of Energy. **DOE fundamental handbook: thermodynamics, heat transfer, and fluid flow**. Washington, DC, 1992. 3 v.

VIADUC de Millau. Disponível em: <<http://www.leviaducdemillau.com/index.php4?lang=FR>>. Acesso em: novembro de 2010.

VIVABRAZIL. Imagem do Cristo Redentor (Rio de Janeiro) Disponível em: <http://www.vivabrazil.com/vivabrazil/rio_de_janeiro.htm> Acesso em: janeiro de 2011.

YAMAZAKI, N.; NISHIDA, A .; MORITA, T. **Fire resistance of high strength concrete elements**: part 3. Experimental study on measures of prevention against spalling. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 233-234, 1996. (in Japanese).

YOSHINO, S. et al. **Study on fire resistance of reinforced concrete columns with ultra high strength material**: part 12. Result of fire resistance test of full scale. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (A-2), p. 81-82, 2005. (in Japanese).
