

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANA BEATRIZ RODRIGUES VESPASIANO

**ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO:
ESTUDO DE CASO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO
2016

ANA BEATRIZ RODRIGUES VESPASIANO

**ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentada como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Lucas
Boabaid Ibrahim

TOLEDO

2016



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 19

Estruturas de concreto armado em situação de incêndio: estudo de caso

por

Ana Beatriz Rodrigues Vespasiano

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 13:00 h do dia **10 de Junho de 2016** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof Me. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Profª Me. Lúcia Bressiani
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr Lucas Boabaid
Ibrahim
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Talvez eu não cite todos aqueles que fizeram parte desta fase tão importante da minha vida que foi a faculdade e o TCC, portanto já peço desculpas àqueles que não terão o nome aqui citados, mas com certeza estão em meu pensamento.

Ao Professor Dr. Lucas Boabaid Ibrahim, o meu agradecimento pela orientação e paciência comigo ao longo deste trabalho.

Agradeço aos mestres, Lucia Bressiani e Gustavo Savaris pelas sugestões para melhorar o conteúdo e a estrutura do trabalho.

Agradeço aos meus amigos da UTFPR por entenderem os meus momentos de dedicação a este trabalho.

Aos meus familiares e meu namorado a minha eterna gratidão, por compreenderem minha ausência em alguns momentos. Pelo seu apoio e amor incondicional quando eu já não tinha mais forças para escrever.

A Deus, por estar presente em tudo o que eu faço e por nunca me deixar desistir.

VESPASIANO, Ana B. R. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio: estudo de caso. 2016. 70 f. Trabalho de conclusão de curso, Graduação em Engenharia civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2016.

RESUMO

Este trabalho consiste em um estudo de caso de uma edificação industrial que foi acometida por um incêndio que atingiu três níveis diferentes, sendo dois níveis correspondentes à área destinada a paletização e um nível destinado à caixaria. O fogo altera as propriedades do concreto e do aço provocando patologias que prejudicam a estabilidade da estrutura. Os temas segurança contra incêndio e patologias em estruturas de concreto não são apresentados como disciplinas optativas nas grades dos cursos de engenharia civil, por isso fez-se necessária a elaboração deste trabalho. Propôs-se levantar as patologias causadas pelo incêndio, descrever o reparo realizado pela empresa contratada e compará-lo com possíveis soluções apresentadas na bibliografia. O levantamento das patologias foi realizado através de análise de um laudo técnico de incêndio fornecido pela empresa que teve sua estrutura danificada pelo fogo. As principais patologias pontuadas pela empresa B que acometeram os elementos estruturais foram lascamentos de concreto, ruptura de lajes, vigas e pilares, alterações na cor do concreto, corrosão das armaduras e fissuração. Com o estudo da literatura existente entendeu-se que a corrosão das armaduras não foi decorrente do incêndio, uma vez que ela não ocorre de imediato. Os reparos estruturais seguiram de acordo com a literatura exceto pelo fato de não haver indícios de proteção das armaduras corroídas com inibidores de corrosão e o reparo dos pilares, vigas e lajes ter sido feito de forma contrária ao que diz a literatura. A bibliografia sugere que o elemento que possua esforços solicitantes de compressão seja confeccionado com concreto de maior resistência e o elemento cujos esforços solicitantes sejam de flexão simples, deverão ser confeccionados em concreto com menor resistência. A empresa responsável pelos reparos da edificação, no entanto executou pilares com resistência de 30 MPa e vigas e lajes com resistência de 40 MPa.

Palavras-chave: concreto armado, patologia, incêndio, reparo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Etapas de um incêndio real.....	15
Figura 2 - Curva ISO 834 de materiais celulósicos.	17
Figura 3 - Curva de hidrocarbonetos, curva H.....	18
Figura 4 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.	22
Figura 5 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.	23
Figura 6 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.	25
Figura 7- Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.	26
Figura 8 - Fluxograma das etapas de elaboração do trabalho.	33
Figura 9 - Área de caixaria danificada após o incêndio.	35
Figura 10 - Lascamento do concreto da laje, paletização 1º nível.	38
Figura 11 - Lascamento do concreto de um pilar, paletização 2º nível.	38
Figura 12 - Delaminação gradual do concreto, paletização 2º nível.....	39
Figura 13 - Delaminação gradual do concreto em uma viga, paletização 1º nível.	39
Figura 14 - Ruptura de pilar, caixaria 3º nível.	42
Figura 15 - Ruptura de pilar, caixaria 3º nível.	43
Figura 16 - Reparo de pilar, paletização 2º nível.....	43
Figura 17 - Ruptura do consolo do pilar, paletização 1º nível.	44
Figura 18 - Pilar com ruptura no engaste com estrutura metálica, paletização 2º nível.....	45
Figura 19 - Pilar com ruptura no engaste da estrutura metálica, paletização 2º nível.	46
Figura 20 - Ruptura de viga, paletização 2º nível.	47
Figura 21 - Escoramento realizado para reparo de vigas, paletização 2º nível.	47
Figura 22 - Viga com ruptura por flexão e torção, paletização 2º nível.	48
Figura 23 - Coloração do concreto amarelo alaranjado na paletização do 1º nível...51	
Figura 24 - Coloração do concreto, amarelo alaranjado na caixaria do 3º nível.	51
Figura 25 - Coloração do concreto, cinza esbranquiçada, na paletização do 1º nível.	52
Figura 26 - Coloração do concreto, vermelho pálido, na paletização do 1º nível.	52
Figura 27 - Funcionamento e fixação de uma placa de zinco.	54
Figura 28 - Pilar com corrosão nas armaduras, paletização do 2º nível.	56
Figura 29 - Viga com corrosão nas armaduras, paletização do 2º nível.	56
Figura 30 - Fissura em viga por flexão, paletização 1º nível.	59
Figura 31 - Fissura no engaste viga - pilar, paletização 1º nível.	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Efeito da elevação da temperatura na resistência.....	20
Tabela 2 - Valores das relações $f_{c,e}/f_{ck}$ e $E_{c,e}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos.	21
Tabela 3 - Valores das relações $f_{y,e}/f_{yk}$ e $E_{s,e}/E_s$ para aços de armadura passiva. ..	24
Tabela 4 - Tempo requerido de resistência ao fogo, em minutos.....	26
Tabela 5 - Influência do fogo no concreto armado.	29
Tabela 6 - Área de armadura para valores de f_{ck}	41

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	8
1.1 JUSTIFICATIVA	9
1.2 OBJETIVO GERAL	10
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	10
2 REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1 INCÊNDIOS HISTÓRICOS	12
2.2 O INCÊNDIO	14
2.2.1 O INCÊNDIO PADRÃO	16
2.3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS	18
2.3.1 Resistência do concreto a altas temperaturas	19
2.3.2 Resistência do aço a altas temperaturas	23
2.4 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO - TRRF	27
2.5 PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	27
2.6 REPAROS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	30
3 MATERIAIS E MÉTODOS	31
3.1 TIPO DE PESQUISA	31
3.2 DESCRIÇÃO DA ÁREA SINISTRADA	31
3.3 METODOLOGIA	32
4 ANÁLISE DO LAUDO E DISCUSSÕES	35
4.1 ANÁLISE DO LAUDO	36
4.1.1 Lascamento do concreto de pilares, lajes e vigas	36
4.1.2 Ruptura de pilares	40
4.1.3 Ruptura do concreto no engastamento entre pilar e estrutura metálica	45
4.1.4 Ruptura de vigas e consolo com ruptura por flexão e torção	46
4.1.5 Alteração de cor do concreto	49
4.1.6 Corrosão acentuada das armaduras	53
4.1.7 Fissuração	57
4.2 DISCUSSÕES	60
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS	63
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	63
5.2 TRABALHOS FUTUROS	64
REFERÊNCIAS	65

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado devem ser projetadas de forma que suportem os esforços solicitantes que surgem desde a sua execução e ao longo da vida útil da estrutura. Estes esforços podem ser provenientes de cargas permanentes ou móveis.

Desde a década de 70 quando grandes incêndios passaram a ser comuns em edifícios residenciais, comerciais e casas de shows, tomou-se a consciência de que era necessário projetar estruturas que resistissem também a um incêndio ocasionado devido a falhas no sistema elétrico, vazamento de gás ou até mesmo por um descuido humano, que viesse a comprometer a estrutura da edificação.

Apesar do histórico de tragédias de incêndio no país, a NBR 15200 (ABNT, 2004) teve sua primeira edição somente no ano de 2004 e até então, cada estado, aliado ao Corpo de Bombeiros possuía suas próprias diretrizes de segurança contra incêndio.

Quando uma estrutura em concreto armado é atingida por um incêndio, o acréscimo da temperatura altera as propriedades físicas e mecânicas tanto do concreto quanto do aço. Podendo acarretar ao concreto armado uma série de patologias ou até mesmo levar a estrutura ao colapso.

Segundo Cánovas (1988) pode-se comparar uma edificação com um ser humano, onde sua durabilidade e resistência dependerão não somente dos cuidados durante o projeto, mas também ao longo de sua vida útil. As patologias que surgem nas edificações podem ser decorrentes tanto de erros durante a elaboração e execução do projeto ou devido às ações externas após a conclusão da construção.

Um fator externo que pode causar a deterioração da estrutura e que muitas vezes não é previsto em projeto é o incêndio. Após a ocorrência deste, faz-se necessária a realização de uma vistoria que determinará se a estrutura poderá ser reutilizada sem que haja reparos localizados, no entanto se for constatado maiores danos à estrutura deve-se ser feito um projeto para recuperação desta.

Tendo em vista que o tema segurança contra incêndio aliado às patologias decorrentes de sinistros é pouco estudado no meio acadêmico, este trabalho propôs a realização de um estudo de caso de uma edificação industrial atingida por um

incêndio a fim de fazer o levantamento das patologias que surgem na estrutura, apresentar a soluções encontradas na bibliografia e compará-las com a solução adotada pela empresa que realizou o reparo na estrutura objeto de estudo.

1.1 JUSTIFICATIVA

Em setembro de 2010 o Supermercado Muffato de Toledo – PR teve 90% de sua loja destruída por um incêndio de grandes proporções que teve início na padaria e alcançou o depósito e demais áreas.

Em setembro de 2014 a Fiasul, empresa de fios de algodão de Toledo – PR perdeu um barracão devido a um incêndio de grandes proporções que provavelmente se iniciou do atrito de algodão com as máquinas. Em menos de seis meses, em Março de 2015, a BR Foods de Toledo – PR teve parte de seu frigorífico atingida por um incêndio decorrente da explosão de um transformador. Ambos os incêndios causaram danos à estrutura de concreto armado.

O concreto é um material amplamente utilizado nas obras civis e apresenta maior resistência quando associado ao aço. Quando o concreto armado é submetido a uma situação de incêndio, diversas patologias podem surgir em decorrência desta solicitação excepcional.

A diminuição da resistência do concreto é uma das patologias que podem ser analisadas quando ocorre o sinistro em uma estrutura. Com isso, objetiva-se estudar um laudo técnico de incêndio, selecionar as principais patologias decorrentes do sinistro e buscar as soluções que são sugeridas nas bibliografias.

As normas existentes para elaboração de projetos de estruturas de concreto em situação de incêndio são recentes, o que torna o assunto pouco conhecido pelos profissionais da área, além de ser um tema que não é amplamente apresentado nos cursos de graduação em engenharia civil.

Além disso, os profissionais de engenharia são pouco preparados para a identificação e recuperação das patologias presentes nas edificações, uma vez que são poucas as universidades que apresentam em suas grades curriculares esta disciplina específica, o que se justifica por uma grande variação das causas e

intensidade das patologias, sendo difícil realizar uma padronização de procedimentos para o reparo da estrutura em função das patologias.

Em decorrência destes e de outros incêndios divulgados pela mídia, do pouco conhecimento dos profissionais na correção de patologias, do pequeno número de pesquisas relacionadas ao assunto é que se justifica a elaboração deste trabalho.

1.2 OBJETIVO GERAL

Analisar as patologias observadas em uma estrutura submetida à carga de incêndio.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar quais são as patologias que constam no laudo técnico da empresa que realizou a vistoria de uma área sinistrada.
- Analisar as características das patologias de acordo com o que é especificado na literatura.
- Analisar na bibliografia quais são as correções sugeridas para cada patologia encontrada.
- Comparar a técnica de recuperação utilizada pela empresa que efetuou a recuperação com as correções indicadas na literatura.

1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

O presente trabalho consistiu em um estudo de caso em uma edificação atingida por um incêndio. Foram analisadas as patologias nas estruturas de concreto (vigas, lajes e pilares) apresentadas no laudo técnico desenvolvido por uma

empresa de engenharia, cujo foco é execução, patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto armado.

Foram apresentadas correções para cada patologia em função das recomendações efetuadas na literatura, sendo comparada com a correção utilizada na prática.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 INCÊNDIOS HISTÓRICOS

A segurança contra incêndios no mundo passou a ser vista com outros olhos após quatro incêndios importantes com vítimas (SILVA, 2012):

- Teatro Iroquois: na cidade de Chicago em 1903, devido à negligência dos donos do teatro ao tomar as precauções necessárias para extinguir o incêndio, 600 pessoas morreram. O incêndio iniciou devido a faíscas de um arco de luz que acabou por inflamar uma das cortinas que espalhou o fogo;

- Opera Rhoads: na Pensilvânia em 1908, após uma lâmpada de querosene cair, as saídas construídas fora dos padrões impediram que as pessoas se salvassem, houve 170 mortos;

- Lake View Elementary School: em Ohio no ano de 1908, o incêndio matou 172 crianças e dois professores. A causa do incêndio é apontada por um superaquecimento de tubulações de vapor que acabaram incendiando as vigas de madeira.

- Triangle Shirtwaist Company: em Nova Iorque no ano de 1911, 146 pessoas morreram no incêndio ou se jogando do prédio, a fábrica de tecidos possuía condições típicas para a época, havia muito material inflamável estocado em toda fábrica, era comum fumar no interior, a iluminação era a gás e não havia extintores.

Com esta sequência de graves incêndios ocorridos nos Estados Unidos é que a preocupação passou a ser não só em salvar as propriedades, mas também salvar vidas e foi então que o Comitê de Segurança da Vida foi criado.

No Brasil não foram constatados grandes incêndios até a década de 70. Desta forma, a segurança contra incêndios era deixada apenas a cargo do Corpo de Bombeiros. Não havia uma lei nacional ou norma que regulamentasse a segurança contra incêndios, apenas algumas regulamentações municipais e o Corpo de Bombeiros que possuía especificações de hidrantes e extintores (SEITO *et al.*, 2008).

A ausência de medidas de proteção e combate a incêndio passou a ser preocupante, após a série de tragédias de incêndio, como descritas por Silva (2012):

- No ano de 1972, o Edifício Andraus em São Paulo foi tomado pelo fogo provavelmente iniciado a partir de cartazes de publicidade que estavam na marquise. Não havia escadas de segurança, porém a maioria das pessoas se salvou devido à existência de um heliponto no prédio. Houve 16 mortes;
- Em 1974, também em São Paulo, o Edifício Joelma teve um incêndio que foi provocado pelo curto-circuito de um ar condicionado. O fogo se espalhou muito rápido, impedindo que os ocupantes saíssem do prédio, causando a morte de 179 pessoas;
- Em 1976, a Loja Renner de Porto Alegre sofreu um incêndio que deixou 41 vítimas fatais. O incêndio teve início no primeiro andar, onde havia eletrodomésticos e tintas. O terraço do prédio não era adequado para o resgate por helicóptero (PREVIDELLI, 2013);
- Em 1981, novamente na capital paulista houve um incêndio no Edifício Grande Avenida que destruiu todos os pavimentos, a causa apontada por peritos foi um curto-circuito na rede elétrica do forro do primeiro pavimento, 17 pessoas morreram;
- Em 1986, o Edifício Andorinha no Rio de Janeiro teve um incêndio que iniciou devido a um curto circuito, 21 pessoas morreram;
- Em 2000 uma creche em Uruguaiana no Rio Grande do Sul foi alvo de um incêndio decorrente de um curto-circuito no aquecedor de ar, 12 crianças morreram;
- Em 2001, em Belo Horizonte – MG, uma casa de shows que não possuía alvará de funcionamento foi atingida por um incêndio iniciado devido à queima de fogos de artifícios no palco, sete pessoas morreram e mais de 300 ficaram feridas.

O último e mais recente incêndio de grandes proporções ocorreu em 2013 na boate Kiss em Santa Maria – RS. O sinistro iniciou pelo mesmo motivo apontado na boate de Minas Gerais.

Após a tragédia ocorrida no Edifício Joelma é que a segurança em casos de incêndio passou a ser vista com outros olhos no Brasil. Uma semana depois do incêndio do edifício Joelma, a prefeitura de São Paulo editou o Decreto Municipal N°

10.878, que tratava sobre normas especiais para seguranças de edifícios e em 1975 foi elaborado o novo Código de Edificações para o Município de São Paulo (SEITO et al., 2008).

Em 1974 a Associação Brasileira de Normas Técnicas lançou a Norma Brasileira 208, que tratava sobre saídas de emergência em edifícios altos. O Ministério do Trabalho modificou a Norma Regulamentadora 23, que tinha como objetivo a proteção contra incêndio de empregado e empregador (SEITO *et al.*, 2008).

2.2 O INCÊNDIO

A NBR 13860 (ABNT, 1997) define fogo como “processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz”. Segundo Lorenzon (2014) quando foge do controle humano o fogo passa a ser considerado incêndio.

O incêndio em um ambiente é espalhado devido ao fluxo de calor, podendo ser por convecção ou por radiação e ocorre devido às diferenças de temperatura existentes no meio (SEITO *et al.*, 2008).

A radiação é quando o calor se propaga no formato de ondas, cujo sentido sempre é do corpo de maior temperatura para o de menor temperatura, sem que para isso exista um meio material entre os corpos. A convecção é quando o calor se propaga através da movimentação de sólidos e fluidos (ÇENGEL, 2009).

Um incêndio real apresenta três fases: ignição, fase de *flashover* e fase de resfriamento (SILVA, 2004). A Figura 1 apresenta a curva do incêndio real, que relaciona a temperatura dos gases em função do tempo do incêndio.

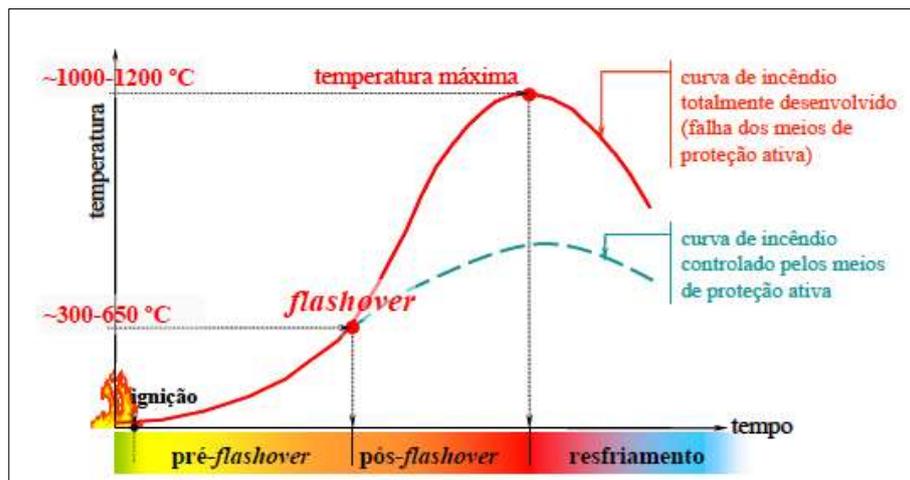


Figura 1 - Etapas de um incêndio real.
Fonte: Costa (2008).

A Figura 1 apresenta duas curvas distintas. A curva azul representa como seria a temperatura dos gases em um incêndio que pudesse ser controlado pelos meios de proteção ativa, como extintores, hidrantes e demais equipamentos de combate a incêndio. A curva em vermelho representa um incêndio em que os meios de proteção ativa falharam na extinção do fogo.

Na fase de ignição há duas etapas. A primeira ocorre quando há apenas uma branda combustão com ausência de chama e emissão de gases tóxicos. A segunda etapa é quando há muita chama, fumaça e elevação da temperatura (OLIVEIRA, 2013). Silva (2004) cita que nesta fase não há risco de colapso da estrutura nem de vida. No entanto Sano (2013) aponta um risco devido à inalação dos gases que possam ser liberados pelos materiais em combustão. Quando o prédio possuir os elementos de prevenção de incêndio e forem utilizados para impedir o avanço do incêndio nesta fase de ignição, não haverá necessidade de se fazer uma análise estrutural da estrutura (SILVA, 2004).

Alguns autores ainda acrescentam uma fase intermediária entre a fase de ignição e a fase de *flashover*: a *pré-flashover*, que é quando ocorre um aumento muito rápido na temperatura. O incêndio só irá aumentar sua área atingida se houver ventilação e combustível suficientes (COSTA, 2008).

Na fase de *flashover* já não há mais controle do incêndio. A temperatura aumenta bruscamente acelerando o processo de queima de todos os materiais.

Assim como a *pré-flashover*, autores também consideram a *pós-flashover*, quando o incêndio está perto de atingir a sua máxima temperatura (COSTA, 2008).

Na fase final todo o combustível já foi consumido, então começa a haver uma diminuição lenta na temperatura dos gases (SILVA, 2004).

2.2.1 O INCÊNDIO PADRÃO

Apesar da curva apresentada na Figura 1 ser de um incêndio real, cada incêndio tem sua característica que o diferencia dos demais. Portanto, foram desenvolvidas curvas padronizadas de incêndio que são utilizadas para auxiliar a elaboração de projetos e ensaio estruturais (COSTA, 2008).

A curva de incêndio padrão, diferente da curva de incêndio real, considera que a temperatura dos gases é sempre crescente de acordo com o tempo (SILVA, 2012).

Existem duas curvas que são mais citadas e utilizadas: curva-padrão de materiais celulósicos e curva de hidrocarbonetos.

A curva de materiais celulósicos é definida pela ISO (*International Organization for Standardization*) como Norma ISO 834 (1990), esta norma internacional se refere a testes de resistência ao fogo de elementos de construção. A NBR 14432 (ABNT, 2000) considera que o aumento da temperatura em função do tempo deve ser analisado de acordo com a Equação 1:

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

Onde:

θ_g : temperatura dos gases no instante t (°C);

θ_o : temperatura do ambiente antes do início do incêndio, geralmente considera-se 20°C;

t: tempo (min).

A Figura 2 representa a curva ISO 834, baseada em outra curva padrão recomendada pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*), a ASTM E119 que é uma norma padrão criada para ensaios de incêndio.

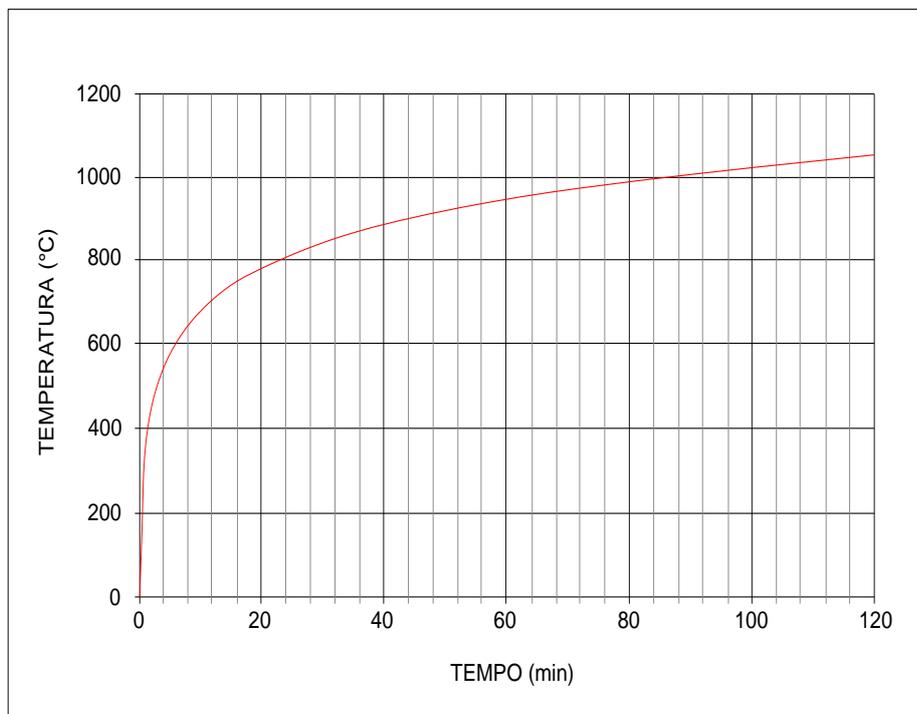


Figura 2 - Curva ISO 834 de materiais celulósicos.
Fonte: Costa (2008).

A curva ISO 834 passou a ser considerada válida pela ASTM, pois os testes que a resultaram eram provenientes de incêndios reais. A curva ISO 834 deve ser utilizada em incêndios cuja carga possua potencial calorífico similar ao da madeira (SILVA, 2012).

A curva de hidrocarbonetos, conhecida também como curva H, foi elaborada para auxiliar em incêndios de indústrias de petróleo, mas hoje em dia já é utilizada como referência para construção de túneis (OLIVEIRA, 2013).

A Equação 2 correspondente à curva H é definida pela Eurocode 1 (EM 1991-1-2:2002):

$$\theta_g = 1080 \times (1 - 0,33e^{-0,17t} - 0,68e^{-2,50t}) + 20 \quad (2)$$

Onde:

θ_g : temperatura dos gases no instante t (°C);

t: tempo (min).

A Figura 3 apresenta a curva gerada pela Equação 2 citada anteriormente.

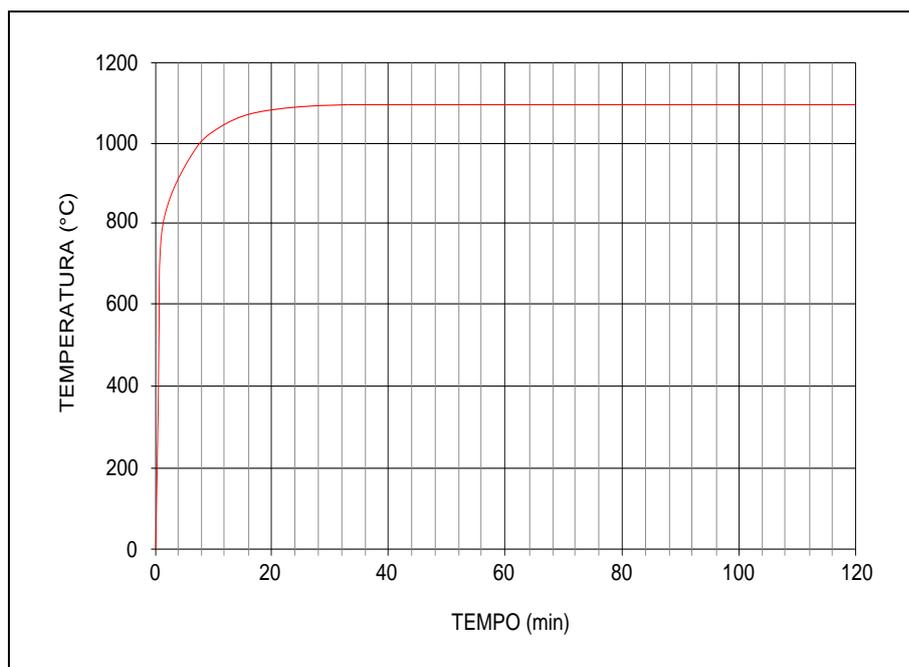


Figura 3 - Curva de hidrocarbonetos, curva H.
Fonte: Costa (2008).

Na Figura 3 pode-se perceber que a curva H tem uma elevação na temperatura dos gases de 0°C até 1100°C em apenas 20 minutos, quando a temperatura se estabiliza em 1100 °C. Diferentemente na Figura 2, a curva ISO 834 considera que a temperatura dos gases leve mais de 100 minutos para chegar em 1100° C e ainda assim segue aumentando.

2.3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS

O aumento da temperatura em um elemento estrutural provoca o surgimento de esforços que não foram previamente calculados no projeto. Estes esforços

surgem devido às deformações térmicas da estrutura e reduzem a resistência dos elementos construtivos (DIAS, 2009).

O concreto armado quando exposto a um incêndio está submetido a elevadas temperaturas e a um calor considerável. Ao combater o incêndio com água ocorre um choque térmico que acarreta o surgimento de fissuras (BAUER, 2008).

2.3.1 Resistência do concreto a altas temperaturas

Uma das principais características do concreto é sua grande resistência quando exposto ao fogo. Esta é maior até do que a de elementos de aço, fazendo com que o concreto muitas vezes seja utilizado para proteção de estruturas de aço (LIMA *et al.*, 2004).

De acordo com Bauer (2008), o concreto pode ser avaliado de duas formas quando submetido a altas temperaturas. Uma é quando sua temperatura é elevada aos poucos, que é o caso de quando existem chaminés ou cubas industriais. A outra é quando ele é exposto a temperaturas que se elevam de imediato, que é o caso de incêndios. Para o primeiro caso, a estrutura já foi previamente dimensionada para suportar tais variações e, portanto, não sofre alterações devido ao aumento de temperatura.

No segundo caso a estrutura recebe uma carga de incêndio que pode não ter sido previamente estabelecida no projeto estrutural, podendo levar a estrutura ao colapso ou sofrer pequenas alterações.

Cánovas (1988) cita que ao ser submetido à ação do fogo o concreto não aquece de imediato, pois a água presente neste na forma livre ou capilar começa a evaporar a partir dos 100°C. Entre 200°C e 300°C a água capilar evapora por completo e não provoca diminuição significativa na resistência do concreto.

A Tabela 1 apresenta relação entre a resistência e o aumento de temperatura.

Tabela 1 - Efeito da elevação da temperatura na resistência.

TEMPERATURA (°C)	Resistência residual em % da resistência inicial	Módulo de deformação residual em % ao módulo de deformação inicial
20	100	100
200	95	70
300	95	50
400	88	38
500	75	35
600	55	20
900	10	0
1.000	0	0

Fonte: adaptado Cánovas, 1988.

Observa-se na Tabela 1, de acordo com o citado anteriormente, que o aumento de temperatura até 300°C acarreta a uma alteração mínima nas resistências mecânicas do concreto, o mesmo não ocorre com o módulo de deformação que é seriamente afetado pela ação do fogo. Cánovas (1998) aponta que a redução no módulo de deformação associada à dilatação do aço das estruturas de menor espessura, como lajes e vigas, acarreta ao surgimento de flechas.

Os agregados do concreto por sua diferença de coeficientes de dilatação apresentam menor resistência quando possuem coeficientes altos. Agregados com maiores proporção de sílica apresentam maior coeficiente de dilatação quando comparados com os agregados calcários, portanto os agregados silicosos são os que mais sofrem perda de resistência pela ação do fogo (CÁNOVAS, 1988).

Quando a temperatura chega em 300°C os agregados de sílica acabam corrigindo a retração por possuírem uma maior dilatação sendo que em maiores temperaturas esta dilatação pode acarretar em fissuras, que segundo Bauer (2008) ocorre a 550°C quando a sílica se transforma em uma variedade alotrópica. Cánovas (1988) ainda aponta que se o concreto não ultrapassar os 500°C este pode ter uma reidratação e recuperar até 90% da resistência inicial depois de um ano.

Em 900°C os aglomerantes do concreto tendem a ser extintos, no entanto este processo é mais lento do que ocorre com os agregados cuja tendência é dilatar e provocar fissuras na estrutura (BAUER, 2008).

A NBR 15200 (ABNT, 2004) apresenta uma análise do concreto quando submetido a uma carga de incêndio.

A Tabela 2 apresenta para concretos compostos por agregados silicosos e calcáreos, uma relação entre resistência à compressão em diferentes temperaturas e resistência a compressão em situação normal ($f_{c,\theta}/f_{ck}$). Também apresenta a mesma relação para o módulo de elasticidade do material, submetido a diferentes temperaturas e na situação normal ($E_{c,\theta}/E_c$).

Tabela 2 - Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos.

Temperatura do concreto, θ (°C)	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_{ck}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_{ck}$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,6	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004)

A Tabela 2 exemplifica melhor o que foi citado anteriormente sobre agregados silicosos e calcáreos. Por exemplo, à temperatura de 400°C a resistência residual do concreto composto por agregado silicoso é 75% da resistência inicial, enquanto no agregado calcário a resistência residual é 85% da inicial, nota-se então que há maior perda de resistência quando há agregados silicosos.

A NBR 15200 (ABNT, 2004) define que a resistência à compressão diminui conforme há um aumento da temperatura. A nova resistência após acréscimo de temperatura é definida pela Equação 3:

$$f_{c,\theta} = f_{c,k} \times k_{c,\theta} \quad (3)$$

Onde:

$f_{c,k}$: resistência característica do concreto em situação sem incêndio;

$k_{c,\theta}$: fator de redução da resistência do concreto para uma temperatura Θ , que pode ser obtido pelo gráfico apresentado na Figura 4.

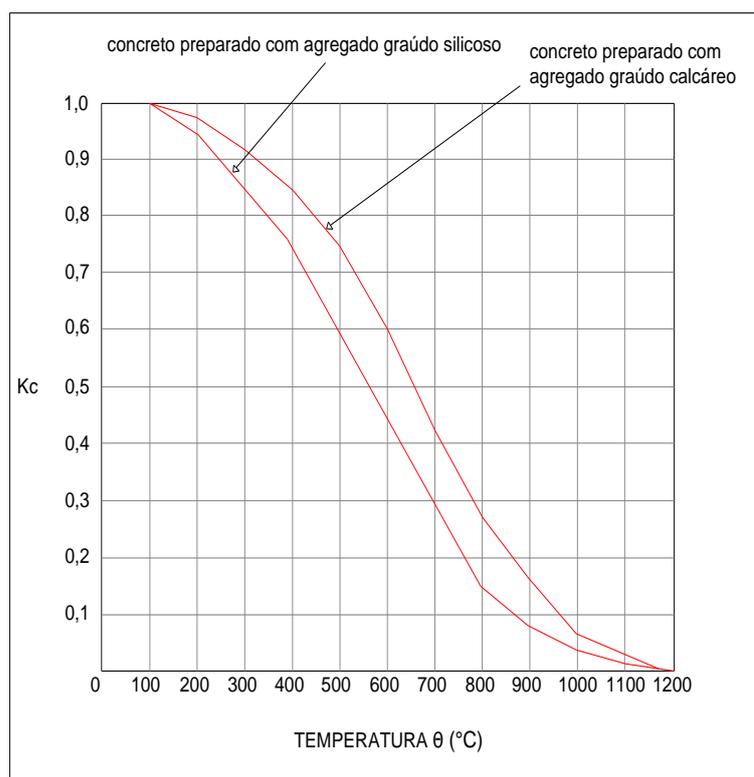


Figura 4 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004).

Assim como a resistência à compressão, o módulo de elasticidade também diminui conforme o aumento de temperatura. Após ser submetida à ação do fogo, o módulo de elasticidade do concreto pode ser obtido com a Equação 4:

$$E_{ci,\theta} = E_{c,i} \times k_{cE,\theta} \quad (4)$$

Onde:

$E_{c,i}$: módulo de elasticidade inicial do concreto, a equação é válida para módulo de elasticidade secante;

$k_{cE,\theta}$: fator de redução do módulo de elasticidade do concreto para uma temperatura Θ , que pode ser obtido do gráfico apresentado na Figura 5.

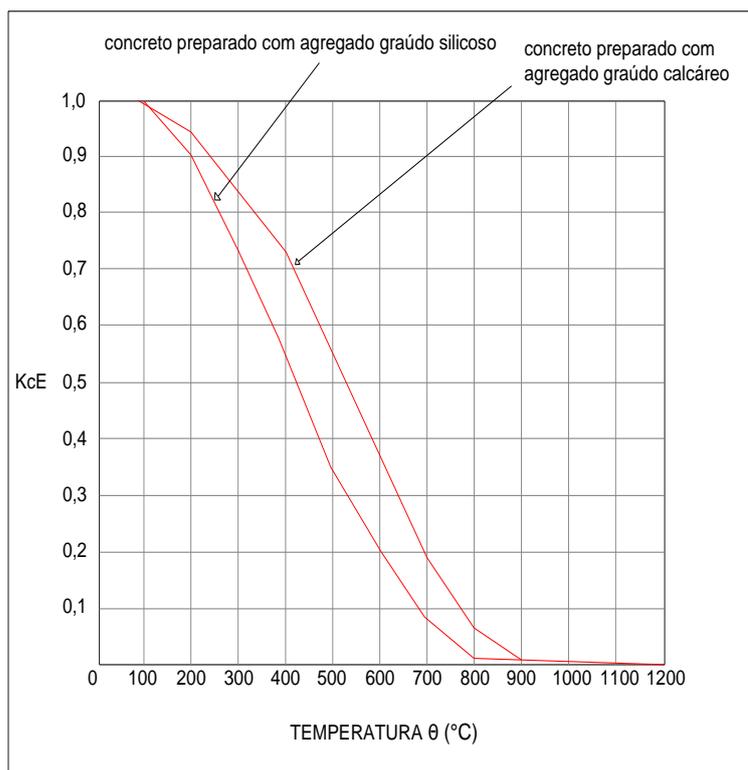


Figura 5 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.
Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004).

2.3.2 Resistência do aço a altas temperaturas

As estruturas de aço quando submetidas a elevadas temperaturas tendem a ter diminuição de sua resistência e rigidez (DIAS, 2009).

Uma vez que o aço é um melhor condutor térmico quando comparado ao concreto, ele contribui para o aquecimento da estrutura. A temperatura do aço se distribui ao longo da armadura levando a uma rápida dilatação do aço, gerando fissuras no concreto (PEREIRA, 2012).

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) quando a temperatura ultrapassa 100°C, o limite de escoamento é extinto. Quando a temperatura está entre 250°C e 300°C o aço sofre deformações plásticas podendo sofrer ruptura.

A NBR 15200 (ABNT, 2004) apresenta também para o aço uma relação entre a resistência quando submetido a diferentes temperaturas e quando submetido a temperaturas sem carga de incêndio. O módulo de elasticidade é analisado desta mesma forma. A norma apresenta as relações para armaduras passivas e ativas. A Tabela 3 apresenta as propriedades do aço para armaduras passivas.

Tabela 3 - Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva.

Temperatura do aço (°C)	$f_{y,\theta}/f_{yk}$			$E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA - 60	CA - 50	CA - 60
	CA - 50	CA - 60			
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004).

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2004) a resistência ao escoamento diminui com o aumento da temperatura. A nova resistência após acréscimo de temperatura é definida pela Equação 5:

$$f_{y,\theta} = f_{y,k} \times k_{s,\theta} \quad (5)$$

Onde:

$f_{y,k}$: resistência característica do aço em situação sem incêndio;

$k_{s,\theta}$: fator de redução da resistência do aço para uma temperatura Θ , que pode ser obtido pelo gráfico apresentado na Figura 6.

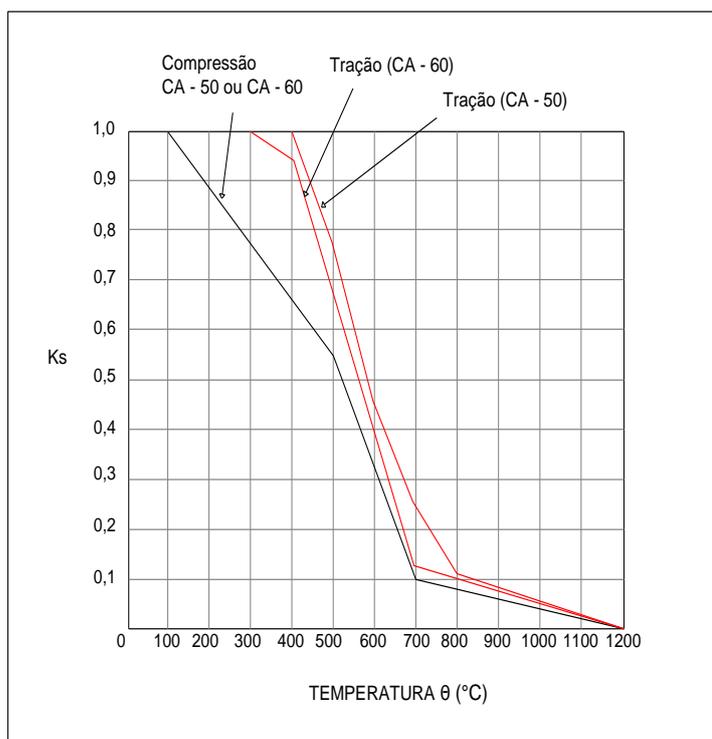


Figura 6 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004).

Observa-se na Figura 6 dois tipos de curva. A preta é aplicada para armaduras comprimidas em pilares, vigas ou lajes. As curvas vermelhas são para vigas, lajes ou tirantes que apresentem armaduras tracionadas.

Como ocorre no concreto, o módulo de elasticidade também diminui conforme o aumento de temperatura. Após ser submetida à ação do fogo, o módulo de elasticidade do aço pode ser obtido com a Equação 6:

$$E_{s,\theta} = E_s \times k_{sE,\theta} \quad (6)$$

Onde:

E_s : módulo de elasticidade inicial do aço;

$k_{sE,\theta}$: fator de redução do módulo de elasticidade do aço para uma temperatura Θ , que pode ser obtido do gráfico apresentado na Figura 7.

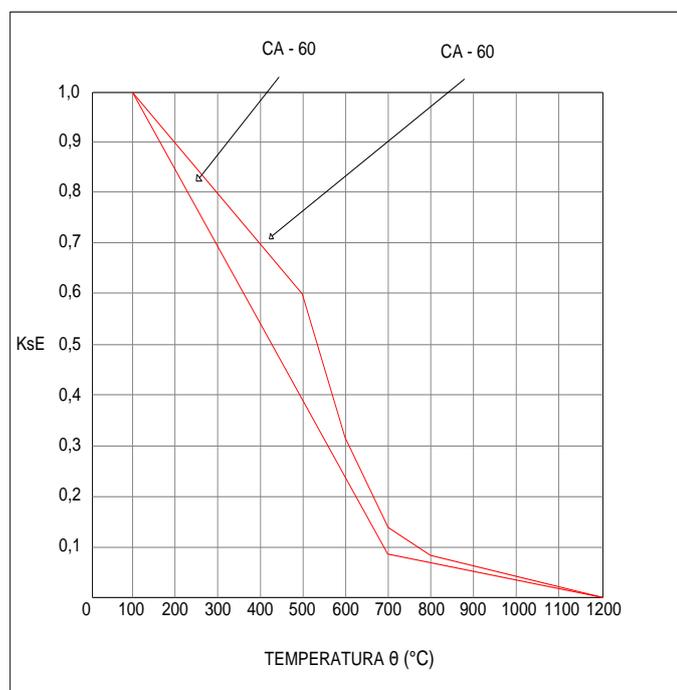


Figura 7- Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.
Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004).

Cánovas (1988) enumera três principais fatores que influenciam no aumento da temperatura do aço:

- A intensidade em que ocorre o aquecimento;
- A massa da peça, quanto maior a massa, mais lento será o processo de aquecimento;
- Presença de telas que protejam o aço do aumento de temperatura.

As estruturas devem seguir o dimensionamento feito em projeto, não se pode garantir que as armaduras apresentem massa suficiente para garantir que o aquecimento da peça não altere sua resistência. A proteção do aço pode ser dada pela própria massa de concreto, esta forma uma tela natural em torno do aço garantindo que a temperatura das armaduras fique abaixo da crítica (CÁNOVAS, 1988).

2.4 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO - TRRF

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido como o tempo em que a estrutura submetida à ação do fogo não sofra um colapso em sua estrutura. Este tempo é em minutos (30, 60, 90 e 120) e varia de acordo com a altura da estrutura, o tipo de ocupação e a área do piso (DIAS, 2009).

A NBR 14432 (ANBT, 2001) especifica o tempo requerido de resistência ao fogo de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 - Tempo requerido de resistência ao fogo, em minutos.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 < h ≤ 30 m	Classe P ₅ h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1 ,F-2 ,F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: NBR 14432 (ABNT, 2001).

A NBR 14432 (ABNT, 2001) classifica quatro métodos de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio que consideram o TRRF:

- Método tabular: é o mais simples dentre os quatro. Consiste em atender as dimensões mínimas das tabelas constantes na norma levando em consideração o tipo de elemento estrutural, laje ou viga, e o TRRF;
- Método simplificado: consiste no dimensionamento da estrutura levando em consideração uma solicitação de cálculo em situação de incêndio correspondente a 70% das solicitações no estado normal da estrutura. Os esforços resistentes para a situação normal devem ser calculados de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para situação de incêndio deve-se considerar a resistência média do aço e do concreto;
- Métodos gerais de cálculo: leva em consideração uma redistribuição do acréscimo de temperatura ao longo de toda a estrutura, são realizados por programas computacionais por meio de método não linear de cálculo;
- Método experimental: o dimensionamento da estrutura pode ser realizado com o auxílio de resultados de ensaios laboratoriais de elementos estruturais que estiverem de acordo com a NBR 5628 (ABNT, 2001).

2.5 PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Por definição, patologia é a ciência que estuda a origem, sintomas e natureza de uma doença. Na construção civil a patologia está relacionada com a degradação da estrutura de concreto, podendo surgir devido à influência de agente externo ou interno (GONÇALVES, 2015).

As patologias podem ser de origem física, quando são ocasionadas por excesso de cargas, variações de temperatura, recalques da estrutura, ou de origem química, proveniente de reações químicas no concreto ou de origem biológica, quando causadas por fungos e bactérias (VALENTE, 2014).

A ação do fogo pode ser analisada como uma patologia de origem física, por existir o aumento da temperatura, no entanto, o calor excessivo gerado por um

incêndio provoca alterações na estrutura do concreto armado, o que nos leva a considerar patologias decorrentes de incêndio como também de origem química.

Bauer (2008) enumera três principais patologias em uma estrutura de concreto armado, são elas: disgregação, desagregação e fissuras. A disgregação é quando ocorre a ruptura do concreto armado, sem que este tenha perdido sua resistência original. A desagregação é uma característica decorrente da existência de ataque químico e as fissuras são patologias que surgem após a concretagem.

Lima (2005), Valente (2014) e Junior (2011) pontuam que o aumento gradativo da temperatura, nos casos de incêndio da estrutura, em concretos de alta resistência pode acarretar ao colapso estrutural, uma vez que a estrutura acaba perdendo partes consideráveis de sua seção transversal devido aos deslocamentos explosivos, também denominados como *spalling*.

Os elementos estruturais que são feitos em concreto de resistência superior a 30 MPa são mais esbeltos, pois possuem menor seção transversal e maiores comprimentos. A esbeltez aliada à redução do fator água/cimento em favor de uma substituição por aditivos melhoram as características do concreto à temperatura ambiente, mas acabam prejudicando a resistência em situação de incêndio, deixando o concreto mais suscetível aos deslocamentos quando exposto a altas temperaturas (PEREIRA, 2012).

Valente (2014), no entanto apresenta também que os principais danos causados a uma estrutura de concreto armado quando exposta ao fogo são calcinação, movimentos de dilatação estrutural durante o incêndio devido ao aumento de temperatura e retração estrutural após o incêndio, devido à diminuição da temperatura.

Helene *et al.* (2003) analisa a ação do fogo no concreto ao longo do aumento da temperatura, de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 - Influência do fogo no concreto armado.

Temp. °C	Perda de água, reações químicas e danos
20	Evaporação da água capilar
200	
300	Surgimento das primeiras fissuras; Hidróxido de cálcio se converte em óxido de cálcio
400	
500	Início da desagregação do concreto
600	
900	Concreto desagregado, sem resistência
1000	

Fonte: Adaptado Helene *et al.* (2003).

Assim como apresentado por Helene *et al.* (2003), Bauer (2008) também apresenta as alterações sofridas pelo concreto durante o contato com fogo. No entanto, Bauer (2008) já aponta o aparecimento de microfissuras ainda em 100°C e em 300°C sugere que não há alterações nas propriedades físicas dos constituintes do concreto.

Segundo Helene *et al.* (2003), os danos mais comuns apresentados pelo concreto após o fim do incêndio são:

- Fissuras superficiais;
- Deformação do concreto;
- Lascamento do cobrimento das armaduras;
- Deformações do aço;
- Ruptura dos elementos estruturas.

Segundo Gomide (2005), o efeito de um incêndio é variado para cada elemento estrutural. Nos pilares o efeito mais comum é o de deslocamento de concreto, o que deixa as armaduras expostas ao fogo, diminuído assim sua resistência deixando que o concreto seja responsável por suportar esforços que não foram projetados para resistirem. Nas vigas a ocorrência é de fissuras em excesso, que são oriundas de esforços de retração, flexão ou cisalhamento, sendo a primeira causada devido ao aquecimento e posterior resfriamento do concreto e as duas últimas causadas pela dilatação do aço devido ao fogo. Por fim ele cita que em lajes o que mais ocorre, devido sua menor espessura e cobrimentos, são lascamentos prematuros expondo as armaduras à ação do fogo, assim como ocorre nos pilares.

2.6 REPAROS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O objetivo principal do reparo em uma estrutura após a ocorrência de um incêndio é recuperar as características originais e capacidade portante (FIB, 2008 *apud* JUNIOR, 2011). O reforço sempre deve ser realizado após elaboração de projeto de cálculo estrutural, a ser realizado por profissional da área.

Uma estrutura acometida pelo fogo fica danificada em proporções diferentes em cada local. Antes que se faça um reforço ou reparação de qualquer parte danificada é necessário que se faça uma inspeção total, de cada elemento detalhadamente a fim de determinar a gravidade do dano e também qual a interferência nos outros elementos estruturais.

Os procedimentos preliminares obrigatórios no reparo de estruturas são essenciais para tornar a estrutura segura novamente. Por mais que os materiais e técnicas de reparo estejam corretos, se a base em que estes forem aplicados não estiver limpa e preparada da maneira correta pode ocorrer um comprometimento futuro da estrutura (GONÇALVES, 2015).

A base para reparar o elemento danificado deve ter a porção danificada de concreto retirada, manualmente ou mecanicamente. A limpeza de processos corrosivos deve ser realizada com escova com cerdas de ferro com posterior aplicação de um hidrojateamento, que consiste em aplicação de ar comprimido, areia e água em alta pressão (HELENE *et al.*, 2003).

Para Souza e Ripper (1998) além dos reparos supracitados é recomendado realizar lavagens com ácido a fim de retirar as substâncias que o hidrojateamento não consegue eliminar, como por exemplo, tintas, corrosão, manchas de cimento. Deve-se ter o cuidado de molhar bem a superfície antes da aplicação do ácido para evitar que este penetre no concreto residual e cause danos químicos em sua estrutura.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 TIPO DE PESQUISA

Neste trabalho foi realizado um estudo de caso a partir de um laudo técnico, de um incêndio ocorrido em uma edificação industrial.

Um estudo de caso consiste em uma investigação que pesquisa fenômenos dentro de um contexto real (MARTINS e LINTZ, 2012). Reunindo fatos e informações de uma forma detalhada, por vários tipos de coleta de dados. Neste trabalho a forma de coleta foi por meio de observação e análise de conteúdo.

O estudo de caso possibilita uma inserção na realidade social e tem como objetivo entender a totalidade de uma situação (MARTINS e LINTZ, 2012).

3.2 DESCRIÇÃO DA ÁREA SINISTRADA

Atendendo ao pedido do engenheiro, a edificação industrial que foi atingida pelo incêndio teve seu nome mantido em sigilo e foi citada ao longo do trabalho como empresa A.

Também mantendo o sigilo da empresa de engenharia que confeccionou o laudo técnico e os reparos nas estruturas, esta foi citada ao longo do trabalho como empresa B.

A empresa A teve uma de suas unidades atingidas por um incêndio com duração superior a quatro horas.

A estrutura do local consiste em pilares, vigas e lajes de concreto armado e estrutura metálica (*steel deck*). O local era utilizado como depósito e a grande quantidade de material comburente foi o que manteve o incêndio por um longo período de tempo.

Foram três pavimentos severamente danificados pelo incêndio:

- Nível 1, a área de paletização, onde havia armazenamento de mercadorias, ficou totalmente danificada. O concreto do teto foi fragmentado, houve lascamentos e delaminações.

- Nível 2, área de paletização: teve toda a área danificada, tanto estrutura metálica como estrutura de concreto. Houve ruptura de vigas e também lascamentos e delaminações da massa de concreto.

- Nível 3, área de caixaria: toda a área danificada, estrutura metálica e de concreto armado. Houve ruptura de pilares, consolo e cabeça, além de lascamentos e delaminação da massa de concreto.

A área de caixaria corresponde ao local de depósito de caixas de papelão para embalagens secundárias enquanto a área de paletização corresponde ao local em que se colocam as caixas em paletes para armazenamento e transporte.

A empresa B ficou responsável pela inspeção técnica e visual do local, extração de testemunhos de concreto, consultoria e realização de memória fotográfica. As atividades supracitadas foram realizadas três dias após a ocorrência do incêndio e tiveram duração de 14 dias.

3.3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho foram realizadas as etapas apresentadas no fluxograma da Figura 8.

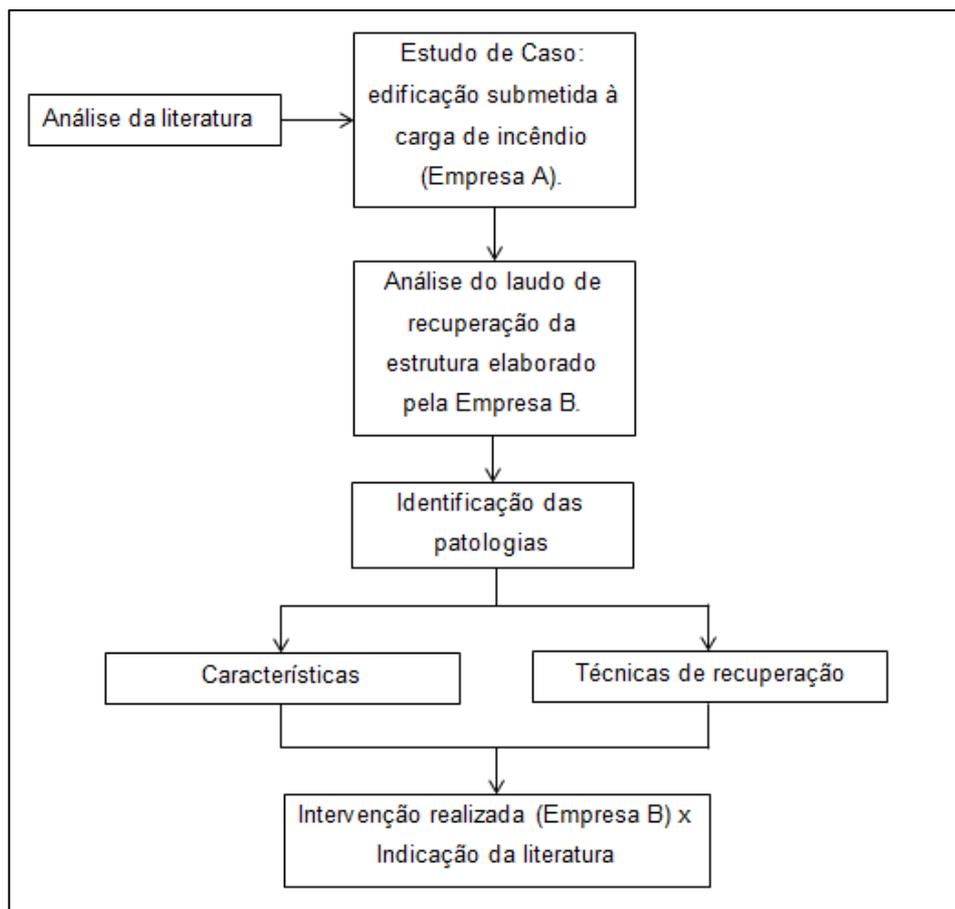


Figura 8 - Fluxograma das etapas de elaboração do trabalho.

- Análise da literatura: Foram estudadas as patologias e outras pesquisas sobre o assunto em livros, normas, dissertações, teses e artigos técnicos.
- Estudo de caso: foi realizada uma visita na empresa A de modo a estabelecer uma relação estudante – empresa com o objetivo conhecer a área que sofreu o incêndio e obter as informações necessárias para a realização do trabalho.
- Análise do laudo: a análise das patologias decorrentes do incêndio se deu por meio do laudo que foi fornecido pela empresa A.
- Identificação das patologias: para cada patologia originada do incêndio foi apresentada uma definição do que esta significa, de acordo com a literatura. Correlacionando as informações apresentadas no laudo com as informações apresentadas na literatura, referente às características das patologias e técnicas de recuperação.
- Comparação entre a intervenção realizada e a indicação da literatura: as correções efetuadas na edificação pela empresa B foram apresentadas e

comparadas com o que é recomendado pela literatura. Em alguns casos foi possível determinar se a medida tomada estava em total acordo com o recomendado.

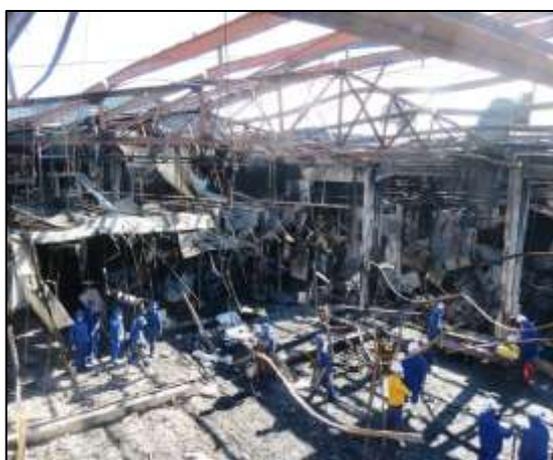
4 ANÁLISE DO LAUDO E DISCUSSÕES

Após analisar o laudo técnico realizado pela empresa B, pôde-se fazer um levantamento das patologias decorrentes do incêndio que acometeram a estrutura de concreto armado da empresa A. Estas são listadas a seguir:

- Lascamento do concreto de pilares e laje;
- Ruptura de pilares, consolo e cabeça de pilares;
- Alteração de cor;
- Ruptura do concreto no engastamento entre pilar e estrutura de metal;
- Ruptura de vigas, consolo (apoio da viga) está com ruptura por flexão e torção;
- Aço da armadura longitudinal e estribo com corrosão acentuada e seccionamento;
- Fissuração.

A empresa B ao iniciar o processo de recuperação das estruturas afetadas tomou algumas medidas emergenciais. Realizou escoramentos metálicos no 1º e 2º níveis para que pudesse ser realizada a retirada dos escombros. Da laje do 2º nível e de um pilar do 1º nível foram retirados testemunhos de concreto para realização de ensaios laboratoriais.

A Figura 9 apresenta como ficou a caixaria, no 3º nível, após o fim do incêndio.



**Figura 9 - Área de caixaria danificada após o incêndio.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**

No laudo técnico da empresa B foram apresentadas as medidas corretivas gerais que foram adotadas no reparo da estrutura:

- Hidrojateamento: jatos de água, areia e ar comprimido a alta pressão;
- Escarificação;
- Limpeza;
- Lavação: limpeza mais profunda utilizando ácidos a fim de remover substâncias que a água não consegue;
- Chumbamento de novas armaduras com resina epóxi;
- Concreto autoadensável de 30 MPa nos pilares e 40 MPa para vigas e lajes.

4.1 ANÁLISE DO LAUDO

4.1.1 Lascamento do concreto de pilares, lajes e vigas

O lascamento do concreto segundo Purkiss (1996) *apud* Costa, Figueiredo e Silva (2002) é dividido em dois tipos, o lascamento explosivo (*explosive spalling*) e a delaminação gradual (*sloughing*).

O lascamento explosivo do concreto é causado por diversos fatores, sendo os principais, a evaporação da água presente nos poros do concreto aliada ao surgimento de gradientes de pressão influenciam na liberação rápida e abrupta de energia (JUNIOR, 2011).

O processo ocorre devido ao acréscimo da temperatura decorrente do contato com o fogo em que a água interna inicia o processo de evaporação, gerando um aumento da pressão de vapor nos poros (COSTA, FIGUEIREDO e SILVA, 2002). Enquanto os gradientes de pressão induzem uma tensão de compressão próxima à face exposta ao fogo, e tensão de tração onde ainda está resfriado (JUNIOR, 2011). Os deslocamentos ocorrem em concretos de baixa porosidade logo no início do incêndio, em menos de 30 minutos, a uma temperatura entre 205°C e 450°C (MORALES, CAMPOS e FAGANELLO, 2001; COSTA 2008; CUOGHI, 2006).

O deslocamento quando ocorre em uma laje faz com que a armadura de tração fique exposta ao calor e perca sua resistência mínima para suportar os esforços solicitantes (COSTA, 2008). Cánovas (1988) cita que no caso de pilares, o fogo acarreta na dilatação das barras e estas arqueiam fazendo com que parte do cobrimento se desprenda o que contribui para a redução da resistência do pilar, podendo levar ao colapso da estrutura.

FIB 2007 *apud* Junior 2011 pontua a gravidade do lascamento do concreto, uma vez que este fenômeno diminui drasticamente o nível de segurança da estrutura principalmente, pois ao se soltar do elemento estrutural, o concreto deixa as armaduras expostas ao fogo e suscetíveis à perda de resistência acarretando o risco de colapso da estrutura.

Na delaminação gradual as partes do cobrimento de concreto se desprendem em uma grande extensão da estrutura de forma lenta e gradual deixando uma nova face do concreto exposta à ação do fogo (MORALES, CAMPOS e FAGANELLO, 2001). A perda de material torna-se então sucessiva até que a armadura fique exposta e perca a aderência junto ao concreto.

Valente (2014) aponta para correção de lascamentos na laje deve ser realizada a aplicação de armadura de reforço, geralmente realizada com telas de aço soldadas e fixas com pinos. Para as lajes que porventura se deformarem é necessária a colocação de macacos hidráulicos para elevá-las ao nível inicial. No entanto se a deformação for muito grande é recomendada a demolição do elemento.

Helene *et al.* (2003) aponta as correções que para o reparo das estruturas que sofreram lascamentos deve-se fazer um escoramento caso necessário, limpeza do substrato e o reforço deve ser com adição de graute, micro concreto flúido ou argamassa.

A memória fotográfica da empresa A constante no laudo técnico que foi elaborado pela empresa B apresenta os processos de lascamento explosivo e delaminação gradual do concreto sofrido nos elementos estruturais na paletização, situada no 1º nível e 2º nível.

Observa-se na Figura 10 e Figura 11 o processo de lascamento do concreto ocorrido em uma laje e um pilar respectivamente. O deslocamento deixou as armaduras totalmente expostas à ação do fogo, nota-se também o processo de corrosão das armaduras, tanto da laje quanto do pilar.



**Figura 10 - Lascamento do concreto da laje, paletização 1º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



**Figura 11 - Lascamento do concreto de um pilar, paletização 2º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**

A Figura 12 e Figura 13 apresentam a delaminação gradual do concreto ocorrida em um pilar e uma viga respectivamente. Percebe-se que a delaminação da massa de concreto não expõe a armadura por completo à ação do fogo, pois as porções de concreto que se desprendem do elemento estrutural são mais finas, deixando então uma nova face de concreto exposta ao fogo.



**Figura 12 - Delaminação gradual do concreto, paletização 2º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



**Figura 13 - Delaminação gradual do concreto em uma viga, paletização 1º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**

Analisando o laudo técnico elaborado pela empresa B, pode-se concluir que na área de caixaria não houve deslocamento explosivo nem delaminação gradual de partes do concreto.

Os processos de deslocamento nos níveis correspondentes à paletização foram corrigidos da seguinte maneira:

- Escoramento das vigas;

- Escarificação da camada de cobrimento do concreto que apresentou lascamento.

Portanto, o reparo realizado pela empresa B, no que se refere aos deslocamentos sofridos pelos elementos estruturais está de acordo com o que a literatura recomenda ao escorar as vigas e escarificar a camada de cobrimento.

Os demais passos de recuperação são citados nos itens seguintes no que se referem a reforço da estrutura.

4.1.2 Ruptura de pilares

A ruptura localizada em um elemento de concreto armado pode indicar uma falência estrutural do elemento e um risco de colapso imediato. Quando um pilar sofre um rompimento em sua estrutura, pode haver comprometimento de toda a edificação, uma vez que o pilar é o elemento estrutural que recebe as cargas acidentais e permanentes das vigas e lajes (COSTA, 2008).

O fenômeno de delaminação, citado no item 4.1.1 influencia diretamente na ruptura de um pilar, pois, a diferença de temperatura no interior do concreto e na face exposta ao fogo faz com que as tensões térmicas sejam mais altas do que as tensões de tração do concreto originando fissuras no concreto. Em decorrência das fissuras é que grandes camadas de concreto se desprendem do elemento estrutural. Nos pilares esse desprendimento acarreta a uma queda na resistência que pode levar ao colapso destes (GOMIDE, 2005).

Quando há ruptura de pilares, Valente (2014) indica a correção inicialmente com a retirada do concreto fissurado e recomposição do pilar com compostos químicos de alta resistência do tipo epóxi, ou por encamisamento.

Helene *et al.* (2003) recomenda que se faça o reforço do pilar com concreto projetado (projetado por meio de ar comprimido) ou convencional, o que vai aumentar a seção do elemento. O mesmo é recomendado por Cánovas (1988) para danos leves no pilar. Porém quando os danos forem grandes ou moderados é indicado que se retire o concreto danificado e se aumente a seção do pilar.

Piancastelli (1997) explica que ao realizar o reparo de um pilar o reforço deverá resistir parte dos carregamentos do pilar, no entanto se o pilar original não suportar as cargas solicitantes, quem passará a suportar será o reforço a fim de evitar que haja uma ruptura do pilar. Por este motivo, para evitar que se corra o risco de uma provável ruptura total do pilar é que se recomenda projetar um reforço que suporte sozinho toda a carga. O autor sugere que o reforço seja feito por encamisamento, cintamento ou reforço lateral. Ambos apresentam uma seção maior do pilar quando finalizados e são feitos com concreto projetado ou lançado tendo as armaduras fixadas com resina epóxi.

Para rupturas no consolo de um pilar, Piancastelli (1997) recomenda que seja realizado um escoramento prévio do elemento apoiado no consolo para que se possa fazer o reparo deste com graute e se necessário alterar o detalhamento das armaduras existentes.

Em relação à qual melhor opção de f_{ck} escolher para aplicar em um elemento estrutural, Araújo (2010) apresenta uma comparação em relação ao aumento do f_{ck} e a taxa de armadura em uma viga de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6 - Área de armadura para valores de f_{ck} .

f_{ck} (MPa)	Pk = 35 kN/m	
	As (cm ²)	As' (cm ²)
20	7,46	2,09
25	7,57	0,78
30	7,51	0,00
35	7,26	0,00
40	7,10	0,00
45	6,98	0,00
50	6,89	0,00

Fonte: Araújo (2010).

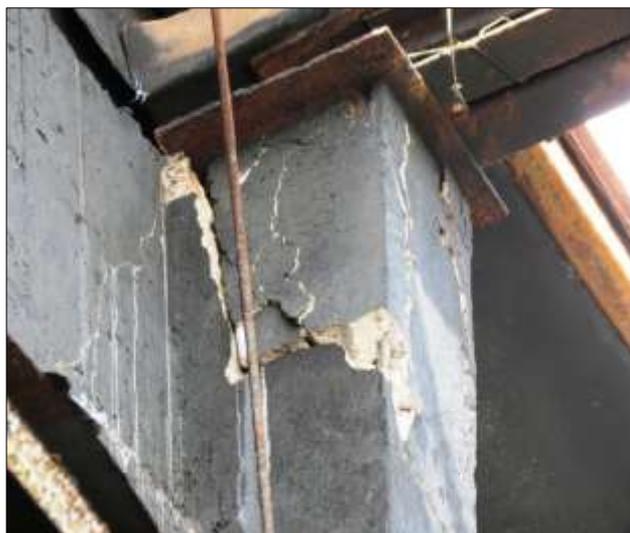
Nota-se pela Tabela 6 que o aumento da resistência do concreto de 20 para 50 MPa faz com que quantidade de armadura reduza apenas 7%, apesar de haver a necessidade de colocação de armadura mínima de compressão na parte superior da

viga, ainda assim não haverá economia em decorrência da diferença de preço entre os dois concretos.

Em vigas, onde há problemas de flexão simples não é conveniente adotar valores altos de f_{ck} uma vez que quem suporta os esforços de flexão é o aço e não o concreto. Para pilares é conveniente adotar concretos de alta resistência, pois estes suportam esforços de flexo-compressão (Araújo, 2010).

A memória fotográfica da empresa A constante no laudo técnico que foi elaborado pela empresa B apresenta pilares rompidos em todos os níveis da edificação.

A Figura 14, Figura 15 e Figura 17 apresentam pilares com ruptura na cabeça, no corpo do pilar e no consolo. Na Figura 16 o pilar é corrigido por meio de encamisamento. Nota-se no pilar apresentado na Figura 15 um processo de corrosão do aço na ligação do estribo com armadura longitudinal



**Figura 14 - Ruptura de pilar, caixaria 3º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B**



**Figura 15 - Ruptura de pilar, caixaria 3º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



**Figura 16 - Reparo de pilar, paletização 2º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



**Figura 17 - Ruptura do consolo do pilar, paletização 1º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**

A ruptura dos pilares nos níveis correspondentes à paletização e caixaria foi corrigida da seguinte maneira:

- Reforço emergencial de pilares da caixaria com chapas de aço;
- Escoramento das vigas;
- Escarificação da camada de cobrimento do concreto, fissurado e com lascamento;
 - Reforço estrutural de 3 pilares com aumento de seção de concreto (10,00 cm) e a taxa de armadura (sendo 01Ø acima do existente (Ø 16,00 mm) e estribo de Ø 8,0 mm a cada 10, 00 cm);
 - Concreto autoadensável de 30 MPa;
 - Chumbamento do aço com resina epóxi;

Ao reparar os pilares, a empresa B realizou o que a literatura recomenda. Mesmo que não tenha utilizado graute no reforço do consolo do pilar, a aplicação de concreto segue o que foi sugerido por Helene *et al.* (2003).

4.1.3 Ruptura do concreto no engastamento entre pilar e estrutura metálica

A estrutura metálica presente no pilar que sofreu ruptura servia de reforço para a estrutura de concreto armado existente.

A adição de chapas e perfis metálicos às estruturas de concreto armado é um reforço emergencial, para quando a estrutura necessita maior resistência sem que sua seção transversal aumente. O perfil pode ser chumbado ou colado à estrutura, sendo que a colagem é feita com resina epóxi e o chumbamento com buchas expansivas (SOUZA e RIPPER, 1998).

A estrutura metálica do pilar em questão foi chumbada a ele como pode ser visto na Figura 18, esta ficou em contato direto com o fogo, assim como partes de concreto armado. A ruptura se deu devido à expansão da estrutura metálica que causou fissuras na estrutura do pilar.

A memória fotográfica da empresa A constante no laudo técnico que foi elaborado pela empresa B apresenta o pilar rompido, de acordo com o que se pode ver na Figura 18 e Figura 19.



**Figura 18 - Pilar com ruptura no engaste com estrutura metálica, paletização 2º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



Figura 19 - Pilar com ruptura no engaste da estrutura metálica, paletização 2º nível.

Fonte: Laudo técnico - Empresa B.

A Figura 18 e a Figura 19 apresentam o mesmo pilar, porém em partes diferentes, este pilar já estava reforçado por uma estrutura metálica em sua parte superior onde apresentava um engaste, no entanto o incêndio levou a ruptura desta ligação e deixou o pilar seriamente danificado, com risco de colapso iminente. Este pilar provavelmente está entre os pilares que a empresa B cita que houve demolição. Por ser um pilar que já estava com um reforço emergencial de perfis metálicos, se este realmente foi demolido, a empresa B agiu de forma correta.

4.1.4 Ruptura de vigas e consolo com ruptura por flexão e torção

A ruptura de uma viga não é tão grave para estrutura como a ruptura de um pilar, isto apenas se suas extremidades permanecerem fixas, então não haverá um risco de colapso global da estrutura (COSTA, 2008).

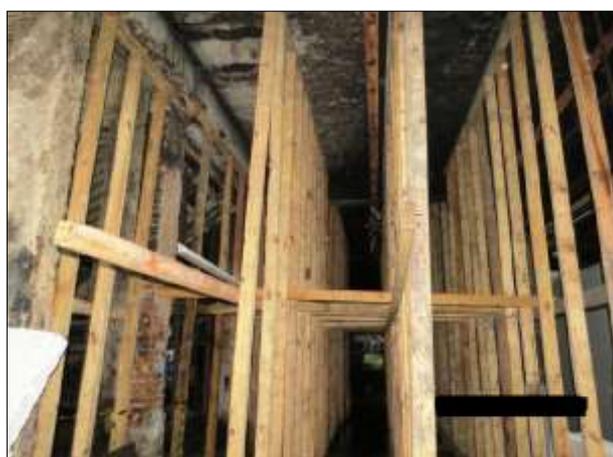
Quando a ruptura é causada por esforços simultâneos de flexão e torção estes causam deformações irreversíveis na estrutura, possível corrosão das armaduras e um conseqüente colapso estrutural (HELENE *et al.*, 2003). O autor ainda aponta que a reparação a ser feita nestes casos é a demolição e reconstrução

da viga, o mesmo procedimento é indicado por Cánovas (1988). No entanto para realizar a demolição deve ser feita uma análise de um calculista, uma vez que este procedimento pode alterar a estática da estrutura. A demolição deverá ser executada por martelos pneumáticos que deverão trabalhar simultaneamente (SOUZA e RIPPER, 1998).

A memória fotográfica da empresa A constante no laudo técnico que foi elaborado pela empresa B apresenta a ruptura de vigas da área de paletização como pode ser analisado na Figura 20 e Figura 22.



**Figura 20 - Ruptura de viga, paletização 2º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



**Figura 21 - Escoramento realizado para reparo de vigas, paletização 2º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



**Figura 22 - Viga com ruptura por flexão e torção, paletização 2º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**

Na Figura 20 parte da viga perdeu a porção de concreto e deixou as armaduras expostas à ação do fogo. A Figura 21 apresenta as escoras realizadas na paletização para reparar pilares e vigas danificados. E a Figura 22 mostra o consolo da viga com ruptura por flexão e torção.

A correção adotada pela empresa B para reparar as vigas danificadas pela ação do fogo foi:

- Hidrojateamento: água, areia e ar comprimido em alta pressão;
- Escarificação;
- Limpeza, remoção de material solto e mal aderido;
- Lavagens;
- Chumbamento de novas armaduras com resina epóxi;
- Concreto autoadensável de 40 MPa.

De acordo com o laudo técnico, não há indícios de que a viga com ruptura por flexão e torção tenha sido demolida, e de acordo com Helene *et al.* (2003) é necessário que esta seja demolida e reconstruída. Em relação às demais vigas que tiveram outras rupturas, que não por esforço de flexão e torção, a empresa B realizou o reparo parcialmente correto.

Segundo o que foi citado por Araújo (2010), no item 4.1.2, as vigas sofrem problemas de flexão-simples, esforço que é suportado pelo aço. Então quando reforçaram as vigas utilizando um concreto de 40 MPa e os pilares com concreto de 30 MPa eles cometeram um erro. Pois o concreto suporta os esforços de compressão solicitados aos pilares e o aço suporta os esforços de flexão-simples solicitados às vigas. Sendo assim o correto seria adicionar ao elemento que suporte flexão-simples, o concreto de menor resistência, pois quem suportará o esforço solicitado será o aço.

4.1.5 Alteração de cor do concreto

O aumento da temperatura dos gases influi diretamente na resistência do concreto, como foi citado no item 2.4.1, o aumento da temperatura também provoca alteração de cor no concreto, a coloração do concreto pode servir de indicativo para a temperatura alcançada durante o incêndio.

O óxido de ferro e o hidróxido de ferro são os responsáveis pela mudança de cor dos agregados do concreto, apesar de agregados calcáreos alterarem de cor mais facilmente do que os silicosos não se pode utilizar apenas a alteração de cor para determinar a que temperatura chegou o concreto. Isto porque existem impurezas nos minerais e variações de temperatura durante o combate ao incêndio, o que pode levar a um diagnóstico errado sobre qual foi a temperatura atingida pelo incêndio (COSTA, 2002).

Bauer (2008) ainda cita que a gravidade do incêndio pode ser analisada de acordo com a coloração apresentada pelo concreto após seu resfriamento, dado pela ação da água. Levando em conta que as variações de cores dependem também dos elementos constituintes do concreto, as cores determinam a qual temperatura o concreto foi exposto:

- 300°C a 600°C: coloração rosa;
- 600°C a 900°C: coloração vermelha para cinzenta;
- 900°C a 1200°C: coloração amarelo-claro;
- acima de 1200°C: coloração amarela.

Neville (1982) classifica o concreto exposto a altas temperaturas de forma mais detalhada:

- 250°C: coloração cinza;
- 285°C a 300°C: coloração cinza róseo;
- 300°C: coloração rosa;
- 535°C a 550°C: coloração roxa;
- 575°C: coloração vermelho pálido;
- 650°C: coloração cinza esbranquiçado;
- 900°C: coloração amarela alaranjado;
- 1000°C: coloração amarela clara.

Portanto a alteração de cor do concreto serve de indicativo tanto para poder inferir sobre a resistência da estrutura quanto para saber qual a temperatura que o incêndio alcançou. Uma vez alterada a cor, esta será permanente no concreto.

Para situações em que o concreto atingiu temperaturas acima de 300°C, Junior (2011) recomenda a remoção da porção de concreto danificada, mediante ao corte preciso da área atingida e limpeza com jatos de areia e água, e posterior reconstrução da região danificada.

A memória fotográfica da empresa A constante no laudo técnico que foi elaborado pela empresa B apresenta várias colorações no concreto na paletização, situada no 1º nível e 2º nível.

Como se pode observar na Figura 23 e na Figura 24 a coloração amarela alaranjado do pilar de concreto estava presente na caixaria e paletização, indicando que o concreto chegou a uma temperatura de aproximadamente 900°C. O laudo técnico apresenta também essa coloração nas vigas e pilares da paletização, situada no 2º nível.



Figura 23 - Coloração do concreto amarelo alaranjado na paletização do 1º nível.

Fonte: Laudo técnico - Empresa B.



Figura 24 - Coloração do concreto, amarelo alaranjado na caixaria do 3º nível.

Fonte: Laudo técnico - Empresa B.

A coloração cinza esbranquiçada no encontro do pilar e viga, apresentada na Figura 25 também pode ser notada nas vigas e pilares da paletização do 2º nível e na caixaria, situada no 3º nível, indicando que nestes elementos o concreto atingiu uma temperatura de aproximadamente 650°C.



Figura 25 - Coloração do concreto, cinza esbranquiçada, na paletização do 1º nível.

Fonte: Laudo técnico - Empresa B.

No entanto a coloração vermelha pálida do concreto, apresentada no pilar da Figura 26 foi encontrada somente na paletização do 1º nível, indicando que naquela área o concreto atingiu uma temperatura de aproximadamente 575°C.



Figura 26 - Coloração do concreto, vermelho pálido, na paletização do 1º nível.

Fonte: Laudo técnico - Empresa B.

Alguns elementos com risco iminente de colapso foram demolidos e reconstruídos, provavelmente os que chegaram a 900°C, coloração amarela alaranjada.

Para as demais estruturas que não chegaram a 900°C a correção da alteração de cor foi:

- Escarificação da camada de cobrimento;
- Limpeza do material solto e mal aderido.

O reparo realizado pela empresa B seguiu as recomendações da literatura para os pilares que não atingiram temperaturas de 900 °C e também ao demolir os que chegaram a essa temperatura, uma vez que já não tinham mais resistência suficiente para suportar os carregamentos solicitados. As demais correções seguiram com o dano estrutural interno de cada elemento em particular e serão detalhadas nos itens a seguir.

4.1.6 Corrosão acentuada das armaduras

A corrosão das armaduras no concreto armado é de natureza eletroquímica e é extremamente danosa ao concreto uma vez que afeta a capacidade dos componentes estruturais em razão da redução da seção transversal do aço, perda de aderência entre concreto e aço e pela fissuração do concreto (HELENE *et al.*, 2003).

Ao combater o fogo com água, os materiais estruturais se resfriam e contraem frequentemente, o que pode causar danos ainda maiores (CÁNOVAS, 1988). A corrosão das armaduras é o que se pode notar com esse aquecimento e resfriamento da estrutura em casos de combate ao incêndio.

A pasta de cimento é composta por hidróxido de cálcio, quando o concreto atinge uma temperatura de 400°C ocorre a desidratação do hidróxido, dando origem ao óxido de cálcio e há redução do pH em valores menores do que 12,5. O jateamento de água para combater as chamas permite que o hidróxido de cálcio se recomponha, no entanto, a parte interna da armadura permanece ressecada (ILIESCU, 2007).

O concreto fica exposto as grandes concentrações de monóxido de carbono decorrente do incêndio. O hidróxido de cálcio associado ao monóxido de carbono forma o carbonato de cálcio, este avança até o interior do concreto até atingir as armaduras, o que dá início ao processo de corrosão (TOKUDOME, 2009).

Sabendo que o processo de combate ao fogo pode dar início ao processo de corrosão da armadura e que a memória fotográfica foi realizada apenas três dias após a ocorrência do incêndio, não se pode afirmar que a corrosão das armaduras se deu após o incêndio, uma vez que o processo de corrosão não é imediato.

Portanto as armaduras corroídas que foram encontradas na empresa A após o incêndio estavam oxidadas devido a outro fator como, por exemplo, a presença de íons cloreto, relação água cimento do concreto, carbonatação, dentre outros fatores (POLITO, 2006).

Sendo a corrosão um processo eletroquímico sua correção deve ser realizada por técnicas eletroquímicas. Uma técnica prática e duradoura é a utilização de pastilhas de zinco como ânodo de sacrifício (Figura 27), o processo consiste na liberação de cátodos de zinco em direção à massa da pastilha de zinco (ânodo) e íons de ferro que são absorvidos pelas armaduras e ali mesmo reduzidos, como se neutralizasse a corrente elétrica que realiza o processo de corrosão (RODRIGUES, 2002 *apud* POLITO, 2006).

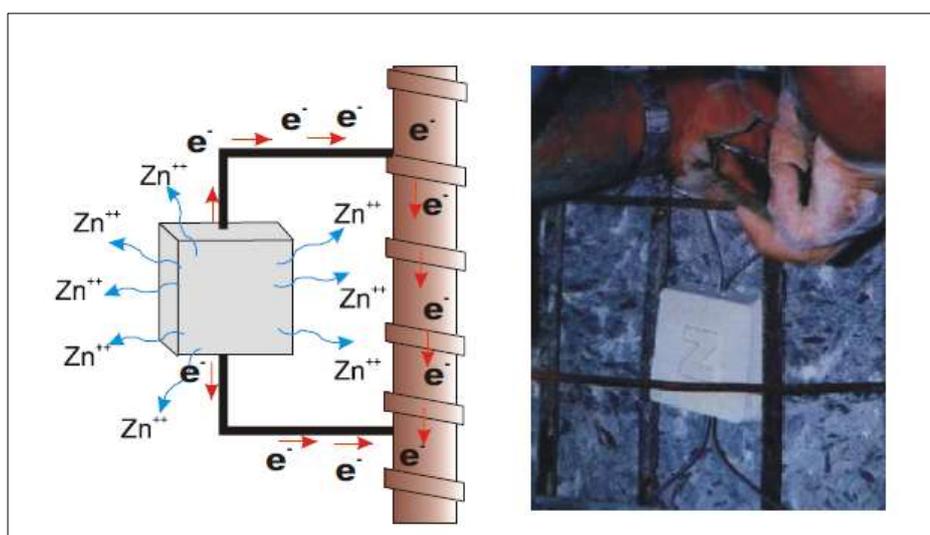


Figura 27 - Funcionamento e fixação de uma placa de zinco.
Fonte: Rodrigues, 2002 *apud* Polito, 2006.

Na Figura 27 pode-se ver como é realizada a colocação da pastilha de zinco próxima às armaduras corroídas e como ocorre o processo de neutralização da corrente geradora de corrosão.

Santos (2012) recomenda que seja retirada toda a massa de concreto que estiver envolta da armadura corroída, até 2 cm abaixo destas e seja realizada a limpeza da superfície por meio de hidrojateamento, que consiste em lançar um jato de areia com ar comprimido e água à alta pressão, e posterior limpeza apenas das armaduras com uma escova de cerdas de aço. As armaduras recebem uma camada de argamassa polimérica inibidora de corrosão e é adicionada uma emenda nas barras que tiverem redução de 10% de sua seção, as novas barras são fixadas ao concreto com resina tipo epóxi e devem possuir a mesma seção transversal das barras já existentes. Por fim preenche-se a cavidade da estrutura de concreto com argamassa polimérica.

A colagem das armaduras com resina epóxi é uma técnica econômica, eficaz e de rápida execução. A adição de resina ao concreto não interfere na dimensão final do elemento estrutural e não acrescenta nenhum tipo de esforço à estrutura (CÁNOVAS, 1988).

Helene *et al.* (2003) sugere que para reparação em casos de corrosão seja retirado o concreto carbonatado, adicionada armaduras de reforço ou que se substituam as existentes e por fim deve-se fazer uma realcalinização e proteção superficial do concreto.

A memória fotográfica da empresa A constante no laudo técnico que foi elaborado pela empresa B apresenta vários processos de corrosão das armaduras sofrido nos elementos de concreto na paletização, situada 2º nível e na caixaria no 3º nível, como pode ser analisado na Figura 28 e Figura 29, respectivamente.



Figura 28 – Pilar com corrosão nas armaduras, paletização do 2º nível.

Fonte: Laudo técnico - Empresa B.



Figura 29 – Viga com corrosão nas armaduras, paletização do 2º nível.

Fonte: Laudo técnico - Empresa B.

A Figura 10 apresentada no item 4.1.1 mostra além do deslocamento as armaduras de uma laje totalmente desprotegidas e com corrosão muito acentuada, no 1º nível. A Figura 28 apresenta a armadura longitudinal com corrosão acentuada em um pilar do 2º nível. A Figura 29 apresenta uma viga com corrosão em toda a armadura, tanto longitudinal quanto transversal, também no 2º nível.

Analisando a memória fotográfica realizada pela empresa B, pode-se notar que na caixaria, situada no 3º nível, houve apenas um pilar de concreto armado que apresentou uma corrosão localizada nos pontos de ligação entre a armadura longitudinal e a transversal. A corrosão acentuada nos níveis correspondentes à paletização foi corrigida de acordo com os seguintes processos:

- Hidrojateamento: água, areia e ar comprimido em alta pressão;
- Chumbamento de novas armaduras, com resina epóxi, no concreto.

A empresa B cometeu um equívoco ao considerar que as armaduras tenham sofrido corrosão devido ao incêndio, pois o processo de corrosão do aço é lento e a memória fotográfica foi realizada apenas três dias após a ocorrência do incêndio. Portanto a corrosão apontada no laudo, já estava presente nos elementos estruturais antes do sinistro e só foi constatada após exposição das armaduras devido aos processos de deslocamentos e rupturas.

No entanto a correção da corrosão de armaduras realizada pela empresa B, segue a recomendação da literatura no que diz respeito à limpeza e chumbamento, porém não há indícios, no laudo técnico, da utilização de argamassa polimérica inibidora de corrosão. Portanto mesmo que o tratamento seja feito de forma correta, se não houver adição da argamassa, a armadura ficará suscetível a um novo início de processo corrosivo.

4.1.7 Fissuração

As fissuras em elementos de concreto surgem ao longo da vida útil da estrutura, podendo ser horas após a execução do elemento, dias ou anos, devido a diversos fatores. Portanto é necessário saber qual a causa exata do surgimento da fissura para que se decida a melhor solução de reparo (CÁNOVAS, 1988).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que as fissuras de 0,2 mm a 0,4 mm não são agressivas para as armaduras presentes no elemento estrutural e não significam que este tenha tido redução na sua durabilidade ou na segurança que fornece a edificação.

Uma das causas para o aparecimento de fissuras é a variação de temperatura, principalmente a ação do fogo que gera gradientes térmicos na estrutura e uma vez que as armaduras não tenham sido dimensionadas de forma a suportar essa variação de temperatura é que surgem os quadros de fissuração (SOUZA e RIPPER, 1998).

O aquecimento do concreto durante um incêndio faz com que as armaduras transversais e longitudinais de uma viga sofram dilatação e flexionem, fissurando o concreto. Para as vigas de vão médio ou longo podem surgir fissuras no engaste pilar – viga caso o pilar tenha grande rigidez, no entanto para pilares com pouca rigidez a viga transfere suas tensões para os pilares, fissurando-os (CÁNOVAS, 1988).

Marcelli (2010) sugere que o tratamento de fissuras deve ser realizado com o uso de selantes elásticos, que darão proteção à peça e conseguem acompanhar as movimentações por ela sofridas. Ainda sugere que para ambiente interno não agressivo, que é o caso da empresa A em estudo, deve-se tratar as fissuras maiores que 0,3 mm com a aplicação de selante e para as que forem menores do que 0,30 mm pode-se dispensar o tratamento.

Olivari (2003) e Cánovas (1988) apresentam uma forma de reparo mais detalhada. Segundo eles deve-se aplicar gesso sobre as fissuras para atestar que estas estão realmente estabilizadas. Constatado a estabilização é necessário limpar e preparar as fissuras para uma aplicação de resina epóxi que irá restaurar a peça e dar proteção à armadura. Helene *et al.* (2003) acrescenta que deve ser retirada a porção de concreto que esteja comprometida.

A memória fotográfica da empresa A constante no laudo técnico que foi elaborado pela empresa B apresenta fissuras superficiais nos elementos de concreto, no entanto em uma viga da paletização do 1º nível, apresentou fissuras devido à flexão e no engaste pilar – viga o que pode ser analisado na Figura 30 e Figura 31 respectivamente.



**Figura 30 - Fissura em viga por flexão, paletização 1º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**



**Figura 31 - Fissura no engaste viga - pilar, paletização 1º nível.
Fonte: Laudo técnico - Empresa B.**

Na Figura 30 as fissuras na viga de concreto armado são horizontais e verticais, causadas em decorrência da flexão do elemento estrutural. Nesta viga também houve a ocorrência de delaminação gradual da massa de concreto, que deve ser corrigida de acordo com o sugerido no item 4.1.1. A Figura 31 apresenta a fissura localizada na ligação entre a viga e o pilar.

A fissuração encontrada nos três níveis da edificação foi corrigida de acordo com o citado no item 4.1.4:

- Hidrojateamento: água, areia e ar comprimido em alta pressão;
- Escarificação;
- Limpeza, remoção de material solto e mal aderido;
- Lavagens;
- Chumbamento de novas armaduras com resina epóxi;
- Concreto autoadensável de 30 MPa para pilares e 40 MPa para vigas e lajes.

Apesar de a empresa B não realizar o recomendado pela literatura para o tratamento de fissuras. Ter escarificado o concreto danificado e acrescentado uma nova camada foi mais eficiente e seguro do que apenas adicionar selantes para corrigir as fissuras.

4.2 DISCUSSÕES

A edificação da empresa A que foi acometida pelo incêndio foi construída na década de 80 e segundo o engenheiro não havia arquivo dos projetos da época, por esse motivo não há como saber a resistência inicial dos concretos dos elementos estruturais. Se as correções efetuadas pela empresa seguiram o que é recomendado ao reparo de estruturas, onde diz que o objetivo é recuperar as características originais do elemento, em teoria supõe-se que os pilares originais tinham resistência de 30 MPa e as vigas e lajes tinham resistência de 40 MPa, porém na década de 80 o concreto de 20 MPa era a tecnologia de ponta da época. Portanto pode-se inferir que o concreto utilizado para correção dos elementos estruturais era de maior resistência que o concreto existente.

Ao utilizar o concreto autoadensável na correção das estruturas de lajes, vigas e pilares a empresa B cometeu um equívoco, pois deu aos pilares um concreto de menor resistência do que o aplicado nas lajes e pilares. Em resumo, os elementos que suportam esforços de compressão, os pilares, devem receber concretos de maior resistência, uma vez que o concreto suporta estes esforços e não o aço. E os elementos que tendem a ter esforços de flexão simples devem ser

confeccionados com concretos de menor resistência, pois quem suportará os esforços solicitantes desse caso serão as armaduras.

Portanto, ao reparar os pilares com concreto de 30 MPa e vigas e lajes com concreto de 40 MPa a empresa B fez o oposto do que é recomendado na literatura, o correto seria aplicar o concreto de 40 MPa nos pilares e o de 30 MPa nas vigas e lajes.

A degradação em cada nível é variável, como se pode notar ao longo dos resultados apresentados, por exemplo, na caixaria houve ruptura de pilares e a coloração amarela alaranjada indica temperaturas de aproximadamente 900° C, no entanto não houve ruptura de vigas, o que só foi observado no 2º nível correspondente a paletização.

De acordo com o laudo técnico o incêndio atingiu temperaturas superiores a 900° C, o que reduziu consideravelmente a resistência dos elementos estruturais e gerou um processo de deterioração que comprometeu a segurança da edificação.

A empresa B sugeriu a demolição de alguns elementos estruturais, porém não cita quais, apenas diz que são poucos. Então analisando as figuras apresentadas infere-se que os pilares apresentados na Figura 18 e na Figura 24 foram demolidos, pois, como a empresa B afirma no laudo técnico, o pilar com reforço metálico estaria em risco de colapso iminente e o pilar de coloração amarela alaranjada indica que a temperatura nele alcançou em torno de 900° C e de acordo com a Tabela 1, nesta temperatura o concreto já não possui mais resistência suficiente para suportar os esforços solicitantes devendo, portanto, ser demolido.

A empresa B cita a corrosão das armaduras como decorrência do incêndio, no entanto a bibliografia mostra que o processo de corrosão de armaduras não é imediato, mesmo que o ato de tentar extinguir o incêndio favoreça ao início da degradação das armaduras. Portanto as armaduras corroídas já estavam em processos de corrosão antes do incêndio atingir a estrutura, mas mesmo assim as correções adotadas estão em parte de acordo com o recomendado pelos autores citados, exceto pelo fato de que não há indícios de que as armaduras antigas foram protegidas com argamassa inibidora de corrosão.

Nos casos em que houve reparo da estrutura, a empresa B executou o que foi previamente recomendado pela literatura, retirada do concreto fissurado,

danificado ou lascado e limpeza do substrato com hidrojateamento e lavagens com ácidos a fim de remover o material que a água não consegue eliminar.

As fissuras foram registradas em todos os níveis, uma vez que a dilatação do aço leva ao aparecimento de fissuras na estrutura, como foi citado no item 2.4.2. porém, a correção destas não foi realizada como a literatura recomenda pois os danos estruturais foram além de fissuras. O tratamento dado, apesar de se opor ao recomendado pelas literaturas citadas para correção de fissuras está em acordo com as correções adotadas para casos de lascamentos, e rupturas dos elementos estruturais.

Na Figura 22 além da fissura localizada no engaste pilar – viga nota-se também a coloração do concreto, amarelo alaranjado, que sugere uma demolição da viga, pois como dito anteriormente, para temperaturas de 900° C recomenda-se a reconstrução total do elemento estrutural, pois a essa temperatura este perdeu totalmente sua resistência.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas de concreto armado quando não estão dimensionadas de acordo com normas de proteção contra incêndio acabam por se deteriorar devido à perda significativa de sua resistência inicial. A correção das patologias decorrentes da ação do fogo sempre deve ser executada por profissional capacitado e mediante cálculos estruturais feitos por engenheiros.

Para estruturas dimensionadas de acordo com normas de proteção contra incêndio as patologias ocorrem, no entanto o dimensionamento favorece a uma minimização dos danos sofridos pelas estruturas.

Ter em mãos apenas o laudo técnico para elaborar o trabalho foi uma limitação, principalmente pela falta de dados no laudo como, por exemplo, resistência inicial dos elementos construtivos, custos dos reparos, planta estrutural da edificação. O laudo, composto por 37 páginas tinha em sua maioria fotos dos locais danificados, estas de difícil interpretação, pelo fato de serem tiradas muito de perto, houve momentos em que se confundiu viga com pilar e não foi possível identificar o tamanho da abertura das fissuras. Além do fato que o relatório às vezes indicava uma patologia ocorrida no local, mas não havia fotos destas. Houve dificuldade no contato com a empresa A, na primeira vez quando ela forneceu o laudo técnico, o engenheiro responsável se colocou a disposição, mas explicou que não foi ele o responsável em acompanhar as atividades de reforço uma vez que ele ainda não estava na empresa, por isso ele não saberia acrescentar informações ao laudo e nas tentativas seguintes de contato os e-mails não eram respondidos.

A NBR 15200 (ABNT, 2004) foi elaborada a fim de que se construíssem elementos em concreto armado que suportassem a carga adicional de incêndio e protegessem os ocupantes e a estrutura de possíveis colapsos, uma vez que quando dimensionados em acordo com a norma, os elementos estruturais tendem apenas a ter delaminações nas massas de concreto e resistem mais tempo à ação do fogo.

Não só recomenda-se realizar a proteção de estruturas apenas dos elementos construtivos, mas também com a utilização de meios de proteção ativas que ajudam a impedir a propagação do incêndio, evitando assim maiores danos à estrutura.

A segurança contra incêndios não é total, ela apenas busca diminuir os riscos de colapso estrutural. As medidas específicas de proteção que são adotadas de forma isolada quando reunidas em um conjunto final acabam dando uma segurança considerável tanto à estrutura quanto aos seus ocupantes.

Este trabalho apresentou as principais patologias que surgiram após o incêndio em uma edificação industrial, que foram principalmente, lascamentos de concreto, ruptura de vigas e pilares, fissuras no concreto e corrosão das armaduras. As correções que foram adotadas pela empresa B foram, em sua maioria, corretas e de acordo com o que as bibliografias citadas sugerem. O único ponto em que houve uma solução incorreta para a correção de uma das patologias apresentadas foram os reparos nos pilares com concreto de menor resistência do que o concreto aplicado nas lajes e vigas.

5.2 TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se como possíveis trabalhos futuros:

- Realizar testes em laboratório para verificação da alteração de coloração do concreto em função da temperatura e a influência da utilização de aditivos no concreto nesta coloração;
- Influência do agregado graúdo na resistência a compressão do concreto com a variação de temperatura;
- Ensaios controlados para verificação de deslocamentos e delaminações;
- Dimensionamento de vigas com os dados experimentais obtidos em laboratório para a resistência a compressão e demais propriedades mecânicas do concreto.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José M. de. **Curso de concreto armado**. 3 ed. v. 1. Rio Grande: Dunas, 2010.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio**. Rio de Janeiro 2014.

BAUER, Falcão. **Materiais de Construção**. 5 ed revisada, v.1. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CÁNOVAS, Manuel F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988. 522 p

ÇENGEL, Yunus A. **Transferência de calor e massa: uma abordagem prática**. 3. Ed. São Paulo, SP: McGraw-Hill, 2009.

COSTA, Carla N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2002. Tese de Mestrado – Engenharia Civil. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

COSTA, Carla N.; FIGUEIREDO, Antônio D. de.; SILVA, Valdir P. **O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica**. Instituto Brasileiro do Concreto – 44^o Congresso Brasileiro. São Paulo, 2002.

COSTA, Carla N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 724f. Tese de doutorado – Engenharia Civil. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

CUOGHI, Ricardo de S. **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2006. 247f. Tese de Mestrado – Engenharia de Construção Civil e Urbana – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

DIAS, Luís A. de M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 7 ed. São Paulo: Zigurate, 2009.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **ENV 1991 – 2 – 2**: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 1995.

GOMIDE, Kleber A. **Contribuição ao projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2005. 70f. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil – Universidade São Francisco. Itatiba, 2005.

GONÇALVES, Eduardo A. B. **Estudo de patologias e suas causas nas estruturas de concreto armado de obras de edificações**. 2015. 174f. Trabalho de Conclusão de Curso – TCC – Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2015.

HELENE, Paulo; PEREIRA, Fernanda; HUSNI, Raul; CASTRO, Pedro; AGUADO, Antonio. **Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Reparación, Refuerzo y Protección**. São Paulo: Paulo Helene & Fernanda Pereira, 2003. v. 1. 750 p. ISBN: 8590370712.

ILIESCU, Marcelo. **Diagnóstico das patologias nas edificações**. 2007. 74f. Notas de aula. Disponível em: <<http://www.iliescu.com.br/palestras/diagnosticodaspatologiasnasedificacoes.pdf>> Acesso em 29 de Fevereiro de 2016.

JUNIOR, Odinir K. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. 2011. 211f. Tese de Mestrado – Engenharia Civil – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

LIMA R. C. A., KIRCHHOF L.D., CASONATO C.A., SILVA FILHO L. C. P.. **Efeito de Altas Temperaturas no Concreto**. Artigo – Grupo de Pesquisas LEME – UFRGS. In: II Seminário de patologia das Edificações. Porto Alegre, 2004.

LIMA, Rogério C. A. de. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 257f. Tese de Doutorado – Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

LORENZON, Andressa. **Análise da resistência residual do concreto após exposição a altas temperaturas.** Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2014.

MARCELLI, Maurício. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras.** 1 ed – 3 tiragem – São Paulo: Editora PINI, 2010.

MARTINS, Gilberto de A.; LINTZ, Alexandre. **Guia para elaboração de monografias e trabalhos de conclusão de curso.** 2. Ed. – 5. Reimpr. – São Paulo, SP: Atlas, 2012.

MORALES Gilson; CAMPOS Alessandro; FAGANELLO Adriana M. P. **A ação do fogo sobre os componentes do concreto.** Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas. Londrina, 2011.

NEVILLE, Adam M; tradução GIAMMUSSO, Salvador E. **Propriedades do concreto.** 2 ed. São Paulo: PINI, 1982.

OLIVARI, Giorgio. **Patologia em edificações.** 2003. 95f. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil com ênfase Ambiental – Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2003

OLIVEIRA, Isaac A. **Estrutura de concreto armado em situação de incêndio. Uma análise térmica de uma viga sob flexão simples.** Universidade Federal do Paraná – UFPR. Curitiba, 2013

PEREIRA, Fábio S. da C. **Incêndios em estruturas de concreto armado em Natal.** Artigos do CREA – RN. Natal, 2012.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008.** 8. Ed. Rio de Janeiro, RJ: LTC, 2009.

PIANCASTELLI, Elvino M. - **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado** - Ed. Depto. Estruturas da EEUFMG - 1997 - 160p.

POLITO, Giulliano. **Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismos, prevenção e recuperação.** 2006. 191f. Trabalho de Conclusão de

Curso de Especialização. Engenharia Civil – Universidade de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2006.

PREVIDELLI, Amanda. **Os maiores incêndios no Brasil antes de Santa Maria.** REVISTAEXAME.COM 2013. Disponível em <<http://exame.abril.com.br/brasil/noticias/os-maiores-incendios-no-brasil>> acesso em 27 de Setembro de 2015.

SANO, Douglas M.; POLEGATO, Natália S.; COLLETA, Ruan D. D. **Redimensionamento de lajes e vigas para um projeto estrutural de concreto em situação de incêndio conforme NBR 15200 (2012).** Trabalho de Conclusão de Curso – TCC – Engenharia Civil – Universidade Federal do Paraná –UFPR. Curitiba, 2013.

SANTOS, Maurício R. G. dos. **Deterioração das estruturas de concreto armado – estudo de caso.** 2012. 122f. Monografia de Curso de Especialização. Engenharia Civil – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2012.

SEITO, Alexandre I; GIL, Alfonso A.; PANNONI, Fabio D.; ONO, Rosaria; SILVA, Silvio B. da; CARLO, Ualfrido D.; SILVA, Valdir P. e. **A segurança contra incêndio no Brasil.** São Paulo: Projeto Editora, 2008.

SILVA, Valdir P. e. **Estruturas de aço em situação de incêndio.** São Paulo: Zigutare Editora, 2004.

SILVA, Valdir P. e. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.** São Paulo: Edgard Blücher, 2012.

SOUZA, Vicente C. M. de; RIPPER Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** 1 ed – 5 tiragem – São Paulo: Editora PINI, 1998.

TOKUDOME, Naguisa. **Carbonatação do concreto.** Portal Itambé, 2009. Disponível em: < <http://www.cimentoitambe.com.br/carbonatacao-do-concreto/>> Acesso em 21 de Abril de 2016.

VALENTE, Leonam d. S. Artigo: Patologias estruturais causadas por efeitos de sismo, explosão e exposição ao fogo. **Revista Engenharia Estudo e Pesquisa**, Rio de Janeiro, v. 14, n. 2, p. 8-19, jul/dez. 2014. Disponível em: < http://www.revistaeeep.com/v14n2_jul_dez_2014.html>. Acesso em 01 de Abril de 2016.