

LAUDO TÉCNICO

Contratante: Tribunal Regional do Trabalho (TRT) 3ª REGIÃO

Assunto: Laudo Técnico da Estabilidade e Segurança Estrutural do edifício localizado na Rua Curitiba nº835, CEP 30170-910 - Centro - Belo Horizonte, MG em função do incêndio ocorrido no dia 21 de novembro de 2024.

Belo Horizonte, 10 de fevereiro de 2025

SUMÁRIO

1. OBJETO.....	2
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	2
3. EQUIPE TÉCNICA	2
4. REFERÊNCIAS	2
5. ANÁLISE TÉCNICA DOS ENSAIOS REALIZADOS E VISUAL	2
6. CONCLUSÃO.....	23

1. OBJETO

Laudo Técnico da Estabilidade e Segurança Estrutural do edifício localizado na Rua Curitiba nº835, CEP 30170-910 - Centro - Belo Horizonte, MG em função do incêndio ocorrido no dia 21 de novembro de 2024.

2. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na condição de Especialista em Estruturas foi solicitado a esse Profissional emissão de Laudo Técnico da Estabilidade e Segurança Estrutural do edifício localizado na Rua Curitiba nº835, CEP 30170-910 - Centro - Belo Horizonte, MG em função do incêndio ocorrido no dia 21 de novembro de 2024

3. EQUIPE TÉCNICA

A Análise Técnica do Projeto Executivo e a emissão desse Laudo Técnico foram realizadas nos meses de dezembro de 2024 e janeiro de 2025 estando a cargo do seguinte Profissional: Marco Túlio Fleury de Carvalho - Engenheiro Civil, especialista em Estruturas (CREA 24.991/D).

4. REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR 15200. Rio de Janeiro: ABNT, 2024
- LASKE, A.C.; IBRAHIM, L. B., ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE AÇOS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO. 3º Simpósio Paranaense de Patologia das Construções (3º SPPC), artigo 3SPPC1016, pp. 174 – 185, 2018. DOI:10.4322/25267248.016
- CALDAS, R. B. Apostila ESPEES-UFMG Incêndio, 2021

5. ANÁLISE TÉCNICA DOS ENSAIOS REALIZADOS E VISUAL

Para a elaboração do “Laudo Técnico” o autor não executou nenhum cálculo estrutural específico na área afetada pelo incêndio, realizou ensaios tecnológicos nesta área conforme descrito abaixo, baseou sua opinião também em suas próprias constatações e informações fornecidas pelo site do Jornal Estado de Minas do dia 21/11/2024 às 19:35, tendo como objetivo avaliar as condições de integridade da estrutura de concreto, além de definir os procedimentos a serem adotados pelo Tribunal Regional do Trabalho (TRT) 3ª

REGIÃO para aprofundar o conhecimento da severidade dos danos causados pelo incêndio, fundamentando assim as medidas terapêuticas para recuperar a estrutura.

Para a execução deste documento foi realizada uma visita no local no dia 18 de dezembro de 2024.

Participou também da vistoria o Engenheiro Dilson José Couto Filho da Secretaria de Engenharia – SENG

No ato da Inspeção Técnica visual ainda não tinha sido feita a retirada de corpos de prova na estrutura de concreto existente para a realização dos ensaios para determinação do módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto (conforme NBR 8522).

Conforme informado pelo Estado de Minas, um incêndio atingiu o prédio do Tribunal Regional do Trabalho (TRT), na Rua Curitiba, no hipercentro de Belo Horizonte, no fim da tarde desta quinta-feira (21/11). O Corpo de Bombeiros recebeu o chamado às 17h12.

O responsável por fazer contato com a corporação informou que havia muita fumaça e várias pessoas estavam deixando o local. As chamas teriam começado em uma geladeira no 1º andar do prédio, que tem 11 andares.

Assim que os militares chegaram ao local, dez pessoas ainda estavam no prédio, no 10º andar, que acabou totalmente evacuado. O incêndio foi rapidamente controlado. Ninguém ficou ferido.

O sinistro afetou a estrutura de concreto, as esquadrias externas, portas e parte das divisórias, além de toda a parte elétrica e de iluminação.

Com base nos dados coletados na inspeção realizada no dia 18 de dezembro, foi sugerido o aprofundamento do estudo dos materiais através da retirada de testemunhos da estrutura. Para avaliar melhor o impacto da temperatura na estrutura em questão, foram retirados três testemunhos sendo um na viga da região afetada pelo incêndio, um de uma viga fora da região afetada e um da laje afetada. O corpo de prova da viga fora da região afetada será utilizado como referência para os resultados da região afetada pelo incêndio.

No dia 6 de janeiro de 2025 foi realizada a retirada dos corpos de prova com o acompanhamento do Engenheiro Dilson José Couto Filho da Secretaria de Engenharia – SENG.

Foram retirados 3 corpos de prova conforme documento e fotos abaixo:

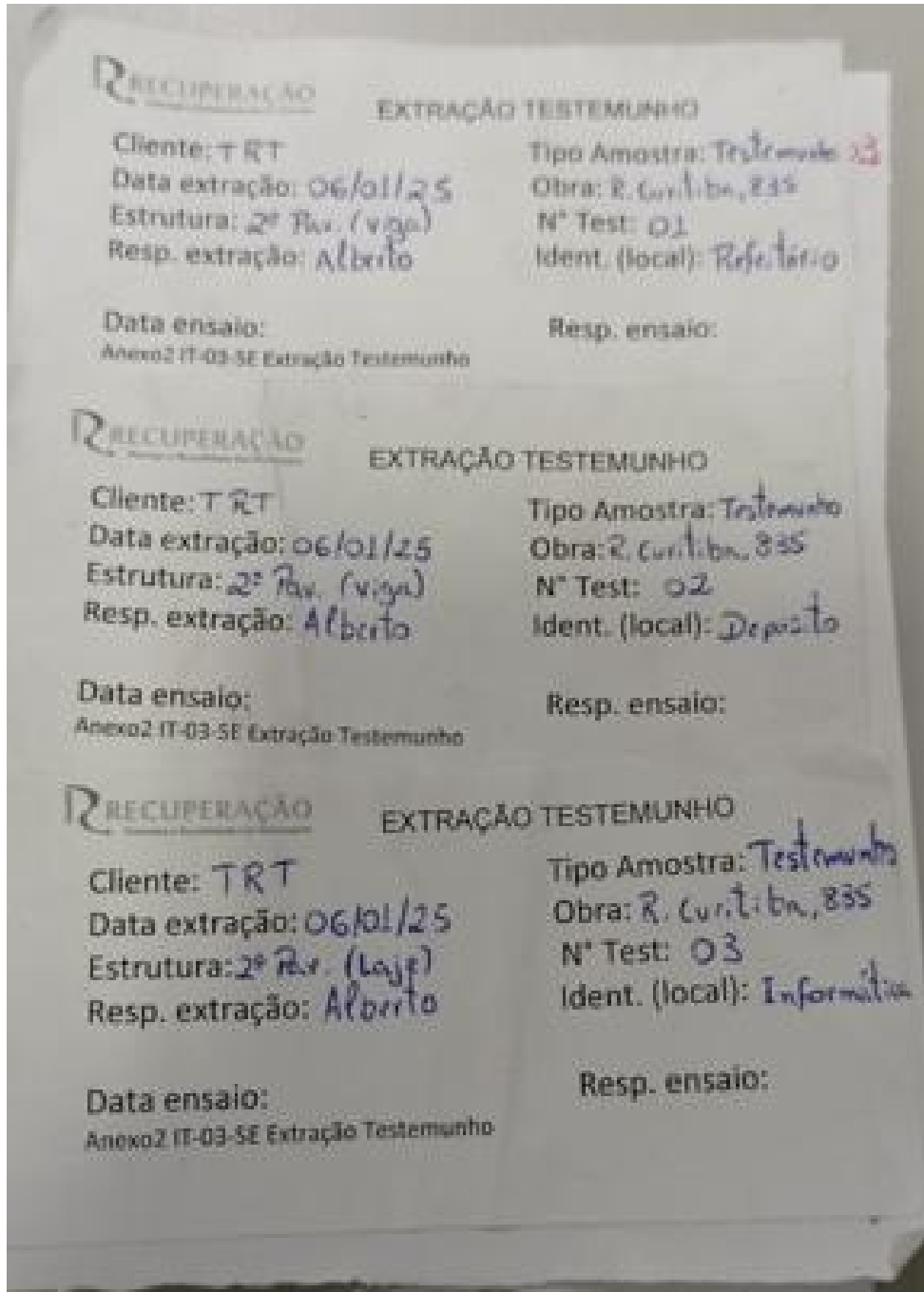


Foto 1: Etiquetas dos testemunhos retirados da estrutura.



Foto 2: Fixação da extratora

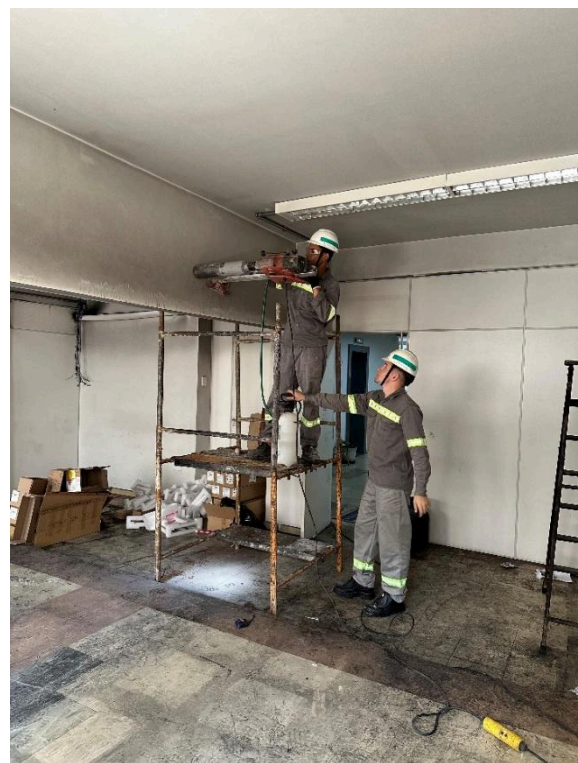


Foto 3: Extração do testemunho



Foto 4: Testemunho retirado da viga fora da área afetada pelo incêndio

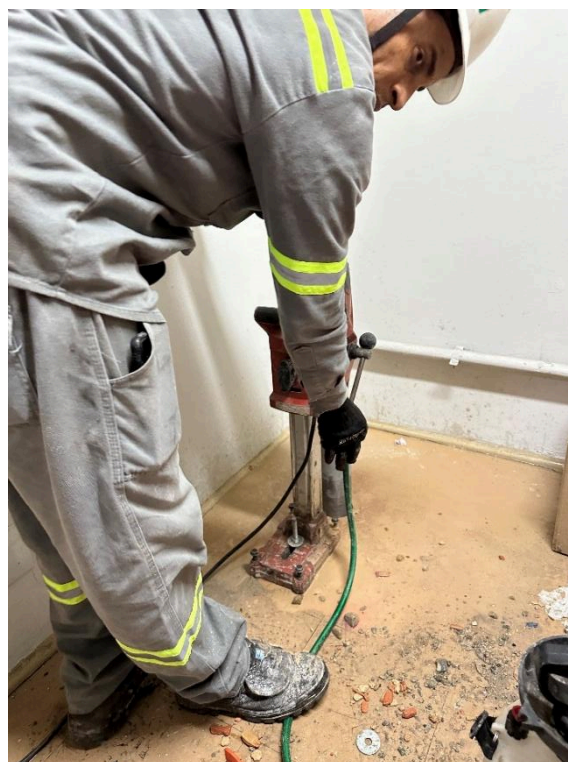


Foto 5: Retirada de testemunho da laje



Foto 6: Testemunho retirado da viga na área afetada pelo incêndio



Foto 7: Testemunho retirado da viga na área afetada pelo incêndio



Foto 8: Testemunho retirado da laje



Foto 9: Testemunho retirado da laje e camadas de enchimento encontradas durante a extração

Conforme fotos anteriores, os testemunhos foram extraídos nas vigas do refeitório e depósitos localizados no 1º pavimento e na laje de piso do 2º pavimento localizada acima do local atingido pelo incêndio.

Na realização dos ensaios propostos foram determinados os módulos de elasticidade do concreto empregando a Técnica de Excitação por Impulso (ABNT NBR 8522-1&2:2021) utilizando velocidade ultrassônica (Sonelastic) e a resistência a compressão axial.

O descritivo do ensaio Sonelastic está no Anexo 1



Abaixo está reproduzido o Laudo Técnico dos ensaios:

LAUDO TÉCNICO

LAUDO: 01/2025.

Belo Horizonte, 28 de janeiro de 2025.

À

MTF CONSULTORIA E PROJETOS S/C LTDA
CNPJ: 00.806.100/0001 00

1. OBJETO DO LAUDO

Este Laudo tem como objeto a realização de ensaios para obtenção do módulo de elasticidade dinâmico e da resistência à compressão de três corpos de prova de concreto, encaminhados pela contratante. Os corpos de prova foram extraídos do 1º andar do Edifício localizado na Rua Curitiba nº 835, CEP: 30170-910, em Belo Horizonte – MG.

2. FINALIDADE DO LAUDO

Apresentar os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de elasticidade dinâmico e da resistência à compressão de três corpos de prova de concreto

3. DOCUMENTAÇÃO UTILIZADA

Para a realização dos ensaios foram utilizados os seguintes documentos:

3.1 – ABNT NBR 8522-2 Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e deformação. Parte 2: Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração. 2021.

3.2 – ABNT NBR 5739 Concreto — Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. 2018.

3.3 – ARTIGO: Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto através dos ensaios de resistência à compressão e velocidade de propagação de onda ultrassônica.

OBS: os corpos de prova ensaiados apresentaram dimensões diferentes das especificadas pelos códigos normativos pelo fato de terem sido extraídos de elementos estruturais já existentes.

4. RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1- Nomenclatura.

Os corpos de prova foram extraídos dos seguintes elementos estruturais do edifício citado no item 1.

a-) Corpo de prova 01: testemunho retirado de uma viga do Refeitório situado no 2º pavimento do Edifício.

b-) Corpo de prova 02: testemunho retirado de uma viga do Depósito situado no 2º pavimento do Edifício.

c-) Corpo de prova 03: testemunho retirado de uma laje do setor de Informática situada no 2º pavimento do Edifício.

4.2- Dimensões dos corpos de prova.

A **Tabela 1** apresenta as dimensões, o peso e o peso específico dos corpos de prova.

Corpo de prova	L (cm)	D (cm)	P (g)	ρ (kg/m ³)
01	10,0	9,2	1.534,1	2.308
02	10,8	9,2	1.711,4	2.383
03	10,4	9,2	1.724,1	2.494

Tabela 1 - Dimensões, o peso e o peso específico dos corpos de prova.

L = comprimento do corpo de prova.

D = diâmetro do corpo de prova.

P = peso do corpo de prova.

ρ = peso específico do corpo de prova.

4.3- Resultados dos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico pelo método da ultrassonografia.

A **Tabela 2** apresenta os resultados dos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova.

Corpo de prova	V (m/s)	μ	E_d (GPa)
01	4.292	0,2	38,3
02	3.861	0,2	31,9
03	4.505	0,2	45,6

Tabela 2 - Resultados dos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova.

V = velocidade de propagação da onda.

μ = coeficiente de Poisson.

E_d = módulo de elasticidade dinâmico.

4.4- Resultados dos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração.

A **Tabela 3** apresenta os resultados dos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova.

Corpo de prova	E_d (GPa)
01	25,9
02	32,7
03	19,6

Tabela 3 - Resultados dos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova.

E_d = módulo de elasticidade dinâmico.

4.5- Resultados da resistência à compressão dos corpos de prova.

A **Tabela 4** apresenta os resultados das resistências à compressão dos corpos de prova.

Corpo de prova	F_R (kN)	A (cm ²)	f_c (MPa)
01	183,81	66,5	27,64
02	204,24	66,5	30,71
03	194,50	66,5	29,25

Tabela 4 - Resultados das resistências à compressão dos corpos de prova.

F_R = força de ruptura.

A = área da seção transversal do corpo de prova.

f_c = resistência à compressão do corpo de prova.

Eduardo
Chahud
Assinado de forma digital
por Eduardo Chahud
Dados: 2025.01.28
08:12:08 -03'00'

Eduardo Chahud - Identidade desconhecida do assinante

Dr. em Engenharia de Estruturas
Engenheiro Civil – CREA SP 060.126.464/D MG
Professor do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção
da UFMG

Foi considerado o método de cálculo por vibração que utiliza a ultrassonografia para geração das vibrações;

Importante salientar que a estimativa do módulo de elasticidade estático foi calculada a partir do módulo de elasticidade dinâmico conforme Anexo B da NBR 8522-1 :2021. Este cálculo é necessário, pois o dimensionamento de estruturas em concreto armado é realizado com o valor de módulo de elasticidade estático.

Utilizando a fórmula indicada na NBR 6118:2024, é possível calcular qual o módulo de elasticidade esperado para uma determinada resistência à compressão:

$$E_{ci} = \alpha E 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa;}$$

Sendo,

$\alpha E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha E = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha E = 0,9$ para calcário

$\alpha E = 0,7$ para arenito

Logo, para as resistências à compressão obtidas, temos:

Testemunho	f_c (MPa)	E_{ci} (ensaio)	E_{ci} (NBR)	Variação
1	27,64	25,9	25,0	+3,6%
2	30,71	32,7	26,4	+23,9%
3	29,25	19,6	25,7	-23,7%

A determinação da redução/variação do módulo de elasticidade do concreto de cada elemento analisado tem que ser feita entre o valor determinado para o f_c (MPa) obtido no ensaio realizado e o E_{ci} (NBR) correspondente.

Os resultados indicam uma redução do módulo de elasticidade do concreto da laje de **23,7%**.

Conforme LASKE, “as estruturas de concreto apresentam bom desempenho em situação de incêndio, por ser um material incombustível, possuir baixa condutividade térmica, não exalar gases tóxicos quando submetido ao fogo, e os elementos estruturais terem correntemente baixo fator de massividade, as estruturas de concreto são consideradas seguras em situação de incêndio.”

Vários fatores afetam o desempenho do concreto, assim como de cada um dos seus componentes, como: o tempo de exposição ao fogo, temperatura máxima atingida e tipo de resfriamento.

Com o aumento da temperatura as estruturas apresentam uma acentuada redução de resistência e rigidez, com diminuição da seção resistente, que podem acarretar danos e plastificações localizados até a ruína parcial ou total da estrutura.

Importante salientar que o concreto quando resfriado não recupera suas características mecânicas.

CONCRETO

Segundo o ECCS-TC3 (2001) a resistência a compressão residual do concreto aquecido à um temperatura máxima θ_{max} e depois resfriado até a temperatura ambiente de 20°C pode ser tomada igual a

$$f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} = k_{c,\theta_{max}} f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_{max} < 100^{\circ}\text{C}$$

$$f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} = (0,95 - 0,185(\theta_{max} - 100)/200) f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} \quad \text{para } 100^{\circ}\text{C} \leq \theta_{max} < 300^{\circ}\text{C} \quad (29)$$

$$f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} = 0,9 k_{c,\theta_{max}} f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} \quad \text{para } \theta_{max} \geq 300^{\circ}\text{C}$$

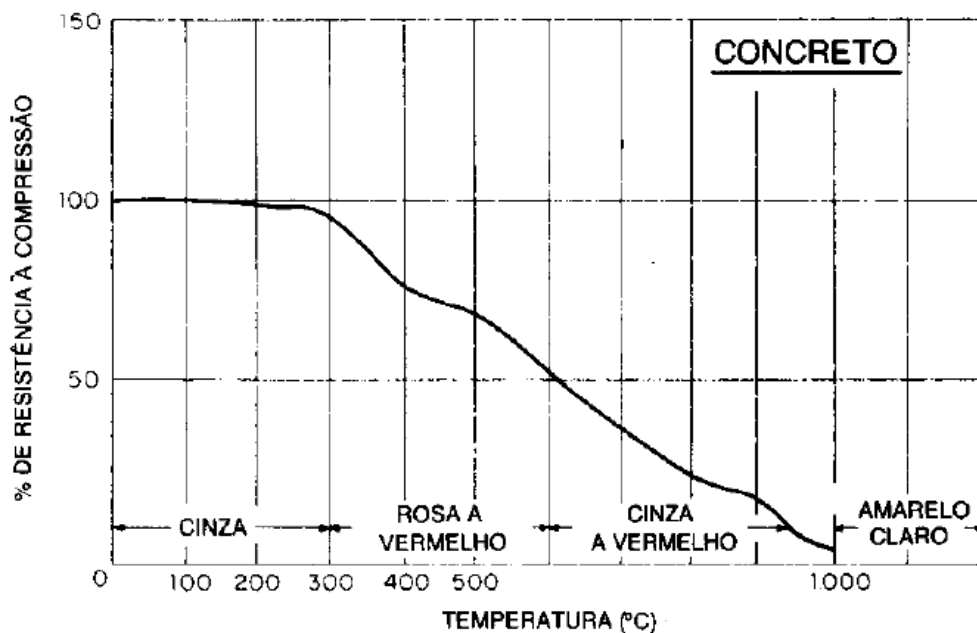


Figura 1: Resistência do concreto após aquecimento (fonte: Caldas, 2021)

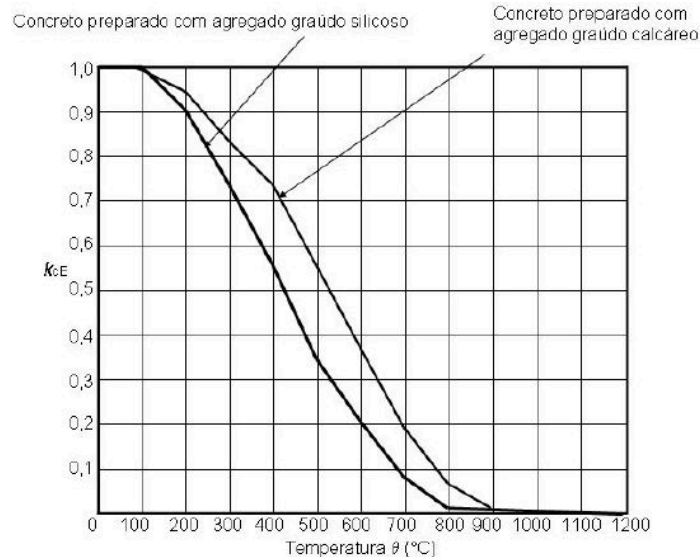


Figura 2: Módulo de elasticidade do concreto após aquecimento (fonte: Caldas, 2021)

A elevação gradual da temperatura provoca diferentes efeitos nos componentes do concreto, devido à natureza distinta dos seus constituintes.

Este passa por diversas modificações, como: diminuição das propriedades mecânicas, físicas e químicas, perda da área resistente e as diferentes respostas ao fogo dadas pela pasta de concreto, os agregados, a água e a armadura.

A análise do comportamento global dos elementos de concreto armado, assim como o de cada um dos seus componentes, é importante para a previsão do seu desempenho.

Dentre estes, o comportamento do aço é bastante relevante por conta de suas propriedades térmicas e as consequências do aumento da temperatura na interação com outros constituintes.

Embora o aço seja quimicamente mais estável do que o concreto endurecido, é suscetível aos efeitos da dilatação, da fluência e da redução da resistência e do módulo de elasticidade em função das altas temperaturas.

Assim, o estudo do seu comportamento, em razão das alterações que acarreta a resistência e rigidez dos elementos estruturais, é importante.

Por conta do seu amplo uso em diferentes tipos de estruturas, a análise do comportamento do concreto em situações extremas – como o caso de um incêndio –, é importante e necessária.

Aço em situação de incêndio

O aço para concreto armado é compreendido como todo aço cujo emprego é adequado para armaduras de concreto armado.

O trabalho solidário do concreto com o aço é possível graças à compatibilidade física – visto que o aço e o concreto possuem deformações próximas durante as variações térmicas a temperatura ambiente –, e a compatibilidade química – o aço não se corrói com o ambiente alcalino do concreto –, entre os dois materiais.

Aço em situação de incêndio

O aço é um material bom condutor de calor, ou seja, a temperatura é uniformizada muito rapidamente na secção das peças.

Por este motivo, e dado que as armaduras possuem secções pequenas, é usual considerar-se a temperatura das barras constante em toda a sua secção.

Costa e Silva, apontam que o aço em relação ao concreto é um melhor condutor térmico.

O calor se propaga mais rápido ao longo das barras enquanto o concreto permanece com uma temperatura mais baixa.

Desta forma, em situação de incêndio o concreto apresenta-se como importante barreira de proteção das armaduras.

Segundo Ferreira, o aço funde à temperatura de 1550°C, porém os incêndios raramente atingem tal temperatura.

Portanto, não houve risco das armaduras nas estruturas de concreto armado se fundirem nesta situação de incêndio.

Ainda de acordo com esse autor, as máximas temperaturas alcançadas aproximam-se dos 1200 °C. A NBR 15200 e o EUROCODE 2 assumem que a resistência do aço se anula completamente aos 1200°C.

Costa e Silva indicam que o tipo de resfriamento a que a estrutura é submetida influencia na aderência do aço: concretos resfriados rapidamente com água sofrem maior perda de aderência que quando resfriados gradualmente ao ar

Avaliação da integridade das estruturas de concreto do edifício localizado na Rua Curitiba nº835, CEP 30170-910 - Centro - Belo Horizonte, MG:

Os efeitos do fogo no concreto podem ser muito prejudiciais, pois as altas temperaturas afetam a resistência da estrutura de uma maneira notável.

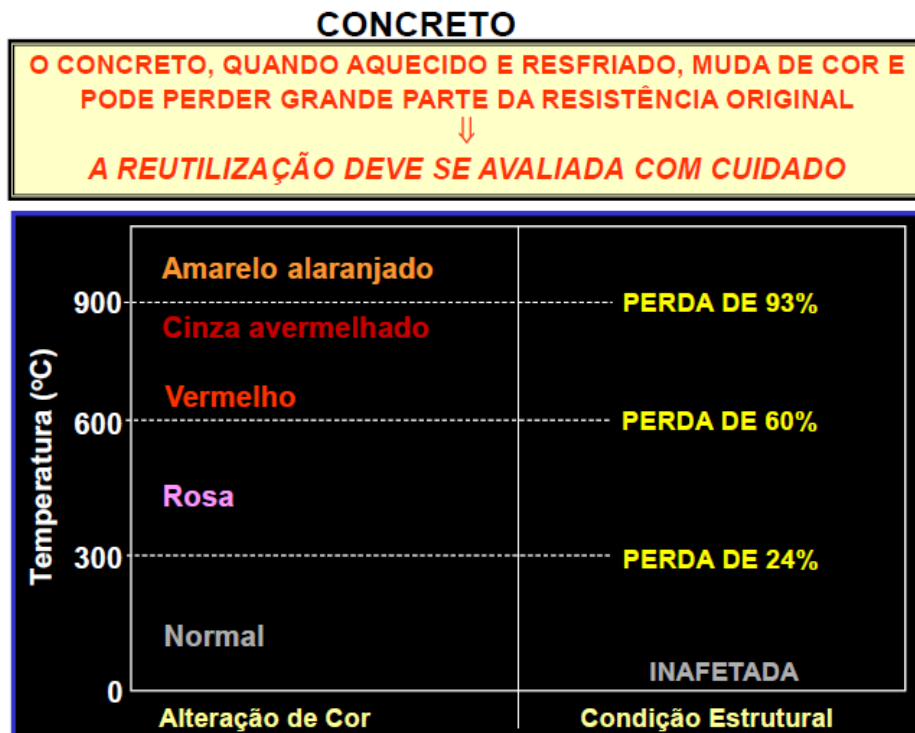


Figura 3: Referência para avaliação visual do concreto após situação de incêndio (fonte: Caldas, 2021)

Quando um elemento de concreto é submetido a altas temperaturas sofre modificações importantes, principalmente devido à evaporação da água presente na massa endurecida.

A água livre ou capilar do concreto começa a evaporar a partir dos 100°C.

Nesta situação aparecem manifestações patológicas como as ocorridas na laje de teto do primeiro andar edifício do TRT 3:



Foto 10: Deslocamento na região da laje

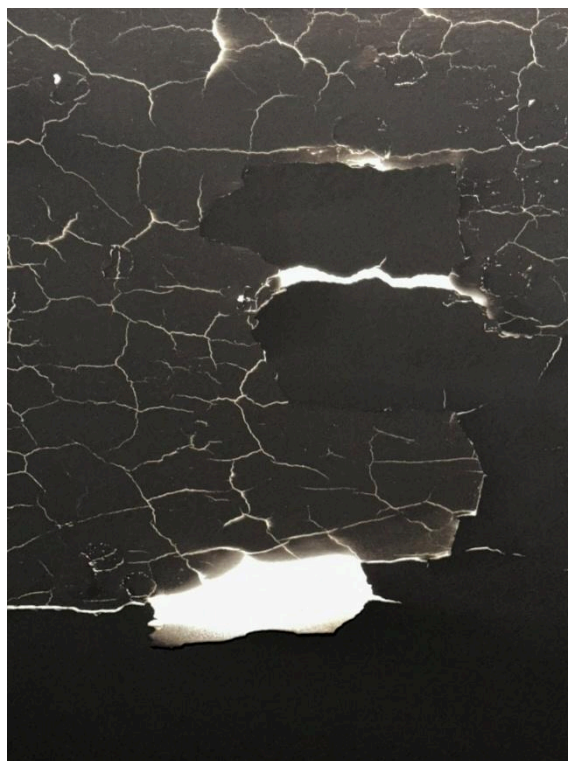


Foto 11: Fissuras tipo mapa na laje



Foto 12: deslocamento e fissuras na laje

Entre 200°C e 300°C, a perda de água capilar é completa, sem que se observem alterações na estrutura do cimento hidratado e sem redução considerável na resistência.

Nesta situação ocorreram alguns deslocamentos do reboco da estrutura de concreto conforme fotos abaixo:



Foto 13: Vista geral da sala



Foto 14: Deslocamento na viga

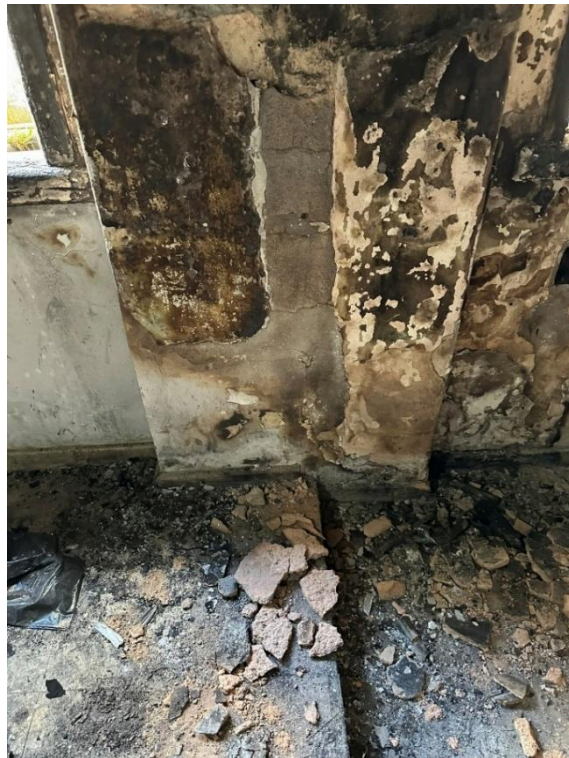
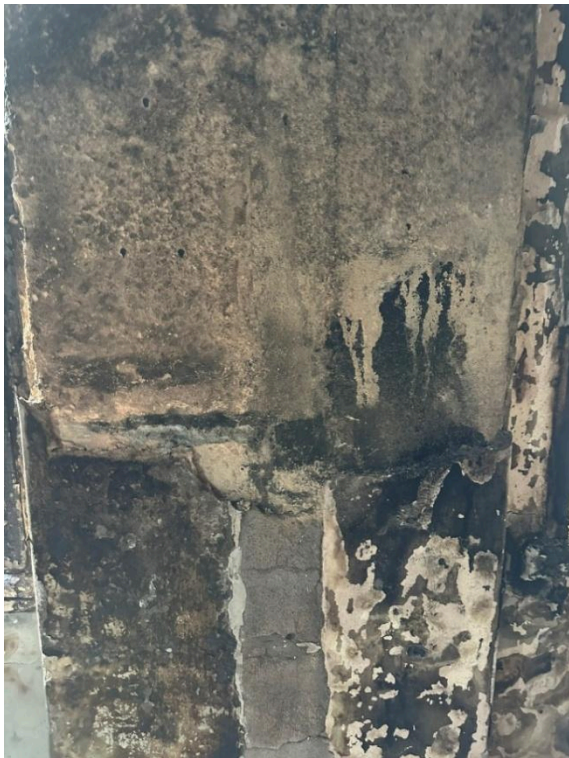


Foto 15: Fissuras na região inferior dos pilares



Foto 16: Fissuras na região de conexão viga-pilar

De 300°C a 400°C produz-se a perda de água de gel do cimento, ocorrendo uma sensível diminuição das resistências e aparecendo as primeiras fissuras superficiais no concreto.

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).

Estas situações não foram observadas na Inspeção Técnica visual.

Aos 400°C, uma parte do hidróxido de cálcio procedente da hidratação dos silicatos se transforma em cal viva. Até os 600°C, os agregados que não têm todos os mesmos coeficientes de dilatação térmica, se expandem com diferentes intensidades, provocando tensões internas que começam a desagregar o concreto.

Estas situações também não foram observadas na Inspeção Técnica visual.

Em função de não terem sido observadas as manifestações patológicas acima, não serão solicitados ensaios de tração para determinação o módulo de elasticidade, limite de escoamento e ruptura do aço (conforme NBR 7480).

As janelas de vidro são as partes do edifício que geralmente têm menos resistência ao fogo, em comparação com as paredes. Durante um incêndio, há um aumento na temperatura, sendo que a quebra das vidraças ocorre devido ao aquecimento não uniforme causado pelo fogo.

No geral, as janelas de vidro nunca estão sujeitas ao calor uniforme do fogo presente no ambiente, sendo que a região da vidraça que mais sucumbe ao aquecimento é a região central.

Como resultado, o centro do vidro tende a ficar mais quente do que o resto durante um incêndio.

Por conta disso, as ondas de calor do fogo criam um uma variação de temperatura em toda a dimensão plana da vidraça.

Conseqüentemente, **diferentes regiões do painel de vidro experimentam níveis de aquecimento distintos**, razão pela qual ocorreram as quebras do material conforme fotos abaixo:



Foto 17: Vidros das janelas danificados pelo calor



Foto 18: Vidros das janelas danificados pelo calor

Porém, as esquadrias de madeira não sofreram patologias associadas ao fogo e também não ocorreram quebras de vidros nas janelas da sala vizinha, o que indica que o incêndio foi totalmente confinado na região analisada.



Foto 19: Vista da viga e divisória danificada

Outro detalhe importante é a manutenção da maioria das divisórias existentes, sendo que somente uma pequena região de esquadria sofreu deformações em função do incêndio:



Foto 20: Vista da viga e divisória danificada



Foto 21: Vista da divisória danificada

Não foi localizado nenhum deslocamento de revestimento cerâmico nas paredes e nos pisos dos banheiros na região do incêndio, assim como também dos pisos do andar superior sobre a região do sinistro conforme fotos abaixo:



Foto 22: Revestimento do banheiro adjacente à sala não danificado

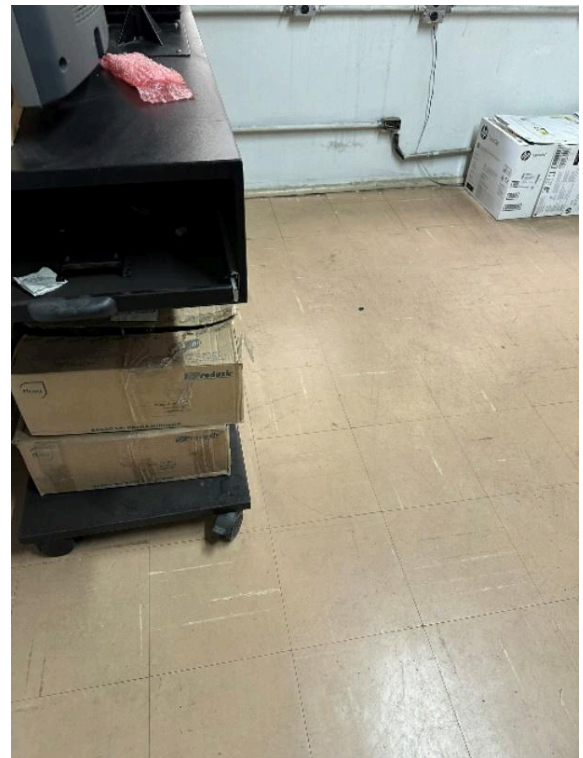
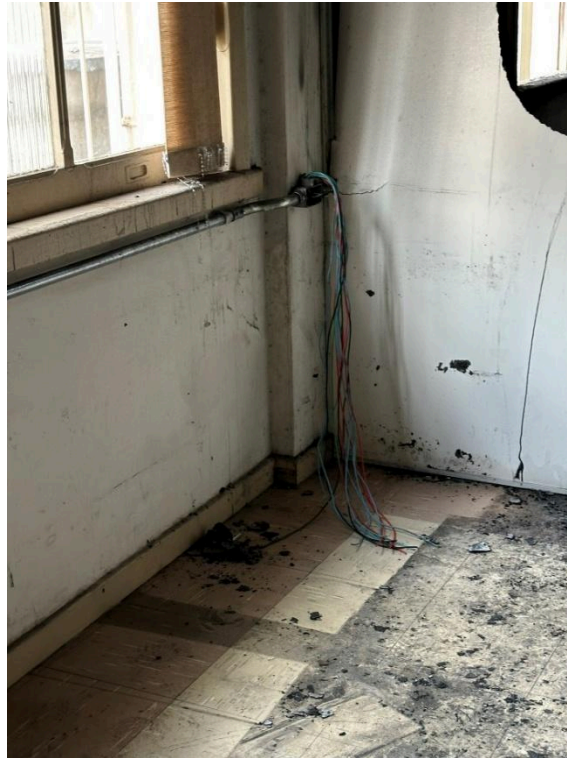


Foto 23: Revestimento do piso superior sem danos aparentes

6. CONCLUSÃO.

Após a análise dos testemunhos extraídos da estrutura, conclui-se que:

- Comparando o modulo de elasticidade da laje calculado utilizando o f_c (MPa) com o E_{ci} (NBR) houve uma perda de modulo de elasticidade do concreto da laje de cerca de 23,7% compatível com um aquecimento de cerca de 300 graus (ver pag 7);
- Não houve perda significativa da resistência à compressão, dessa forma não há necessidade escoramento das lajes e não há necessidade de se isolar qualquer elemento neste momento;
- A viga do refeitório não sofreu perda significativa, seja de resistência quanto de modulo de elasticidade, o que indica que o reboco impediu o aumento da temperatura no concreto;
- Como não foram identificados os projetos estruturais da edificação, não é possível redimensionar a laje para atestar que este elemento atende aos critérios de deformação máxima indicados nas normas técnicas brasileiras com o modulo de elasticidade reduzido;
- O modulo de elasticidade é uma medida de rigidez dos materiais e está diretamente relacionado às deformações de uma estrutura. Como a redução do módulo de elasticidade foi significativa, sugere-se a elaboração de um projeto de reforço estrutural que impeça a deformação excessiva das lajes afetadas pelo incêndio.
- A deformação de uma estrutura é uma função do módulo de elasticidade dos materiais empregados, da inércia das seções e do comprimento dos vãos.
- Duas opções possíveis de reforço são, acréscimo da espessura da laje, o que implica na demolição do contrapiso e alteamento do piso do pavimento superior. Ou, uma opção menos impactante do ponto de vista operacional, a implantação de vigas em aço diminuindo o vão das lajes.
- O 1º e 2º andares do edifício podem continuar sendo utilizados normalmente.

- Demais andares do prédio também podem ser utilizados normalmente e os servidores podem voltar a ocupar o prédio sob o ponto de vista estrutural.
-



Marco Túlio Fleury de Carvalho
CREA 24991/D CREA 24991/D

CURRICULUM RESUMIDO

MARCO TÚLIO FLEURY DE CARVALHO

Data de nascimento: 15/10/1957

Endereço: Rua Hidra, 401, sala 301 – CEP: 30.360-300

Telefone: (31) 3226-4645 – 99984-07-36

E-mail: mtf@mtfconsultoria.com

Formação: Engenheiro Civil – UFMG – julho/1980

CREA 24.991/D

EXPERIÊNCIA PROFISSIONAL

1979 – 1992

RFFSA – SR2 (Regional Minas Gerais, Rio de Janeiro, Bahia, Goiás e Brasília).

- Gerente das obras de arte, responsável pela inspeção, projetos e manutenção de aproximadamente 1.500 (um mil e quinhentos) obras de arte (viadutos, pontes, passagens superiores e inferiores, bueiros e obras de contenção).
- Membro do grupo de trabalho Rede/CVRD para análise e aprovação de projetos de obras de arte no trecho Pedro Leopoldo / Costa Lacerda.

1992 – 2024

- MTF Consultoria e Projetos S/C Ltda – Diretor Proprietário
- Consultor da Ecoplan – projetos de obras de arte na região de Minas Gerais.
- Consultor da Estável Engenharia na execução de viadutos na BR 040 (Barbacena).

- Projetos Estruturais de Edificações Residenciais: aproximadamente 2.500.000 m².

ATIVIDADES ACADÊMICAS

1980 – Agosto/2020

Professor Assistente da Universidade FEA - FUMEC nas seguintes cadeiras:

- Pontes e Concreto Protendido.
- Estruturas Especiais de Concreto Armado.
- Concreto Armado.
- Impacto Ambiental de Obras de Infraestrutura

1980 – 1981

Professor Assistente da Escola de Engenharia Kennedy na cadeira de Concreto Protendido.

1985 – 1986

Professor Assistente da Escola de Engenharia da PUC na cadeira de Pontes Metálicas.