



IBAPE NACIONAL
Instituto Brasileiro de Avaliações
e Perícias de Engenharia



IBAPE BAHIA
Instituto Brasileiro de
Avaliações e Perícias de
Engenharia da Bahia

Incêndio Parcial em Edifício Comercial com Estrutura em Concreto Armado: A Importância de Testes e Ensaios de Caracterização. Um Estudo de Caso

Luís Henrique Poy



O conteúdo dos trabalhos técnicos apresentados no COBREAP é de inteira responsabilidade de seus autores.

INCÊNDIO PARCIAL EM EDIFÍCIO COMERCIAL COM ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO: A IMPORTÂNCIA DE TESTES E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO. UM ESTUDO DE CASO.

RESUMO

A exposição das estruturas em concreto armado a elevadas temperaturas ocasiona comprometimentos irreversíveis à sua estabilidade, segurança e vida útil. Estudos indicam que já a partir de 300°C ocorre degradação da matriz do concreto, com redução gradativa da resistência mecânica e, de maneira mais expressiva e a partir de 150°C, do seu módulo de elasticidade. Também os aços presentes nas construções, sobretudo aqueles encruados a frio (anteriormente ditos “tipo B”), apresentam queda expressiva de resistência mecânica e do módulo de elasticidade também após 300°C, ocasionando flechas excessivas nos componentes estruturais. Contudo a mídia tem noticiado frequentemente a ocorrência de incêndios de “pequenas proporções”, em que simples exames visuais, mesmo que realizados por técnicos, indicam que as estruturas não foram afetadas, sendo liberada imediatamente a reocupação das edificações. Neste trabalho apresenta-se um estudo de caso de incêndio parcial em edificação comercial, onde a ausência de documentação técnica foi suprida por inspeção criteriosa, testes e ensaios de caracterização diversos. Foi verificado comprometimento estrutural importante – inclusive com necessidade de reforço – embora visualmente a estrutura aparentasse estabilidade e sugerisse a dispensa de maiores cuidados.

PALAVRAS-CHAVE: *Incêndio, Perda de resistência, Degradação do concreto.*

1 INTRODUÇÃO

Na data de 12 de fevereiro de 2015 veio a ocorrer um princípio de incêndio no interior de EDIFÍCIO COMERCIAL – uma edificação com estrutura em concreto armado moldado *in loco* e área total de aprox. 2.000m², distribuídos em 3 pavimentos (térreo, 1º. Pavimento e 2º. Pavimento) além de um mezanino localizado entre o térreo e o 1º pavimento.

Dada a rápida intervenção dos Bombeiros, a ação do fogo restringiu-se apenas ao 1º pavimento (em especial à sala nº 9), tendo se originado, supostamente, a partir de problemas elétricos, oriundos do sistema de climatização.

Embora o edifício abrigue um grande número de funcionários e localize-se em região central com grande fluxo de automóveis e pedestres, não houve vítimas e os prejuízos materiais foram de pequena monta, se comparados a eventos semelhantes.

O trabalho realizado constituiu-se de duas etapas, tendo cada qual o seu objetivo específico:

- a) Etapla 01 – Atender determinação da DEFESA CIVIL, no que diz respeito à verificação da estabilidade estrutural global da edificação, visando sua desinterdição;
- b) Etapla 02 – Tendo em vista que a exposição das estruturas de concreto armado a elevadas temperaturas promove a degradação dos seus componentes, com redução de suas resistências mecânicas, procedeu-se a análise do sistema estrutural da região atingida pelo sinistro (sala 09),

subsidiado por diversos ensaios e testes de campo, de modo a desenvolver o correspondente PROJETO DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL.

1.1 INSPEÇÃO PRELIMINAR – ETAPA 01

A região diretamente afetada pelas chamas do incêndio localiza-se no 1º pavimento, o qual possui área total de 504,21m², tendo iniciado o ocorrido supostamente na região entre a sala de condicionadores de ar e a sala 09.

Após inspeção inicial pode-se constatar que, com exceção de danos elétricos e estéticos causados pela fumaça e trabalho de contenção de incêndio, não foram percebidos danos relevantes aos outros pavimentos ou a outras regiões que não aquela próxima à origem do incidente (sala 09).

A área diretamente afetada e que apresenta indícios de danos estruturais corresponde à sala 09 e possui 53,90 m² (segundo projeto arquitetônico).

A sala 11 (conforme projeto arquitetônico), os corredores e a sala de condicionadores de ar – regiões vizinhas à sala 09 – também apresentavam algumas anomalias, como deslocamento do reboco e manchas causadas pela fumaça, porém não aparentando comprometimento estrutural.

Após inspeção de todos os cômodos do edifício, definiu-se que a área de abrangência dos testes preliminares de campo a serem realizados poderia restringir-se à sala 09, abrangendo o trecho de lajes superior e inferior àquele cômodo. Foram então realizadas análises dos elementos estruturais presentes – lajes, vigas e pilares -, estando indisponível o projeto estrutural.

As Figuras apresentadas na sequência ilustram os aspectos mais relevantes observados.

Figura 1 – FACHADA LATERAL. Notar região mais afetada pelo ocorrido (sala 09 – 1º Pavimento)

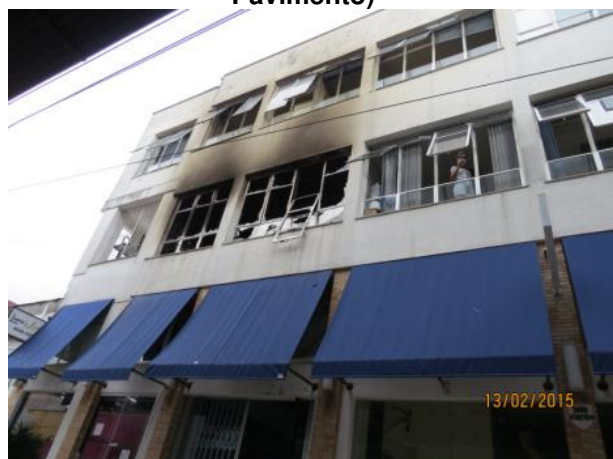


Figura 2 – SALA 09. Notar situação no dia seguinte ao ocorrido



Figura 3 – SALA DE CONDICIONADORES DE AR. Fiação na qual supostamente teria se originado o incêndio

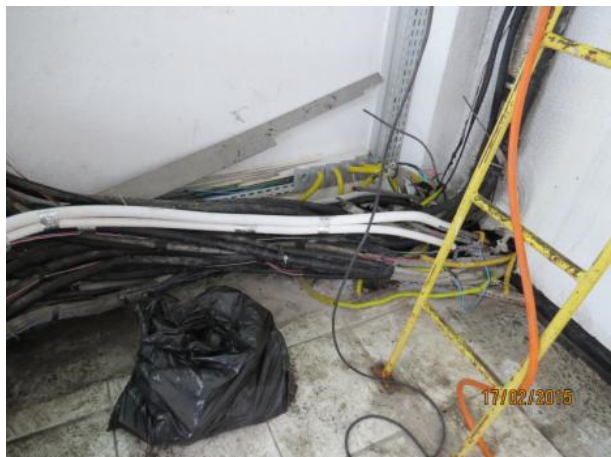


Figura 4 – CORREDOR DE ACESSO À SALA 09. Notar região atingida pela fumaça (manchas), porém sem grandes danos causados pelo calor (fios e eletrodutos íntegros)



Figura 5 – SALA VIZINHA À SALA 09. Notar poucos danos causados pelo ocorrido, gerando apenas deslocamentos de reboco e manchas nas paredes e no forro



Figura 6 – SALA VIZINHA À SALA 09. Notar integridade das estruturas sobre o forro, evidenciando que a região não foi diretamente atingida pelas chamas



Figura 7 – REGIÃO SOBRE A SALA 09. Observar integridade do revestimento cerâmico (avaliado em teste por percussão)



Figura 8 – REGIÃO ABAIXO DA SALA 09. Notar integridade das estruturas, inclusive com preservação do sistema de pintura



Figura 9 – SALA 09. INSPEÇÃO ESTRUTURAL. No detalhe, ponto 03 localizado em pilar, apresentando bom pH do concreto (coloração rosa), cobrimento satisfatório e integridade da armadura (composta por aço laminado a quente – CA 50A). A situação encontrada neste pilar se repete em todos os outros pilares da sala



Figura 10 – SALA 09. INSPEÇÃO ESTRUTURAL. No detalhe, ponto 09 localizado em viga, apresentando concreto com pH baixo (coloração rosa de pouca intensidade) mas com cobrimento satisfatório e integridade da armadura (aço CA 50A, laminado a quente). A situação encontrada nesta viga se repete na maioria das vigas



Figura 11 – SALA 09. INSPEÇÃO ESTRUTURAL. No detalhe, ponto 08 localizado em laje, apresentando pH insatisfatório (ausência de coloração rosa), baixo cobrimento e armadura íntegra (CA 60, aço laminado a quente). A situação encontrada neste ponto da laje se repete na maioria dos pontos



Figura 12 – SALA 09. LAJE DE TETO. Notar região próxima ao ponto 15, apresentando deterioração do cobrimento (“*spalling*”) com exposição das ferragens



Figura 13 – SALA 09. No detalhe, trincas localizadas em laje e viga próximas ao ponto 11



Figura 14 – SALA 09. TESTE DE PERCUSSÃO. Detecção de diversas placas cerâmicas em processo de deslocamento. Notar também reboco danificado



1.2 ESTUDO TÉCNICO PARA ELABORAÇÃO DE PROJETO DE REABILITAÇÃO – ETAPA 02

Nesta etapa do trabalho buscou-se perceber as anomalias e condições presentes, sobretudo relacionadas às manifestações patológicas de interesse – perda de resistência do concreto e das armaduras de lajes, vigas e pilares, variação do módulo de elasticidade do concreto, corrosão de armaduras, trincas e deslocamentos.

Para a obtenção das informações necessárias, foram seguidos os seguintes procedimentos:

- a) Análise visual;
- b) Verificação das deformações presentes nas vigas e lajes;
- c) Quebra do concreto em pontos selecionados, para verificação de seu grau de sanidade (especialmente pH, por uso de indicadores químicos);
- d) Preparação e limpeza das áreas onde seriam realizados os ensaios e testes;
- e) Realização de Esclerometria nas vigas, lajes e pilares;
- f) Extração de testemunhos nas vigas;
- g) Realização de ensaio de ruptura dos testemunhos, à compressão;
- h) Extração de amostras das ferragens de vigas e lajes para ensaio de resistência à tração;
- i) Realização de leituras de potencial de corrosão, através de milivoltímetro.

As Figuras apresentadas na sequência ilustram os aspectos mais relevantes observados.

Figura 15 – SALA 09. Notar presença de recipientes plásticos, diversos totalmente preservados



Figura 16 – SALA 09. Notar ocorrência de deformação, nas esquadrias de alumínio



Figura 17 – SALA 09. Observar presença do Escoramento Preventivo, conforme indicado no Parecer Técnico Preliminar



Figura 18 – SALA 09. No detalhe, Escoramento Preventivo apoiando-se no piso, sobre perfis metálicos



Figura 19 – SALA 09. Uso de detector magnético (pacômetro), para localização de armaduras



Figura 20 – SALA 09. Notar posicionamento das armaduras (marcações feitas com giz branco)



Figura 21 – SALA 09. Observar delimitação das regiões de ensaio, junto à viga



Figura 22 – SALA 09. Observar preparação para ensaio esclerométrico (reticulado)



Figura 23 – SALA 09. Realização de ensaio esclerométrico, em viga



Figura 24 – SALA 09. Extração de testemunho de concreto, em viga



Figura 25 – SALA 09. Observar concreto com pH satisfatório somente a grande profundidade (coloração rosa)



Figura 26 – LABORATÓRIO. Notar testemunhos capeados por enxofre, aguardando ruptura



Figura 27 – LABORATÓRIO. Ensaio de compressão dos testemunhos

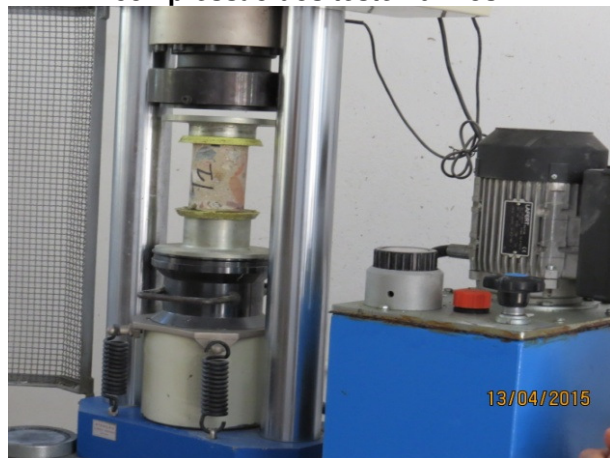


Figura 28 – LABORATÓRIO. Notar rompimento do corpo de prova, em prensa automatizada

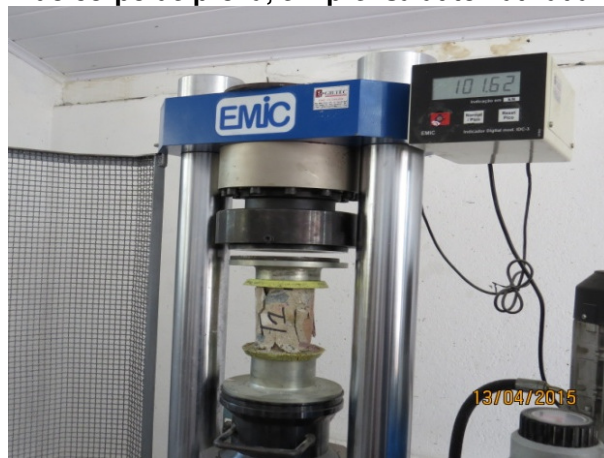


Figura 29 – TESTEMUNHO 11. Notar excesso de agregados e fissuração presentes



Figura 30 – TESTEMUNHO 13. Notar nichos de concretagem (vazios)



Figura 31 – TESTEMUNHO 14. Observar nichos de concretagem (vazios)



Figura 32 – SALA 09. Aferição da espessura do reboco em pilar (aprox. 1,5cm).



Figura 33 – SALA 09. Quebra localizada do concreto, para extração de amostra de aço



Figura 34 – SALA 09. Extração de amostra de aço, da laje



Figura 35 – AMOSTRAS DE AÇO RETIRADAS. Notar identificação adotada (estribos – vigas e lajes)

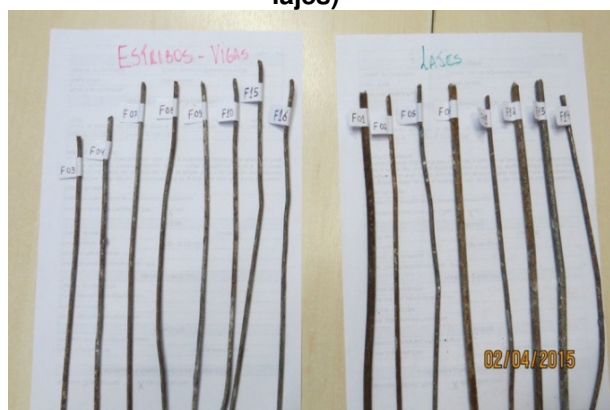


Figura 36 – LABORATÓRIO. Ensaio de Tração nas amostras de aço



Figura 37 – LABORATÓRIO. Observar amostra de aço sendo ensaiada



Figura 38 – LABORATÓRIO. Notar amostras após ensaio de resistência a tração



Figura 39 – SALA 09. Verificação de deformações em viga

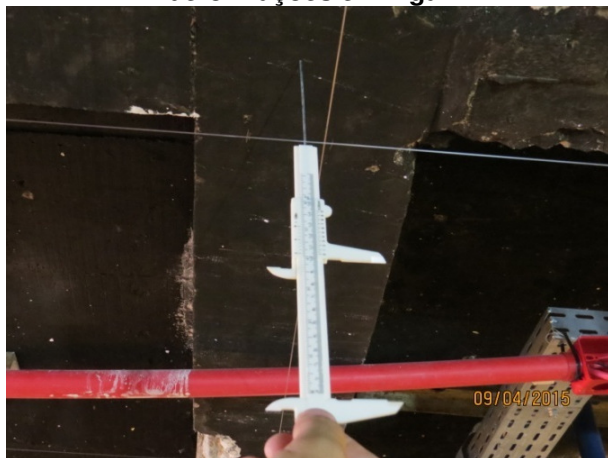


Figura 40 – SALA 09. Verificação de deformações em laje



Figura 41 – SALA 09. Análise de potencial de corrosão em pilar, por uso de milivoltímetro



Figura 42 – SALA 09. Análise de potencial de corrosão em laje, por uso de milivoltímetro



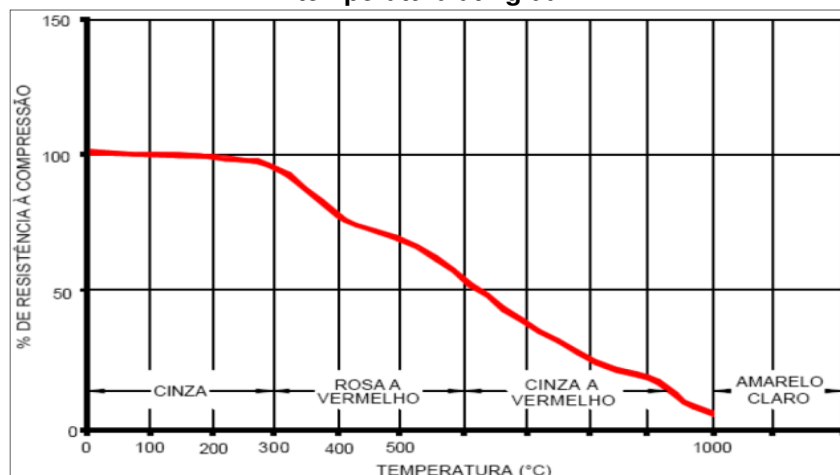
A seguir são apresentados os procedimentos e resultados obtidos durante a realização dos ensaios, testes e medições de campos.

1.2.1 Análise da coloração do concreto

CÁNOVAS (1988) apresenta gráfico que correlaciona a temperatura atingida em um incêndio com a redução da resistência à compressão e ainda com a mudança de coloração (que tem caráter permanente!), ocorridos no concreto.

O Gráfico 01, a seguir, reproduz o citado.

Gráfico 01 – Variação da resistência à compressão e coloração do concreto, em função da temperatura atingida



Fonte: CÂNOVAS (1988)

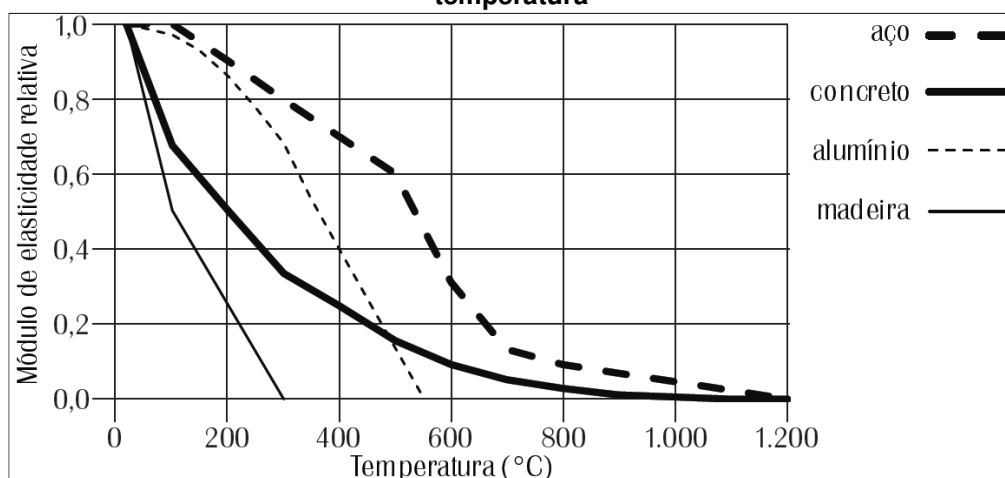
Por simples análise visual, constatou-se que diversos materiais presentes na sala 09 no momento do ocorrido encontravam-se ainda íntegros e não consumidos pelas chamas (vide Figura 15, retro apresentada). Outrossim e durante a realização dos trabalhos, foi possível perceber que não houve mudança significativa da coloração do concreto (vide Figuras 29, 30 e 31, retro apresentadas).

Em sendo assim, tem-se forte indicativo de que as temperaturas atingidas ficaram aquém dos 300 °C.

1.2.2 Verificação das deformações apresentadas

Silva (2012) apresenta um gráfico que correlaciona a temperatura atingida com a redução do módulo de elasticidade de alguns materiais, dentre eles o aço e o concreto.

Gráfico 02–Variação do módulo de elasticidade de alguns materiais em função da temperatura



Fonte: SILVA (2012)

As deformações medidas nas lajes e vigas mostram-se compatíveis com o esperado, sendo inclusive inferiores aos limites estabelecidos nas Normas Técnicas

aplicáveis para a época da construção (ABNT, 1980). Tal fato sugere não ter havido decréscimo significativo dos módulos de elasticidade do concreto e do aço.

1.2.3 Verificação quanto à fissuração

Observou-se a ocorrência de grau reduzido de fissuração - consistindo de fissuras de pequena abertura, presentes apenas em trecho de viga -, em face de prováveis movimentações térmicas, decorrentes da elevação das temperaturas, durante o incêndio (vide Figura 13);

1.2.4 Análises do pH do concreto

As análises do pH do concreto, sobretudo nos locais de extração dos testemunhos (vide figura 25, retro apresentada), indicam que houve redução expressiva da sua alcalinidade – em face do efeito combinado da carbonatação e da calcinação. Foram detectados diversos pontos onde o concreto encontra-se comprometido a uma profundidade superior a 4cm, contados de ambas as faces das vigas, o que já atinge as ferragens.

1.2.5 Determinação da resistência à compressão do concreto, através de extração de testemunhos

Devido a limitações e dificuldades quanto à extração de testemunhos em lajes e pilares, estes foram, em sua totalidade, extraídos de pontos em vigas. Dos 14 pontos previstos para a extração de testemunhos, 12 foram realizados, sendo que 3 destes tiveram de ser descartados por não possuírem as dimensões mínimas para análise, estabelecidas na norma técnica aplicável (ABNT, 2015)

Dos 9 resultados obtidos através do ensaio de compressão do concreto, 8 podem ser considerados pertencentes ao mesmo lote (conforme concluído após a realização de esclerometria), sendo estes dados ($f_{ci,ext}$) os utilizados para a obtenção da resistência característica do lote à compressão ($f_{ck,ext,seg}$).

A Tabela 01, a seguir, apresenta os resultados obtidos.

Tabela 01 – Resistência à compressão dos testemunhos de concreto considerados para determinação da resistência média

Testemunho	Resistência à Compressão ($f_{ci,ext}$) (MPa)
T2	20,00
T3	24,40
T4	18,00
T5	19,30
T7 ^(*)	10,00
T8 ^(*)	11,60
T10	15,30
T12	17,00

(*) Tendo em vista que os exemplares T7 e T8 já apresentavam sinais visuais de fissuração elevada após sua extração, entendeu-se por bem promover sua exclusão da amostra, para fins de cálculo da resistência à compressão do concreto. Em sendo assim e aplicando-se média aritmética saneada aos valores de resistência à compressão dos testemunhos ($f_{ci,ext}$), obteve-se, então, a resistência característica do lote à compressão ($f_{ck,ext,seg}$), a qual correspondeu a 19,00MPa.

Levando-se em conta o fato de a edificação ter sido construída na década de 80/90 – quando a resistência característica do concreto à compressão tipicamente adotada correspondia a valores entre 15 e 18MPa – pode-se considerar que o concreto se apresenta atualmente com resistência adequada, compatível com aquela provavelmente considerada no projeto estrutural original.

1.2.6 Estimativa da resistência do concreto, por uso de esclerometria

A verificação da resistência superficial do concreto, através de esclerometria, teve como objetivo definir o lote de concreto a ser analisado pelo ensaio de ruptura à compressão, realizado a partir dos testemunhos extraídos da estrutura. Tendo em vista que as maiores temperaturas (e consequentemente, os maiores danos) normalmente ocorrem junto a lajes e vigas (região de acúmulo dos gases aquecidos), priorizou-se a análise destes elementos estruturais.

Já os pilares presentes localizam-se na periferia da região sinistrada, protegidos por camada de reboco, o que garantiu sua preservação e proteção.

Por meio de correlação entre os resultados obtidos quanto à dureza superficial do concreto (através de esclerometria) com a resistência à compressão dos testemunhos (através do ensaio de ruptura à compressão), também foi possível obter, via processo de regressão numérica e com o auxílio de *software* específico (*SisDEA Windows – versão 1.26*, desenvolvido pela Pelli Sistemas), um modelo para estimação da resistência à compressão do concreto, a partir de sua dureza superficial, sendo este apresentado a seguir.

$$\text{Resist. Compressão (f}_{ci,ext}\text{)} = + 63,13470236 - \frac{1874,561759}{\text{Ind. Esclerométrico (IE)}}$$

O presente modelo obteve Coeficiente de Correlação (r) igual a 0,7001, indicando **relação forte**, conforme a Tabela 02, a seguir.

Tabela 02 – Classificação do coeficiente de correlação obtido em procedimento de regressão linear

Valor de r	Relação
0 (zero)	Nula
maior que 0 até 0,30	Fraca
maior que 0,30 até 0,60	Média
maior que 0,60 até 0,90	Forte
maior que 0,90 até 0,99	Fortíssima
1 (um)	Perfeita

Fonte: DANTAS (2005)

A partir da aplicação deste modelo, tornou-se possível estimar, de maneira mais consistente, a resistência à compressão de todos os pontos analisados por esclerometria, mesmo daqueles que não foram objeto de extração e ruptura de testemunhos.

Utilizando-se o modelo acima, estimou-se a resistência à compressão dos quatro pilares, a partir do ensaio esclerométrico realizado, sendo obtidos os seguintes valores:

- a) P1 (ponto E41): $f_{ci} = 21,55$ Mpa;
- b) P2 (ponto E43): $f_{ci} = 22,68$ Mpa;
- c) P3 (ponto E42): $f_{ci} = 20,41$ Mpa;
- d) P4 (ponto E44): $f_{ci} = 21,12$ Mpa.

Destes valores vem que a resistência à compressão média do concreto presente nos pilares analisados corresponderia a 21,44 Mpa.

Da mesma forma também se tornou possível a estimativa da resistência à compressão do concreto presente nas lajes, a partir do ensaio esclerométrico realizado, conforme a seguir apresentado:

- a) Ponto E19: $f_{ci} = 24,08$ Mpa;
- b) Ponto E20: $f_{ci} = 27,22$ Mpa;
- c) Ponto E26: $f_{ci} = 15,07$ Mpa;
- d) Ponto E28: $f_{ci} = 25,64$ Mpa;
- e) Ponto E30: $f_{ci} = 16,85$ Mpa;
- f) Ponto E31: $f_{ci} = 24,08$ Mpa;
- g) Ponto E37: $f_{ci} = 21,94$ Mpa;
- h) Ponto E38: $f_{ci} = 20,04$ Mpa.

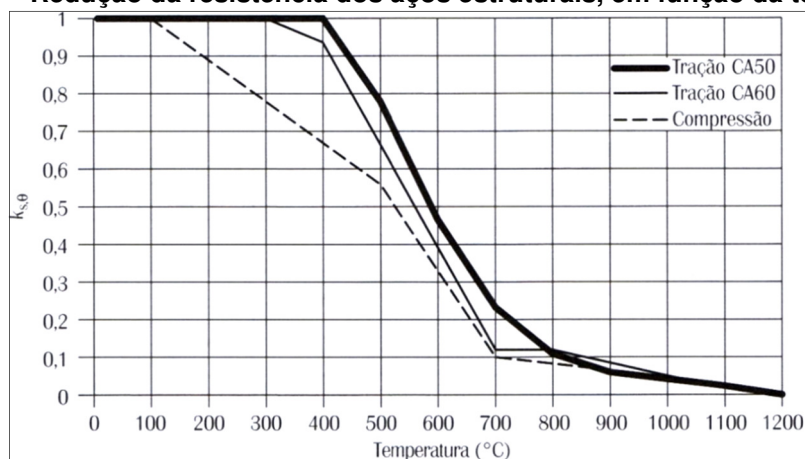
Sendo assim, tem-se que a resistência à compressão média do concreto das lajes seria igual a 21,87 Mpa.

Desta análise conclui-se que, de maneira geral, o concreto presente na sala 09 não apresentou decréscimo importante em sua resistência à compressão, dispensando, assim, maiores cuidados e preocupações.

1.2.7 Determinação da resistência do aço à tração

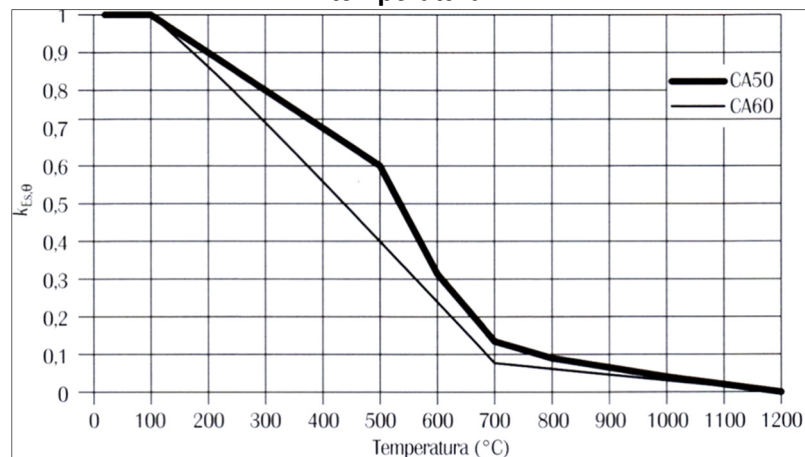
Sabe-se que a exposição a elevadas temperaturas prejudica em muito o comportamento do aço estrutural. Sobre o tema, Silva (2012) apresenta gráficos que correlacionam a temperatura atingida com a redução da resistência dos aços estruturais e com a redução de seu módulo de elasticidade, conforme é possível conferir nos Gráficos 03 e 04, a seguir apresentados.

Gráfico 03 – Redução da resistência dos aços estruturais, em função da temperatura



Fonte: SILVA (2012)

Gráfico 04 – Redução do módulo de elasticidade dos aços estruturais, em função da temperatura



Fonte: SILVA (2012)

Da análise destes gráficos tem-se que os aços tipo CA-60 são mais sensíveis a altas temperaturas do que os do tipo CA-50. Outrossim, a redução de resistência mecânica é bastante mais significativa quando o aço se encontra sob esforços de compressão, como no caso de pilares.

Importante ressaltar que caso especialmente preocupante é o dos aços tipo “B” (trabalhados a frio), que embora não mais produzidos atualmente, encontram-se presentes em muitas das edificações mais antigas. Conforme Costa, Figueiredo e Silva (2002), a partir de 600°C estes aços sofrem perdas de resistência mecânica permanente e da ordem de 50%, comprometendo a capacidade portante da estrutura.

A fim de determinar o comprometimento do aço presente na estrutura em análise, em face do incêndio ocorrido, foram retiradas amostras das ferragens para ensaio, restritas às armaduras de lajes e vigas (estribos), dado fato de que estas seriam as mais expostas às elevadas temperaturas. Das 16 amostras de aço retiradas das lajes e vigas, 6 foram selecionadas e ensaiadas, sendo obtidos os resultados descritos na Tabela 03, a seguir apresentada.

Tabela 03 – Limites de escoamento das amostras de armadura.

AMOSTRA	BITOLA (mm)	LOCALIZAÇÃO	LIMITE DE ESCOAMENTO (MPa)
F01 ^(*)	6,10	Laje	331
F04	3,50	Viga	805
F06	6,08	Laje	661
F09	3,48	Viga	877
F13	6,08	Laje	616
F15	3,50	Viga	780

Fonte: O Autor (2015)

Analisando-se os dados obtidos, nota-se que a quase totalidade das amostras permanece com valores elevados de limite de escoamento (sempre superiores a 600MPa – o que corresponderia a um aço CA-60), com exceção da amostra F01, que mostrou-se muito aquém das demais - com perda de resistência à tração de cerca de 48% em relação à média dos demais valores apurados nas demais lajes analisadas.

Ocorre que tal amostra foi extraída da região mais atingida pelo incêndio - laje de teto próxima à parede que divide a sala 09 da sala de condicionadores de ar, próxima, também, à suposta origem do incêndio. Neste local foi possível perceber, inclusive, o deslocamento espontâneo do concreto da laje (fenômeno chamado "*spalling*" – vide Figura 12), com exposição direta das ferragens à ação do fogo, o que justificaria a redução significativa de sua resistência mecânica neste ponto específico.

1.2.8 Análise do potencial de corrosão das armaduras

Embora as armaduras presentes permaneçam, por hora, ainda visualmente livres de corrosão, o baixo pH verificado propicia a instalação de processos corrosivos importantes e generalizados, comprometendo a durabilidade da estrutura. Esta assertiva se confirma quando verificada a profundidade de carbonatação/ calcinação presente (em teste de pH, por uso de indicadores químicos) e quando analisados os dados obtidos na verificação do potencial de corrosão, onde a média geral das leituras efetuadas em lajes e vigas correspondeu a aprox. (-440mV), bastante inferior ao valor limite de (-350mV), determinado em bibliografia consagrada.

Já os pilares apresentaram valor médio de potencial de corrosão da ordem de (-210mV). Esta diferença expressiva pode ser atribuída à proteção adicional se fornecida pela camada de reboco e pintura, ausente nas vigas e lajes (que apresentavam em concreto aparente).

A Tabela 04, a seguir, registra os valores lidos.

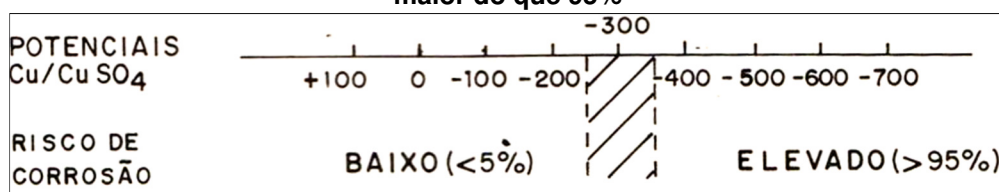
Tabela 04 – Leituras de Potencial de Corrosão.

Ponto Analisado	Elemento	Leitura Máxima
PC 14	viga	-535
PC 15	viga	-533
PC 16	viga	-452
PC 17	viga	-484
PC 18	viga	-454
PC 19	laje	-459
PC 20	laje	-511
PC 21	viga	-275
PC 22	viga	-343
PC 23	viga	-500
PC 24	viga	-421
PC 25	viga	-475
PC 26	laje	-475
PC 27	viga	-413
PC 28	laje	-457
PC 29	viga	-289
PC 30	laje	-376
PC 31	laje	-450
PC 32	viga	-367
PC 33	viga	-452
PC 34	viga	-468
PC 35	viga	-460
PC 36	viga	-492
PC 37	laje	-460
PC 38	laje	-440
PC 39	viga	-439
PC 40	viga	-395
PC 41	pilar	-203
PC 42	pilar	-137
PC 43	pilar	-287
PC 44	pilar	-214

Fonte: O Autor (2015)

Andrade (1992) apresenta gráfico que relaciona as leituras de potencial de corrosão com o risco de corrosão presente, conforme se pode conferir no Gráfico 05, a seguir apresentado.

Gráfico 05 – Risco de corrosão em função das leituras obtidas com uso de milivoltímetro. Notar que em leituras abaixo de (-350mV), a possibilidade de ocorrência de corrosões futuras é maior do que 95%



Fonte: ANDRADE (1992)

2 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

2.1 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PRELIMINARES, RELATIVAS À ETAPA 01

A partir dos procedimentos realizados e relatados tem-se que:

- Não foram percebidos indícios visuais de comprometimento estrutural importante – tais como: flechas excessivas, deslocamentos extensos, etc.;
- Restou evidente que a ação e os efeitos do incêndio se restringiram à sala 09, havendo necessidade de sua interdição somente, com implantação de escoramento preventivo de sua laje de cobertura;
- Tornou-se possível a reocupação imediata do restante da edificação;
- Embora sem maiores indicativos visuais de danos estruturais severos, houve recomendação para elaboração de ESTUDO TÉCNICO, visando determinar a real extensão dos danos ocorridos e desenvolver o correspondente Projeto de Reabilitação.

2.2 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES, RELATIVAS À ETAPA 02

Dos ensaios e demais testes de caracterização realizados, e contrariando o estado de aparente normalidade estrutural percebido visualmente durante a Etapa 01, restam importantes os seguintes comentários:

- Ao que se pode apurar, todos os indicativos demonstraram que a temperatura atingida pela estrutura ficou aquém de 300°C, posto que o concreto não sofreu alterações perceptíveis de coloração e resíduos diversos de materiais indicaram combustão incompleta, dada rápida ação do Corpo de Bombeiros;
- Os ensaios esclerométricos – apoiados por modelo de estimação de resistência – e os de ruptura de testemunhos realizados indicaram que a resistência do concreto se mantém ainda adequada – com valor médio superior a 19,00Mpa – compatível com aquelas comumente e regionalmente adotadas à época da construção da edificação (de 15 a 18Mpa, nas décadas de 80/90);
- O ensaio à tração do aço das lajes e vigas indicou resistências sempre superiores a 600Mpa (equivalente ao CA-60), exceção à região da laje próxima à suposta origem do incêndio, onde apurou-se decréscimo importante e da ordem de 48%. Tal fato recomenda adoção de medida localizada de reforço;

- d) Não foram identificados grau de fissuração ou deformações excessivas, estando estas últimas dentro dos limites de aceitação estabelecidos pela Norma técnica aplicável ao caso (ABNT, 1980). Sendo assim, pode-se inferir que não ocorreu alteração significativa dos módulos de elasticidade do concreto e do aço;
- e) Os testes de pH e as leituras de potencial de corrosão efetuadas em diversos pontos da estrutura indicaram grande probabilidade de ocorrência de corrosão futura e generalizada das armaduras (maior que 95%), com valores médios para lajes e vigas da ordem de (-440mV). Já os pilares apresentaram potencial de corrosão médio de (-210mV), o que ratifica a importante proteção fornecida pela camada de reboco e pintura. Para prevenir a ocorrência de processo de corrosão futura e generalizada há, pois, indicativo para adoção de medida mitigatória;

Finalizando e diante de todo o exposto, tem-se como recomendável a adoção das seguintes medidas, visando o restabelecimento das condições de segurança e durabilidade estrutural exigíveis ao caso:

- 1) Quanto à limpeza geral dos componentes estruturais: tendo em vista o grande acúmulo de fuligem, tornou-se recomendável que se procedesse a limpeza dos componentes estruturais (lajes, vigas e pilares). Tal medida permitiria melhor percepção dos danos havidos e poderia ser realizada por uso de detergentes específicos e/ou por lixação superficial;
- 2) Quanto à reabilitação do concreto: dado fato de que o concreto se mostrou com boas condições de resistência, considerou-se necessários apenas reparos localizados, restritos àquelas regiões onde houve deslocamento espontâneo ("spalling"), onde foram realizados ensaios e/ou onde eventualmente for percebida a existência de alguma falha construtiva (nichos de concretagem);
- 3) Quanto às medidas preventivas no tocante a corrosões futuras: pelo fato do concreto apresentar-se com pH pouco alcalino e também em face dos elevados potenciais de corrosão aferidos, teve-se como recomendável a aplicação de produto inibidor de corrosão, com objetivo de retardar o desenvolvimento de processos corrosivos intensos e danosos. Aplicado sobre a superfície do concreto, este produto penetra profundamente propiciando proteção química às ferragens contra os efeitos da corrosão;
- 4) Quanto ao reforço estrutural da região mais afetada: além de todo o recomendado, teve-se indicativo de implantação de reforço estrutural no trecho de laje próximo à parede que divide a sala nº 09 da sala de condicionadores de ar, e tido como possível região onde originou-se o incêndio. Tal fato justificou-se tecnicamente em face das ferragens apresentarem-se atualmente com apenas cerca de 52% de sua resistência original, o que impôs situação de elevado risco à segurança dos usuários da edificação. Dentre as opções analisadas, a que melhor atendeu a situação que se apresentou – em face da rapidez de execução, eficiência e durabilidade – foi a instalação de REFORÇO ESTRUTURAL METÁLICO.

3 BIBLIOGRAFIA

ANDRADE, Carmen. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armadura**. São Paulo. PINI, 1992;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimentos. Rio de Janeiro, RJ, 1980. 53 p;

_____. **NBR 6892**: Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura Ambiente. Rio de Janeiro, RJ, 2002. 34 p;

_____. **NBR 7584**: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 2012. 10 p;

_____. **NBR 7680-1**: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro, RJ, 2015. 27 p;

_____. **NBR 13752**: Perícias de engenharia na construção civil – Procedimentos. Rio de Janeiro, RJ, 1996. 8 p;

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo. PINI, 1988.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingues de; SILVA, Valdir Pignatta. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas**. NUTAU-USP. São Paulo, 2002.

DANTAS, Rubens Alves. **Engenharia de Avaliações: uma introdução à metodologia científica**. São Paulo. Pini, 2005.

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