

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE
CAMPUS ARACAJU**

DIRETORIA DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TAYNÁ SUELEN SILVA FONTES

**VERIFICAÇÃO DO ATENDIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS DA SEGURANÇA CONTRA
INCÊNDIO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DO
PAVILHÃO DAS SALAS S, MARQUISES E GARAGEM DO IFS – CAMPUS
ARACAJU**

MONOGRAFIA

ARACAJU

2022

TAYNÁ SUELEN SILVA FONTES

**VERIFICAÇÃO DO ATENDIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS DA SEGURANÇA CONTRA
INCÊNDIO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DO
PAVILHÃO DAS SALAS S, MARQUISES E GARAGEM DO IFS – CAMPUS
ARACAJU**

Monografia apresentada como requisito parcial
à obtenção do título de Bacharel, da
Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas
Santos

ARACAJU

2022

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Geocelly Oliveira Gambardella / CRB-5 1815,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Fontes, Tayná Suelen Silva.

F682v Verificação do atendimento às exigências da segurança contra
incêndio de elementos estruturais em concreto armado do pavilhão das
salas S, marquises e garagem do IFS – Campus Aracaju. / Tayná Suelen
Silva Fontes. – Aracaju, 2022.

78 f. : il.

Orientador: Prof. Me. Euler Wagner Freitas Santos. Monografia
(Graduação - Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de
Sergipe, 2022.

1. Segurança contra incêndio. 2. Elemento estrutural. 3. Concreto
armado. 4. Instituto Federal de Sergipe - IFS. I. Santos, Euler Wagner
Freitas. II. Título.

CDU 691.328(81)

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia Nº 215

**VERIFICAÇÃO DO ATENDIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS DA SEGURANÇA CONTRA
INCÊNDIO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DO
PAVILHÃO DAS SALAS S, MARQUISES E GARAGEM DO IFS – CAMPUS
ARACAJU**

TAYNÁ SUELEN SILVA FONTES

Esta monografia foi apresentada às 8h30min do dia 09 de fevereiro de 2022 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.



Prof. M.Sc. Fábio Wendell da Graça
Nunes

(IFS – Campus Lagarto)



Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da
Conceição

(IFS – Campus Aracaju)



Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas
Santos

(IFS – Campus Aracaju)

Orientador

Documento assinado digitalmente



Pablo Gleydson de Sousa
Data: 11/02/2022 16:40:56-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Prof. Dr. Pablo Gleydson de Sousa

(IFS – Campus Aracaju)

Coordenador da COEC

Dedico este trabalho à Deus.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida, pela saúde e por não desistir, agradeço também pela intercessão constante de Nossa Senhora.

Agradeço a toda minha família, meus pais, Renato e Geane, que sempre prezaram pela minha educação, aos meus irmãos, as minhas avós, tias, primos e meus sobrinhos.

Agradeço a meu namorado, Djalma, por todo companheirismo, ajuda, paciência e pelas palavras de incentivo.

Ao meu orientador Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas Santos, por todo conhecimento passado ao longo dos anos e por ter acreditado em mim.

Aos professores do COEC, pelos aprendizados e cooperação. Em especial ao Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição por mostrar que é tudo de boa.

Ao diretor geral de ensino, Elber Gama, aos funcionários da COLED e do setor de manutenção do IFS – Campus Aracaju, pela preciosa ajuda e disposição nos ensaios realizados nesse trabalho.

Agradeço ao meu amigo e parceiro desse estudo, Maxsuel, pela troca, ajuda, apoio e paciência; aos amigos que fiz na faculdade, Gabrielly, Isabele, Jonas, Meyrienne e Vancine; aos meus amigos do grupo de jovens PJ Missionários, principalmente Rafael e Thauana, pela lealdade.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização deste trabalho e torceram por mim.

VEIO AI...

“Não fui eu que ordenei a você? Seja forte e corajoso!
Não se apavore nem desanime, pois o Senhor, o seu
Deus, estará com você por onde você andar.”

(Josué 1:9)

RESUMO

FONTES, Tayná Suelen Silva. **Verificação do atendimento às exigências da segurança contra incêndio de elementos estruturais em concreto armado do pavilhão das Salas S, Marquises e Garagem do IFS – Campus Aracaju**. 78f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2022.

De maneira que a preocupação em relação a ocorrência de incêndio não seja simplesmente quando acontece esse sinistro, evitando assim danos ao patrimônio e assegurando vidas, existem as instruções e normatizações técnicas brasileiras, que preconizam procedimentos a serem seguidos no projeto de estruturas de concreto armado considerando a situação de incêndio e auxiliam na verificação quanto ao atendimento de suas exigências nos casos de estruturas já construídas. Este último é o principal foco do presente trabalho, o qual buscou avaliar as dimensões de alguns elementos estruturais de edificações do Campus Aracaju do Instituto Federal de Sergipe de acordo com as especificações das normas ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 15200:2012. Selecionou-se três edificações para realização de medições diretas e indiretas em elementos estruturais, que ocorreram com o uso de equipamentos de ensaios não destrutivos (END's), paquímetros e trenas. A partir das dimensões medidas em campo foi possível realizar um estudo comparativo com as mínimas exigidas em norma. Os resultados mostraram que praticamente todas as vigas analisadas atenderam nos quesitos largura mínima exigida e cobrimento mínimo. Em relação às lajes, foram atendidas tanto a espessura mínima, quanto o cobrimento mínimo. Já nos pilares, houve atendimento a largura mínima em praticamente todos os analisados e em alguns poucos os cobrimentos mínimos não foram obedecidos.

Palavras-chave: Segurança contra incêndio. Elementos estruturais. Concreto armado. IFS.

ABSTRACT

FONTES, Tayná Suelen Silva Fontes. ***Verification of compliance with fire safety requirements of structural elements in reinforced concrete in the hall of Salas S, Marquises and Garage of the IFS – Campus Aracaju***. 78f. Monography (Bachelor in Civil Engineering) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2022.

In a way that a concern in relation to the fire occurrence it is not just when it happens this sinister, avoiding then damages to the patrimony and assuring lives, exist the instructions and brazilian techniques regulations, that advocate procedures to be followed in the project of reinforced concrete structures considering the situation of fire and assist in the verification about the attendance of their requirements in the case of structures already built. This last one it is the main focus of the present work, which one searched to evaluate the dimension of some structural elements of buildings on the Aracaju Campus of the Federal Institute of Sergipe according with the specifications of norms ABNT NBR 14432:2001 and ABNT NBR 15200:2012. Three buildings were selected to carry out directs and indirects measures on structures elements, which occurred with the use of non-destructive testing equipment (NDT's), calipers and measuring tapes. From the dimensions measured in the field it was possible to realize a comparative study with the minimum required in norm. The results showed that practically all analyzed beams attended the minimum required coverage and width requirements. In the pillars, was answered the minimum width in practically all the analyzed and in a few the minimum coverage were not obeyed.

Keywords: *Fire safety. Structural elements. Reinforced concrete. IFS.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 3.1 - Representação simplificada das transformações físico-químicas do concreto em temperaturas elevadas.....	18
Figura 3.2 - Fator de redução da resistência do concreto silicoso e calcário sob compressão em função da temperatura.....	19
Figura 3.3 - Alongamento específico do concreto.....	21
Figura 3.4 – Calor específico do concreto.....	23
Figura 3.5 – Condutividade térmica do concreto.....	24
Figura 3.6 – Densidade do concreto.....	25
Figura 3.7 – Fenômeno do <i>spalling</i> em viga de concreto.....	26
Figura 3.8 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	28
Figura 3.9 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	29
Figura 3.10 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.....	31
Figura 3.11 – Dimensões mínimas de largura ($b_{\min}$) e do c_1 das vigas.....	38
Figura 3.12 – Definição das dimensões mínimas para tipos diferentes de seção transversal da viga.....	39
Figura 3.13 - Dimensões mínimas da espessura ($h_{\min}$) e do c_1 das lajes.....	40
Figura 3.14 - <i>Profometer 5+</i>	42
Figura 3.15 – Manuseio do equipamento (a) e localização e marcação das armaduras localizadas (b).....	43
Figura 3.16 – <i>Pundit Lab+</i>	44
Figura 3.17 - Disposição do transdutor.....	44
Figura 3.18 – Área de ensaio e pontos de impacto.....	46
Figura 3.19 - Procedimentos típicos do ensaio de esclerometria.....	47
Figura 3.20 – Equipamento <i>Silver Schmidt</i> (a) e bigorna de aferição (b).....	47
Figura 3.21 - Disposição arquitetônica do campus Aracaju do IFS.....	49
Figura 4.1 – Medições diretas em mais de um ponto nos pilares (a) e nas vigas (b).....	51
Figura 4.2 – Medição direta com o uso do paquímetro (a) e da trena (b).....	51
Figura 4.3 – Medições indiretas na garagem (a) e no pavilhão das salas S (b).....	52
Figura 4.4 - Escarificação nas marquises centrais (a) e a medição realizada com o paquímetro (b).....	53
Figura 4.5 – Processo de calibração do <i>Pundit Lab+</i>	54

Figura 4.6 – Ensaio de esclerometria nas salas S (a) e na garagem (b).....	55
Figura 4.7 – Processo de escarificação do pilar (a) e da viga (b).....	56
Figura 4.8 – Garagem.....	57
Figura 4.9 – Leitura do cobrimento com o pacômetro (a) e a área escarificada existente (b).....	57
Figura 4.10 – Medição com o paquímetro nos pontos escarificados existentes.....	58
Figura 5.1 – Gráfico das medições das larguras de campo das vigas limitado pela largura mínima.....	64
Figura 5.2 – Gráfico das medições dos cobrimentos de campo das vigas limitado pela largura mínima.....	64
Figura 5.3 – Gráfico das espessuras de campo das lajes limitado pela espessura mínima.....	65
Figura 5.4 – Gráfico dos cobrimentos de campo das lajes limitado pela cobrimento mínima.....	66
Figura 5.5 – Gráfico das larguras de campo dos pilares limitado pela largura mínima.....	68
Figura 5.6 – Gráfico dos cobrimentos de campo dos pilares limitado pelo cobrimento mínima.....	68
Figura 5.7 – Gráfico das larguras de campo dos pilares limitado pela largura mínima.....	69
Figura 5.8 – Gráfico dos cobrimentos de campo dos pilares limitado pelo cobrimento mínima.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos e calcários.....	20
Tabela 3.2 - Valores das relações $k_{s,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$ para aços de armadura passiva.....	29
Tabela 3.3 - Valores da relação $k_{p,\theta} = f_{pk,\theta}/f_{yk}$ para os aços de armadura passiva em função da temperatura.....	31
Tabela 3.4 - Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos).....	35
Tabela 3.5 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação para o grupo E e G.....	35
Tabela 3.6 - Valores da carga de incêndio específicos para o grupo E e G.....	36
Tabela 3.7 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.....	39
Tabela 3.8 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.....	39
Tabela 3.9 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiada.....	40
Tabela 3.10 - Dimensões mínimas para lajes contínuas.....	40
Tabela 5.1 – Definição do TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo.....	59
Tabela 5.2 – Valores das leituras obtidas com o pacômetro.....	60
Tabela 5.3 – Valores das leituras obtidas com o paquímetro.....	61
Tabela 5.4 – Confronto de valores e avaliação da confiabilidade do pacômetro.....	61
Tabela 5.5 – Dimensões das vigas do bloco das salas S.....	63
Tabela 5.6 – Dimensões das lajes da marquise central e da garagem.....	65
Tabela 5.7 – Dimensões dos pilares das salas S e da garagem.....	66
Tabela 5.8 – Verificação do esclerômetro e determinação do coeficiente de correção do índice esclerométrico (k).....	70
Tabela 5.9 – Valores dos índices esclerométricos médios efetivos e do coeficiente de variação do bloco das salas S e da garagem.....	71
Tabela 5.10 – Valores dos índices esclerométricos médios efetivos e do coeficiente de variação das marquises.....	71

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	16
2.1	OBJETIVOS GERAIS	16
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
3.1	MATERIAIS DO CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	17
3.1.1	O Concreto	17
3.1.1.1	Resistência à compressão do concreto a altas temperaturas	19
3.1.1.2	Alongamento	21
3.1.1.3	Calor específico	22
3.1.1.4	Condutividade térmica	23
3.1.1.5	Densidade	24
3.1.1.6	Lascamento do concreto (spalling)	25
3.1.2	O Aço	27
3.1.2.1	Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade de armadura passiva a altas temperaturas	27
3.1.2.2	Diagrama tensão-deformação	30
3.2	LEGISLAÇÕES E NORMATIZAÇÕES TÉCNICAS BRASILEIRAS SOBRE INCÊNDIO	32
3.2.1	Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros – IT's	32
3.2.2	ABNT NBR 14432:2001	33
3.2.3	ABNT NBR 15200:2012	33
3.2.4	Código de Defesa do Consumidor - CDC	33
3.3	CLASSIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO FOGO	34
3.3.1	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF	34
3.3.2	Tempo de Resistência ao Fogo – TRF	36
3.4	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO PARA A SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	37
3.4.1	Método Tabular	38
3.4.2	Método Analítico Para Pilares	40
3.5	ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS – END'S	41
3.5.1	Ensaio de Pacometria	42
3.5.2	Ensaio de Ultrassonografia	43
3.5.3	Ensaio de Esclerometria	45
3.6	LEVANTAMENTO CADASTRAL	48
3.6.1	Bloco das Salas S	49
3.6.2	Garagem e Marquises	49
4	METODOLOGIA	50

4.1	TRABALHOS PRELIMINARES.....	50
4.2	MEDIÇÕES E ENSAIOS <i>IN LOCO</i>	51
4.3	BLOCO DAS SALAS S	55
4.4	GARAGEM.....	56
4.5	MARQUISES	58
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
5.1	ANÁLISE QUANTO AO ATENDIMENTO DA ABNT NBR 14432:2001	59
5.2	ANÁLISE QUANTO AO ATENDIMENTO DA ABNT NBR 15200:2012	60
5.2.1	Análise das Medições das Vigas <i>in loco</i>	63
5.2.2	Análise das medições das lajes <i>in loco</i>	64
5.2.3	Análise das dimensões dos pilares <i>in loco</i>	66
5.3	ANÁLISE DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA	70
6	CONCLUSÕES	72
	REFERÊNCIAS.....	74
	APÊNDICE A – PLANTA BAIXA DO PAVILHÃO SUPERIOR DAS SALAS S	77
	APÊNDICE B – GARAGEM.....	78

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, ocorrências de grandes incêndios marcaram a vida de sociedades que sofreram com a destruição de suas cidades e perdas de vidas. É o caso de Roma (em 64 D.C), Londres (em 1666) e Chicago (em 1871). Para evitar essas ocorrências, tendo ênfase à proteção do patrimônio, os Estados Unidos lançaram em 1896, o primeiro Handbook sobre o tema, por Everett U. Crosby. No entanto, no início do século XX, aconteceram quatro grandes incêndios, resultando em centenas de mortes, foram eles: o do Teatro Iroquis, em Chicago (1903), o do Opera Rhoads, na Pensilvânia (1908), o da Lake View Elementary School, em Ohio (1908) e do Triangle Shirtwaist Company, em Nova York (1911). Em decorrência desses casos, visando a proteção de vidas e não somente a proteção do patrimônio, lançado, em 1914, a quinta edição do Manual de Proteção Contra Incêndios (Fire Protection Handbook), publicada pela National Fire Protection Association (NFPA). No Brasil, a preocupação com grandes incêndios não foi diferente, deu-se apenas depois da ocorrência deles. Foi na década de 70, na cidade de São Paulo, em que casos como do edifício Andraus (1972) e do edifício Joelma (1974) resultaram em mais de 800 vítimas. Em 1975, em decorrência dessas tragédias, o estado do Rio de Janeiro criou o primeiro Decreto-Lei nº 247 - Segurança Contra Incêndio e Pânico (SILVA, 2016).

Atualmente existem regulamentações modernas de segurança contra incêndio, cujo objetivo é minimizar o risco à vida e que o fogo, caso se inicie, não se espalhe para fora do compartimento do edifício. No presente trabalho serão abordadas as normas a respeito da segurança das estruturas em situação de incêndio, como a ABNT NBR 14432:2001 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações e a ABNT NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, além das Instruções Técnicas (IT's) do Corpo de Bombeiro Militar. A primeira delas foi lançada pelo Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo (CBPMESP), em 1993, cuja última versão é do ano de 2011, e que serviu para a criação das IT's dos outros estados, as quais devem ser cumpridas por força de decretos estaduais (SILVA, 2016).

Nota-se que as regulamentações e legislações de segurança contra incêndio são relativamente recentes, o que gera uma dificuldade de se observar o atendimento

às normas técnicas de estruturas em concreto armado pertencentes a edificações que foram concebidas antes da vigência dessas normas, que é o caso das do Campus Aracaju do Instituto Federal de Sergipe (IFS).

Dessa forma, com o uso de ensaios não destrutivos (END's), no presente trabalho será realizada uma análise, que busca estimar se em situação de fogo e a luz das normas vigentes, algumas estruturas de concreto armado já construídas, no Campus Aracaju do Instituto Federal de Sergipe (IFS), atendem as normatizações técnicas brasileiras. A seguir, na seção 2, são apresentados os objetivos gerais e específicos do presente trabalho. Já a seção 3 é composta pela fundamentação teórica, expondo os principais conceitos que alicerçam o estudo; a seção 4 corresponde a metodologia adotada no presente trabalho. Os resultados e discussões estão dispostos na seção 5, e por fim, na seção 6, a conclusão do trabalho.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS GERAIS

Verificar o atendimento às exigências da segurança contra incêndio de elementos estruturais em concreto armado de edificações, construídas há décadas, do Campus Aracaju do IFS.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar as dimensões dos elementos estruturais com o uso combinado de equipamentos de medições diretas e de medições indiretas;

Analisar a confiabilidade do uso do pacômetro, equipamento de ensaio não destrutivo, na determinação do cobrimento dos elementos estruturais;

Realizar estudo comparativo entre as dimensões mínimas exigidas, a luz da ABNT NBR 14432:2001 e da ABNT NBR 15200:2012, e as dimensões encontradas em campo;

Verificar a eficiência do emprego de equipamentos de ensaios não destrutivos (END's) para auxiliar na avaliação de elementos estruturais em concreto armado de edificações já executadas, relativas à incêndio e outras correlatadas.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

No presente capítulo serão apresentados conceitos para melhor compreensão das especificações normativas a respeito dos elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio e das transformações físico-químicas que ocorrem com os materiais do concreto armado exposto a elevadas temperaturas. Dessa forma, serão abordados tanto aspectos relacionados às principais propriedades do concreto e do aço, como também as alterações que ocorrem nessas propriedades com o aumento da temperatura. Por meio das legislações e normatizações técnicas brasileiras sobre incêndio, serão classificados os tempos de resistência ao fogo e expostos os métodos de dimensionamento em situação de incêndio. Será abordado ainda a respeito do levantamento cadastral e dos equipamentos de ensaios não destrutivos, que foram realizados neste trabalho.

3.1 MATERIAIS DO CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O material concreto armado, em situação de incêndio, pode sofrer redução da seção transversal e de sua capacidade portante. Com o deslocamento do concreto, as armaduras acabam ficando expostas às elevadas temperaturas causadas pelo fogo. O concreto e o aço, quando expostos a essa alta energia calorífica, passam por alterações nas forças de ligação na micro e macroestrutura, modificando suas propriedades físicas e mecânicas, afetando a resistência estrutural, a qual será inversamente proporcional com o avanço da temperatura (BERTO e OLIVEIRA, 2018).

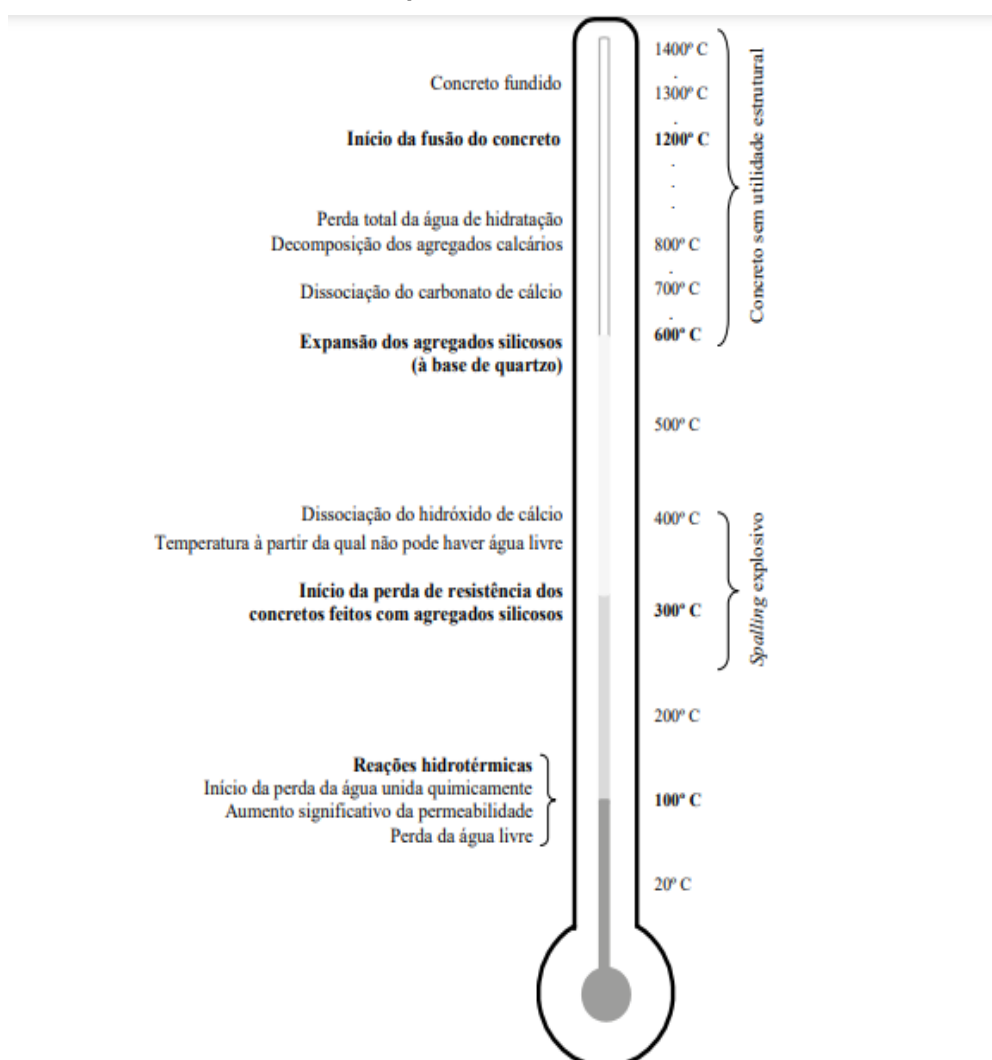
A seguir serão abordadas as propriedades mais relevantes do concreto armado quando submetido a altas temperaturas. Com relação ao concreto serão apresentados sua resistência à compressão, alongamento, calor específico, condutividade térmica, densidade e o *spalling*. Quanto ao aço, trataremos sobre a resistência ao escoamento, módulo de elasticidade de armadura passiva e o diagrama tensão-deformação, mediante exposição a elevadas temperaturas.

3.1.1 O Concreto

O concreto, em situação de incêndio, impede até determinado momento a propagação do calor e do próprio fogo. Isso acontece devido ao material apresentar

características não combustíveis e não tóxicas, além de baixa condutividade. No entanto, quando exposto a altas temperaturas por um longo tempo, suas propriedades acabam sendo modificadas, a resistência à compressão e módulo de deformação diminuem, ocorre fissuração, perda da aderência entre pasta e agregado, podendo acontecer ainda o lascamento superficial, fenômeno conhecido como *spalling*. Essas transformações físico-químicas, na maioria das vezes, são consideradas irreversíveis e funcionam como indicadores de temperatura máxima de exposição (BATTAGIN e SILVEIRA, 2018), conforme ilustrado na figura 3.1.

Figura 3.1 - Representação simplificada das transformações físico-químicas do concreto em temperaturas elevadas.



Fonte: KHOURY (2000b *apud* KLEIN JÚNIOR, 2011)

As principais alterações quanto às propriedades físicas e mecânicas do concreto em situação de incêndio são retratadas na ABNT NBR 15200:2012 e serão mencionadas a seguir.

3.1.1.1 Resistência à compressão do concreto a altas temperaturas

Conforme a ABNT NBR 15200:2012 a resistência à compressão do concreto diminui com o aumento da temperatura, representado na figura 3.2 e pode ser obtido através da equação 3.1, a seguir:

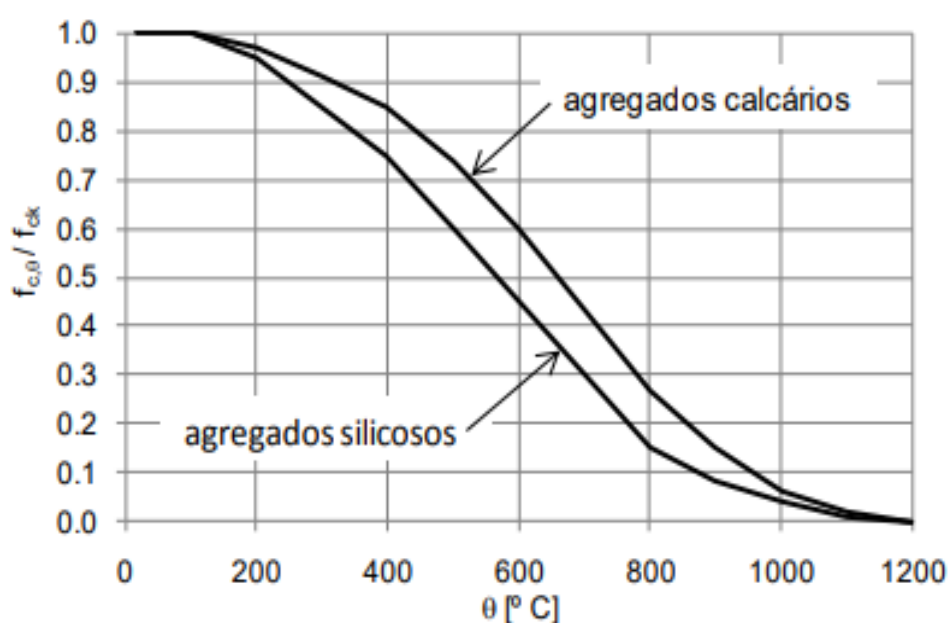
$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (\text{eq. 3.1})$$

Onde:

- $f_{c,\theta}$: é a resistência à compressão do concreto a temperatura θ ;
- f_{ck} : é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;
- $k_{c,\theta}$: é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ .

O fator de redução $k_{c,\theta}$ depende do tipo de agregado usado no concreto. Conforme Silva (2016), o valor de $k_{c,\theta}$ é a relação da resistência à compressão do concreto sujeito a diversas temperaturas ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto em temperatura ambiente (f_{ck}). A tabela 3.1 apresenta esses valores para concretos preparados com agregados silicosos e calcários. Segundo a ABNT NBR 15200:2012, para valores intermediários de temperatura pode ser feita interpolação linear.

Figura 3.2 - Fator de redução da resistência do concreto silicoso e calcário sob compressão em função da temperatura.



Fonte: EN (1992-1-2:2004 *apud* KLEIN JÚNIOR, 2011).

Tabela 3.1 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos e calcários.

Temperatura do concreto °C	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$	
	Agregado silicosos	Agregados calcários
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,6
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: Silva (2016)

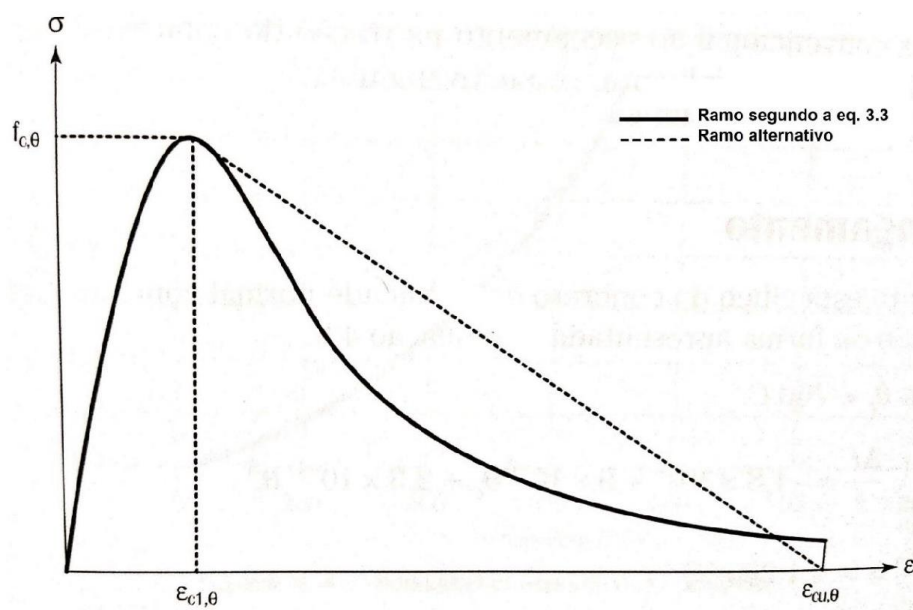
Para o diagrama tensão-deformação do concreto em temperaturas elevadas, obedece-se a equação 3.2 e o aspecto gráfico da figura 3.3, ambos retirados da ABNT NBR 15200:2012.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3} \quad (\text{eq. 3.2})$$

Onde

- $\sigma_{c,\theta}$: valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ (MPa);
- $f_{c,\theta}$: valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ (MPa);
- $\varepsilon_{c,\theta}$: deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ (adimensional);
- $\varepsilon_{c1,\theta}$: deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ (adimensional).

Figura 3.3 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto.



Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

3.1.1.2 Alongamento

O alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado silicoso é estabelecido pela ABNT NBR 15200:2012, através das equações 3.3 e 3.4 definidas a seguir:

- Para $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 700\text{ }^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} \quad (\text{eq. 3.3})$$

- Para $700\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3} \quad (\text{eq. 3.4})$$

Onde:

- l : comprimento da peça de concreto de densidade normal a $20\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- Δl : alongamento do elemento de concreto de densidade normal provocado pela temperatura;
- θ_c : temperatura do concreto ($^{\circ}\text{C}$)

A ABNT NBR 15200:2012 não apresenta alongamento específico para concretos com agregado calcário. No entanto, Silva (2016), determina as seguintes equações:

- Para $20\text{ °C} \leq \theta_c < 700\text{ °C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta_c + 1,4 \times 10^{-11} \theta_c^3 \quad (\text{eq. 3.5})$$

- Para $700\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 12 \times 10^{-3} \quad (\text{eq. 3.6})$$

De forma simplificada, a relação entre o alongamento específico do concreto e a temperatura, pode ser definida pela equação 3.7 (ABNT NBR 15200:2012).

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-3} (\theta_c - 20) \quad (\text{eq. 3.7})$$

3.1.1.3 Calor específico

A variação do calor específico $C_{p(\theta)}$ do concreto seco ($u = 0\%$) produzido com agregados silicosos ou calcários é apresentado pela ABNT NBR 15200:2012 nas equações 3.8 a 3.11, de seguinte maneira:

$$c_p(\theta) = 900 \left(\frac{J}{kg\text{ °C}} \right) \text{ para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C} \quad (\text{eq. 3.8})$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \left(\left(\frac{J}{kg\text{ °C}} \right) \right) \text{ para } 100\text{ °C} < \theta \leq 200\text{ °C} \quad (\text{eq. 3.9})$$

$$c_p(\theta) = 1000 \frac{\theta - 200}{2} \left(\left(\frac{J}{kg\text{ °C}} \right) \right) \text{ para } 200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C} \quad (\text{eq. 3.10})$$

$$c_p(\theta) = 1100 \left(\left(\frac{J}{kg\text{ °C}} \right) \right) \text{ para } 400\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C} \quad (\text{eq. 3.11})$$

Onde:

- $c_p(\theta)$: é o calor específico do concreto à temperatura θ (J/kg °C);
- θ : temperatura (°C).

O tipo de agregado, por sua vez, tem pouca influência sobre o calor específico, enquanto que a umidade tem uma influência maior sobre essa propriedade, principalmente em temperaturas inferiores a 200 °C. Sendo assim, quando a umidade não for considerada de maneira explícita, a norma estabelece a função do calor específico do concreto, tanto para agregados silicosos, quanto para agregados calcários, representada por um valor constante de pico ($C_{p,top}$), situado entre 100 °C e

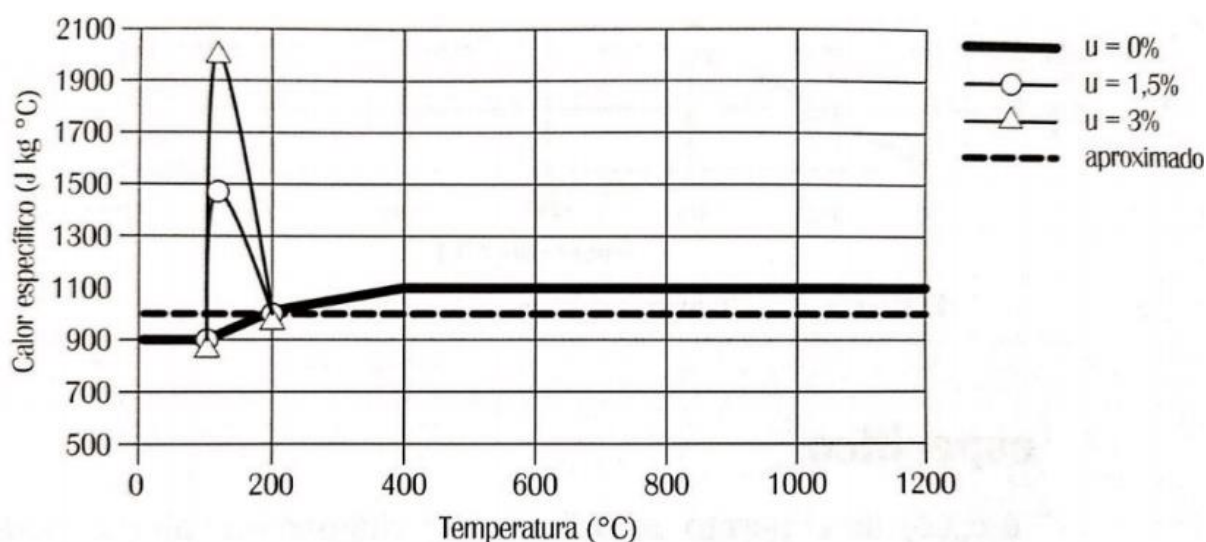
115 °C, com decréscimo linear entre 115 °C e 200 °C (BERNHART, 2004 *apud* ALBUQUERQUE, 2012), indicados a seguir:

- a) $c_{p,top} = 900 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$ para umidade de 0% em peso;
- b) $c_{p,top} = 1470 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$ para umidade de 1,5% em peso;
- c) $c_{p,top} = 2000 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$ para umidade de 3,0% em peso.

Esses valores de pico ilustrados na figura 3.4, advém da evaporação da água livre do concreto. “Assim, quanto maior a umidade, maior o calor específico do concreto” (KLEIN, 2011).

Simplificadamente e de forma constante, a relação entre calor específico do concreto e a temperatura pode ser considerada como sendo: $c_{p,top} = 1000 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$ (ABNT NBR 15200:2012).

Figura 3.4 – Calor específico do concreto



Fonte: Silva (2016)

3.1.1.4 Condutividade térmica

A variação da condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicioso ou calcário, segundo a ABNT NBR 15200:2012, para $20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$, é determinada pela equação 3.12. Essa variação do valor mínimo da condutividade térmica com a temperatura é representada na figura 3.5.

A condutividade térmica do concreto reduz com o aumento da temperatura. Ela está diretamente relacionada ao tipo de agregados, que constituem cerca de 70% do concreto endurecido, mas também é influenciada pela porosidade

da pasta de cimento. (BAZANT; KAPLANT, 1996 *apud* COSTA, 2008; CALLISTER JÚNIOR, 2002 *apud* COSTA, 2008, p. 150 e 151)

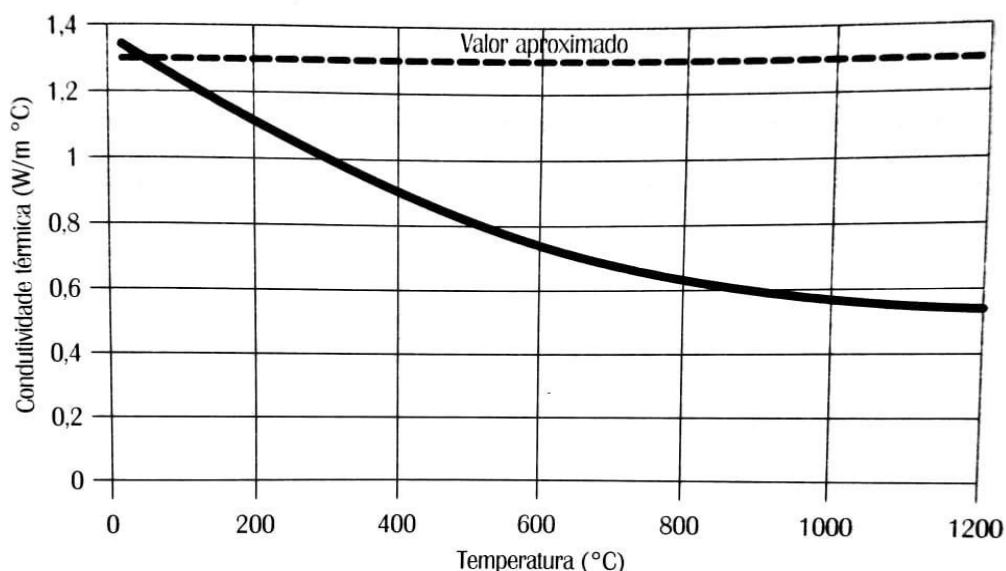
$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{eq. 3.12})$$

Onde:

- λ : condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicioso [W/m];
- θ_c : temperatura do concreto, em graus Celsius [°C].

De forma simplificada e constante, pode considerar o valor da condutividade térmica igual a 1,3 W/m °C (ABNT NBR 15200:2012).

Figura 3.5 – Condutividade térmica do concreto.



Fonte: Silva (2016).

3.1.1.5 Densidade

A densidade (massa específica) do concreto endurecido sofre redução quando submetido a elevadas temperaturas, isso se deve a dois fatores, a evaporação da água livre e o aumento do volume causado pela expansão térmica, proveniente das

transformações mineralógicas sofridas pelos agregados acima dos 500 °C (COSTA, 2008).

De acordo com a ABNT NBR 15200:2012, a variação da densidade com a temperatura é influenciada pela perda de água e pode ser determinada a partir das equações 3.13 a 3.16. Essa variação pode ser observada da figura 3.6.

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \text{ for } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 3.13})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \times (1 - 0,02) (\theta - 115)/85 \text{ para } 115^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 3.14})$$

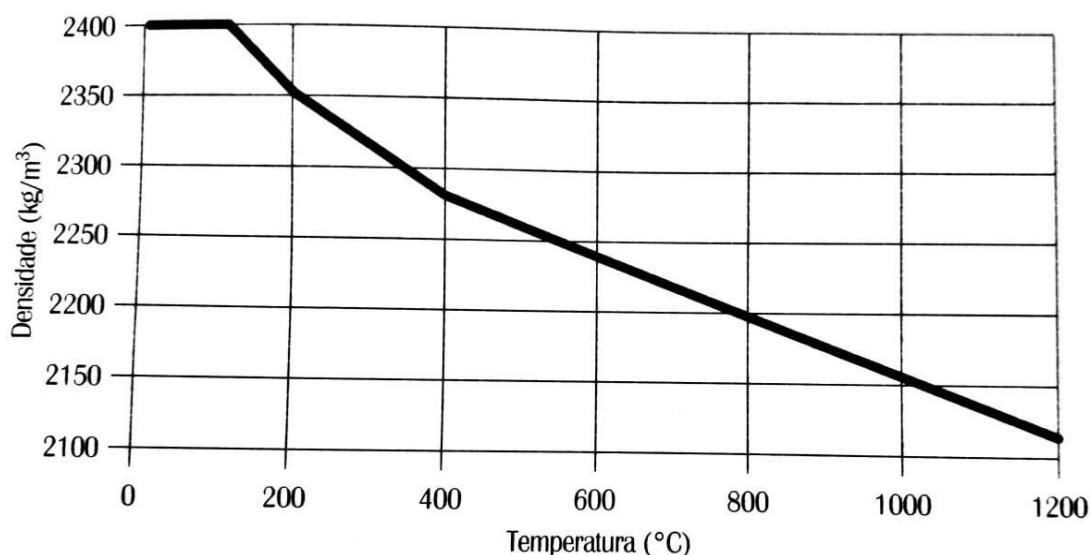
$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \times \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta - 200}{200}\right) \text{ para } 200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 3.15})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \times \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta - 400}{800}\right) \text{ para } 400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 3.16})$$

Onde:

- $\rho(\theta)$: densidade do concreto à temperatura θ [kg/m³];
- $\rho(20^{\circ}\text{C})$: densidade do concreto à temperatura ambiente, valor igual a 2400 kg/m³;
- θ : temperatura [°C].

Figura 3.6 – Densidade do concreto.



Fonte: Silva (2016).

3.1.1.6 Lascamento do concreto (spalling)

O fenômeno de lascamento do concreto, conhecido como *spalling*, mostrado na figura 3.7, ocorre quando elementos estruturais são expostos a altas temperaturas

e rápidas taxas de aquecimentos, acarretando no deslocamento de partes das estruturas de concreto, de forma explosiva ou não (KLEIN, 2011 *apud* FIB, 2007).

Segundo Gil *et al.* (2018), existem dois processos que desencadeiam o lascamento do concreto: o processo termomecânico e o termo hidráulico. O primeiro, acontece devido ao aquecimento do concreto gerando tensões internas entre a superfície exposta ao fogo e o interior do concreto ainda resfriado, resultando no deslocamento. Por sua vez, o segundo processo, ocorre devido ao aumento da temperatura no concreto, onde parte da sua água livre, por meio dos poros nas camadas superficiais, é dissipada. O excedente da água, é acumulada no interior do elemento e quando ocorre a evaporação gera poropressões capazes de desencadear o deslocamento do concreto.

[...] Essas tensões, quando superam a resistência à tração do material, ocasionam o fenômeno de deslocamento [...]. Sua ocorrência pode ocasionar a redução da seção transversal e exposição das armaduras às elevadas temperaturas, que por sua vez, podem conduzir ao colapso do elemento estrutural (GIL *et al.*, 2018).

Figura 3.7 – Fenômeno do *spalling* em viga de concreto.



Fonte: (ABBASI; HOGG, 2006 *apud* ALBUQUERQUE, 2012)

3.1.2 O Aço

Em elevadas temperaturas, o aço não tem perda de seção da sua área resistente, já suas propriedades mecânicas acabam sofrendo redução. Um dos problemas mais graves no concreto armado ocorre quando o aço perde sua resistência a tração, isso acontece quando as armaduras atingem temperaturas entre 500 a 600 °C, comprometendo todo o elemento (LANDI, 1986 *apud* ALBUQUERQUE, 2012).

As análises das principais modificações das propriedades do aço em situação de incêndio serão mencionadas nos itens 3.1.2.1 e 3.1.2.2 a seguir com base no disposto da ABNT NBR 15200:2012.

3.1.2.1 Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade de armadura passiva a altas temperaturas

De acordo com a ABNT NBR 15200:2012 a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva diminui com o aumento da temperatura, conforme a seguinte equação:

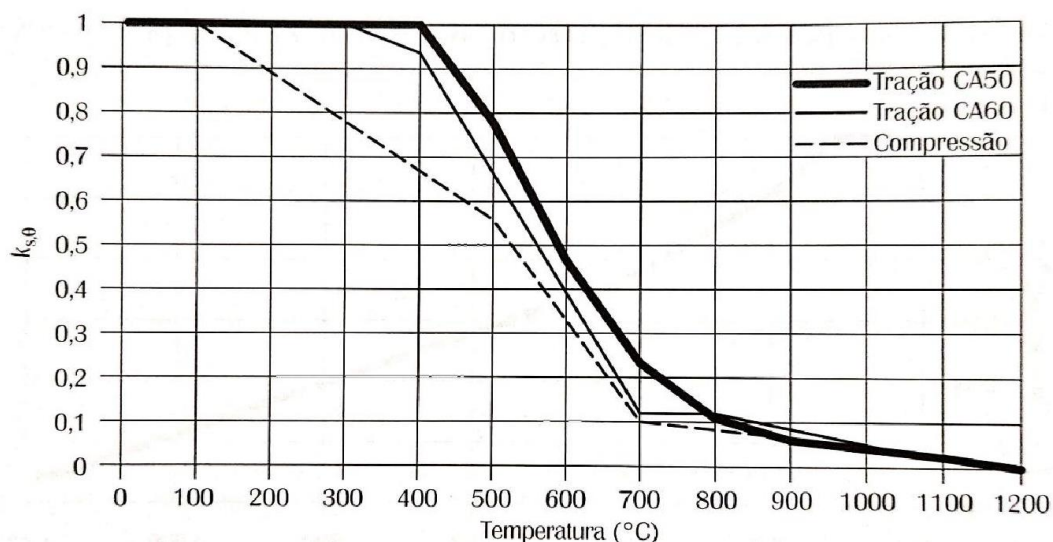
$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (\text{eq. 3.17})$$

Onde:

- $f_{y,\theta}$: resistência característica da armadura passiva a temperatura θ (MPa);
- f_{yk} : resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente (MPa);
- $k_{s,\theta}$: fator de redução da resistência do aço na temperatura θ (adimensional).

O fator de redução $k_{s,\theta}$, depende do tipo de aço (CA-50 ou CA-60) e da deformação específica do aço no escoamento (ε_{yi}) em uma determinada temperatura. Quando $\varepsilon_{yi} \geq 2\%$, usualmente tem-se essa situação nas armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes (curva cheia), e, para $\varepsilon_{yi} < 2\%$, usualmente tem-se as armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes (curva tracejada) – conforme figura 3.8.

Figura 3.8 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

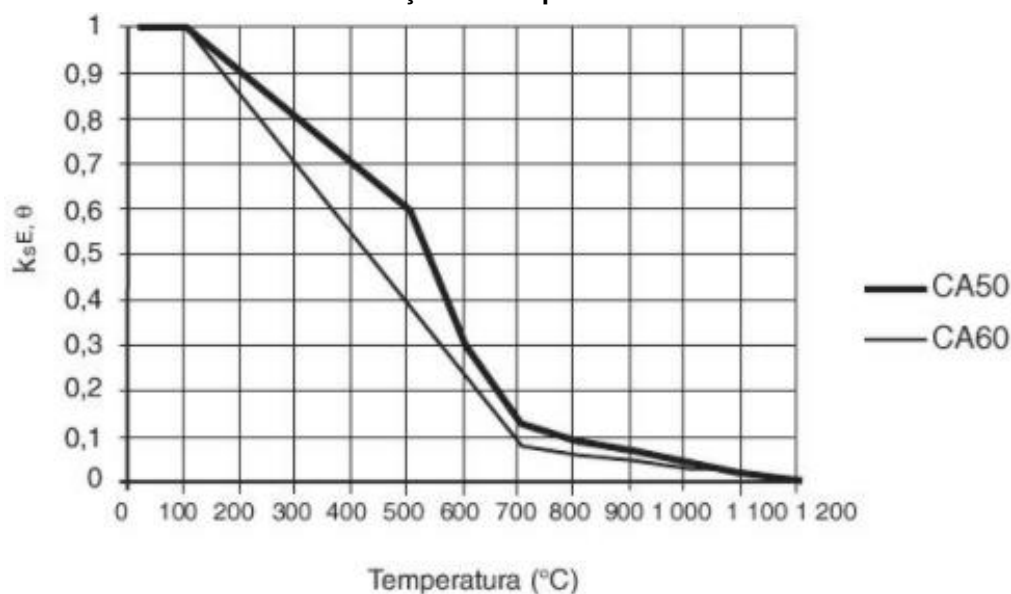
O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva diminui com a elevação da temperatura, podendo ser obtido pela equação a seguir e que é mostrado na figura 3.9 (ABNT NBR 15200:2012).

$$E_{s,\theta} = k_{ES,\theta} \cdot E_s \quad (\text{eq. 3.18})$$

Onde:

- E_s : módulo de elasticidade do aço da armadura passiva a temperatura ambiente (MPa);
- $k_{ES,\theta}$: fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ (adimensional);
- $E_{s,\theta}$: módulo de elasticidade do aço da armadura passiva à temperatura θ (MPa).

Figura 3.9 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Na tabela 3.2 são apresentados os valores dos fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{s, \theta}$) e do módulo de elasticidade ($k_{Es, \theta}$) do aço de armadura passiva. A interpolação linear, é permitida para valores intermediários.

Tabela 3.2 - Valores das relações $k_{s, \theta}$ e $k_{Es, \theta}$ para aços de armadura passiva.

Temperatura do aço °C	$K_{s, \theta} = f_{yk, \theta} / f_{yk}$			$K_{Es, \theta} = E_{s, \theta} / E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
1	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
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: ABNT NBR 15200:2012.

3.1.2.2 Diagrama tensão-deformação

A ABNT NBR 15200:2012 apresenta as equações 3.19 a 3.27 para a elaboração do diagrama tensão-deformação dos aços da armadura passiva a temperaturas elevadas. Outra consideração é que os parâmetros de deformação $\varepsilon_{t,\theta}$ e $\varepsilon_{u,\theta}$ dependem da classe de resistência do aço, conforme a tabela 3.3. Na figura 3.10 será mostrado o aspecto do diagrama tensão deformação dos aços a altas temperaturas.

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}, \text{ se } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \quad (\text{eq. 3.19})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2}, \text{ se } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta} \quad (\text{eq. 3.20})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta}, \text{ se } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \quad (\text{eq. 3.21})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right], \text{ se } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta} \quad (\text{eq. 3.22})$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0, \text{ se } \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta} \quad (\text{eq. 3.23})$$

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right) \quad (\text{eq. 3.24})$$

$$b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2 \quad (\text{eq. 3.25})$$

$$c = \frac{(f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2(f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})} \quad (\text{eq. 3.26})$$

$$d = \frac{(\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})}{(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})} \quad (\text{eq. 3.27})$$

Onde:

- $\sigma_{s,\theta}$: é a tensão do aço passivo à temperatura θ (MPa);
- $\varepsilon_{s,\theta}$: é a deformação unitária do aço da armadura passiva à temperatura θ (adimensional);
- $E_{s,\theta}$: é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva à temperatura θ (MPa);
- $f_{pk,\theta}$: é a resistência no aço passivo correspondente ao limite de proporcionalidade do aço da armadura passiva à temperatura θ (MPa);
- $\varepsilon_{yk,\theta}$ – é a deformação correspondente à tensão de escoamento do aço passivo à temperatura θ (adimensional);
- $\varepsilon_{pk,\theta}$ – é a deformação correspondente ao limite de proporcionalidade do aço da armadura passiva à temperatura θ (adimensional);

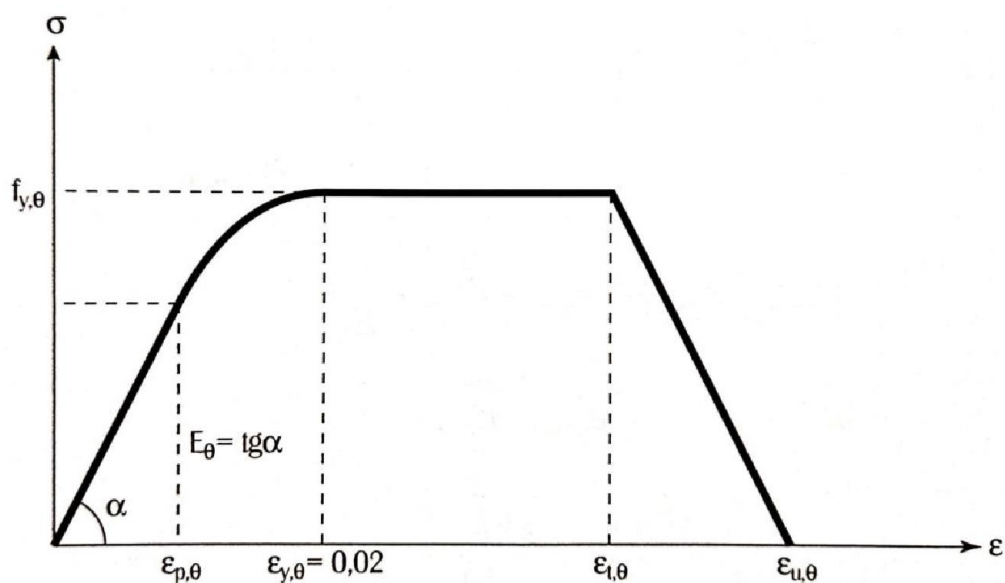
- $f_{yk,\theta}$ – é a resistência de escoamento do aço da armadura passiva à temperatura θ (MPa);
- $\varepsilon_{t,\theta}$ – é uma deformação específica que depende da classe de resistência do aço, valendo 5% para o aço CA-60 e 10% para o aço CA-50 (adimensional);
- $\varepsilon_{u,\theta}$ – é a deformação última do aço passivo à temperatura θ , assumindo o valor de 10 e 20% para os aços CA-60 e CA-50, respectivamente (adimensional).

Tabela 3.3 - Valores da relação $k_{p,\theta}=f_{pk,\theta}/f_{yk}$ para os aços de armadura passiva em função da temperatura.

Temperatura do aço (°C)	$k_{p,\theta}=f_{pk,\theta}/f_{yk}$	
	CA-50	CA-60
20,00	1,00	1,00
100,00	1,00	0,96
200,00	0,81	0,92
300,00	0,61	0,81
400,00	0,42	0,63
500,00	0,36	0,44
600,00	0,18	0,26
700,00	0,07	0,08
800,00	0,05	0,06
900,00	0,04	0,05
1000,00	0,02	0,03
1100,00	0,01	0,02
1200,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Figura 3.10 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.



Fonte: SILVA (2016).

3.2 LEGISLAÇÕES E NORMATIZAÇÕES TÉCNICAS BRASILEIRAS SOBRE INCÊNDIO

Em 1975 surgiu a primeira regulamentação brasileira de segurança contra incêndio, foi o Decreto-Lei n.º 247, concebida pelo governo do Rio de Janeiro, em decorrência dos incêndios que aconteceram na década de 70 na cidade de São Paulo, que deixaram dezenas de vítimas e destruição do patrimônio.

Ao longo dos anos, despontaram novas legislações, regulamentações e normatizações técnicas brasileiras a respeito da segurança em caso de incêndio, cujo intuito, é a não ocorrência desse sinistro, mas caso ocorra, o fogo não se espalhe de maneira rápida nas edificações e possa ser controlado em instantes, protegendo a estrutura, e principalmente as vidas.

As Instruções Técnicas (IT's) do Corpo De Bombeiros Da Polícia Militar Do Estado De São Paulo (CBPMESP) foi concebida na década de 90 e corresponde a atual IT n.º 08/2011, a qual serviu de exemplo para a elaboração das IT's dos outros estados brasileiros.

Nos anos 2000, a ABNT lança as primeiras Normas Brasileiras Regulamentadoras (NBR), no tocante segurança contra incêndio de estruturas de concreto armado, são elas: a ABNT NBR 14432:2001 (Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações) e a ABNT NBR 15200:2012 (Projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio).

3.2.1 Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros – IT's

As Instruções Técnicas (IT's) Estaduais, acerca da segurança contra incêndio, são elaboradas pelo Corpo de Bombeiros Militar. Seus principais objetivos em caso de incêndio são: assegurar a vida dos usuários, dificultar a propagação do fogo na edificação, com meios de controle e extinção do incêndio e oferecer condições de acesso para operações do Corpo de Bombeiros.

A primeira IT foi lançada na década de 90, pelo Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, o que viria a se tornar a atual IT n. 08/2011, servindo de base para a criação das IT's dos demais Estados brasileiros. Nelas se dispõe sobre os requisitos de avaliação da resistência e segurança das estruturas quando expostas ao fogo.

3.2.2 ABNT NBR 14432:2001

Inicialmente lançada em 2000 e atualizada em 2001, o objetivo da ABNT NBR 14432:2001 (Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações) é estabelecer condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação das edificações para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural. Além disso, assegurar a vida humana, no momento de fuga e das operações de combate a incêndio.

A ABNT NBR 14432:2001 define e expõe com o uso de tabelas, os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF's); a classificação das edificações quanto a sua ocupação e cargas de incêndio específicas.

3.2.3 ABNT NBR 15200:2012

A ABNT NBR 15200:2012 (Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio) teve sua primeira versão lançada em 2004. Em seu escopo estabelece os critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, conforme requisitos de resistência ao fogo estabelecidos na ABNT NBR 14432:2001.

Essa norma apresenta as propriedades dos materiais em situação de incêndio, inclusive do concreto e do aço. Ela também fornece métodos para verificação de segurança de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, sendo eles: método tabular, método analítico para pilares, método simplificado, métodos avançados e método experimental. O primeiro dispõe das dimensões mínimas do elemento estrutural: vigas, lajes, pilares e tirantes e a distância entre o eixo da armadura longitudinal mais externa e a face do concreto exposta ao fogo, além da determinação do TRRF. O segundo, exclusivo para pilares com mais de uma face exposta ao fogo. Os demais métodos - simplificados, avançados e experimental - são sugestões da norma mediante a ocorrência de algumas hipóteses específicas, será apresentado na seção 3.4.

3.2.4 Código de Defesa do Consumidor - CDC

O Código de Defesa do Consumidor (CDC) estabelece normas de proteção e defesa do consumidor, de ordem pública e interesse social. O CDC não é uma legislação diretamente ligada à segurança contra incêndio, mas abrange as compras de bens duráveis (terrenos, apartamentos, carros) e garante ao consumidor a

necessidade de que as exigências mínimas das normas ABNT sejam seguidas (BRASIL, 1990).

Conforme a Lei nº. 8078 (CDC), de 11 de setembro de 1990, art. 39, Seção IV - Das Práticas Abusivas, é vedado ao fornecedor de produtos ou serviços, dentre outras práticas abusivas:

[...] colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes ou, se normas específicas não existirem, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas ou outra entidade credenciada pelo Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (Conmetro) (BRASIL, 1990).

3.3 CLASSIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Através de ensaios, padroniza-se a curva de incêndio-padrão, nela ilustra-se a relação da temperatura *versus* tempo. Ainda, por meio dela, pode-se definir o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) e o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF), são tempos que servem na segurança contra incêndio das edificações.

3.3.1 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF

Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) dos elementos estruturais estão dispostos na ABNT NBR 14432:2001. Define-se como sendo o tempo mínimo de resistência ao fogo em que os elementos estruturais devem resistir quando expostos a um incêndio padrão. Ainda segundo a norma, o TRRF deve atender ao maior dos tempos de resistência ao fogo entre os prescritos para as diversas situações e devem ser determinados considerando o tipo de ocupação/uso, divisão, profundidade do solo e altura da edificação, conforme as tabelas 3.4 a 3.6.

Nas tabelas 3.5 e 3.6, são apresentados os grupos específicos usados nesse trabalho, são eles: grupo E - Educacional e cultura física, devido ao trabalho ser realizado em uma instituição educacional, o IFS; e o grupo G, pois um dos ambientes do Campus em que o estudo foi realizado, é uma garagem.

Tabela 3.4 - Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos).

Grupo	Divisão	Profundidade do subsolo - h (m)		Altura da edificação - h (m)			
		Classe S2 h > 10	Classe S1 h ≤ 10	Classe P1 h ≤ 6	Classe P2 6 < h ≤ 12	Classe P3 12 < h ≤ 23	Classe P4 23 < h ≤ 30
A	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90
B	B-1 a B-2	90	60	30	60 (30)	60	90
C	C-1 a C-2	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90
D	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90
E	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90
F	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90
G	G-1 a G-2 não abertos lateralme nte e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90
	G-1 e G-2 abertos lateralme nte	90	60 (30)	30	30	30	30
H	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90
I	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90
	I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)
J	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30
	J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)

Fonte: ABNT NBR 14432:2001.

Tabela 3.5 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação para o grupo E e G.

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Descrição	Exemplos
E	Educativa e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros.
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras.
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança, musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casa de fisioterapia e outros.
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral.
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância.
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros.

Tabela 3.5 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação para o grupo E e G (continuação)

G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento.	Garagens automáticas
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviço de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivo), borracharia (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores

Fonte: ABNT NBR 14432:2001

Tabela 3.6 - Valores da carga de incêndio específicos para o grupo E e G.

Ocupação/Usos	Descrição	Divisão	Carga de incêndio (MJ/m ²)
Educativa e cultura física	Academias	E-3	300
	Creches	E-5	400
	Escolas	E-1/E-2/E-4	300
Serviços automotivos	Estacionamento	G-1/G-2	200
	Oficinas de conserto de veículos	G4	300

Fonte: ABNT NBR 14432:2001

3.3.2 Tempo de Resistência ao Fogo – TRF

A ABNT NBR 14432:2001 define resistência ao fogo como uma propriedade do elemento construtivo que em situação de incêndio, deve resistir a ação do fogo por um determinado tempo, mantendo sua segurança, estanqueidade e isolamento, onde aplicável. O tempo de resistência ao fogo (TRF), é definido pela ABNT NBR 15200:2012 como o tempo em que um elemento estrutural submetido a ação do incêndio padrão não sofre colapso estrutural.

Entende-se que TRF é o tempo máximo de resistência das estruturas em situação de incêndio, pode ser assimilado através do intervalo de início de exposição

ao fogo até o instante do colapso estrutural. Sendo assim, para garantir a segurança estrutural, o $TRF \geq TRRF$ (ALBUQUERQUE, 2012).

3.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO PARA A SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os métodos para a verificação do dimensionamento em situação de incêndio, encontram-se na ABNT NBR 15200:2012, a norma estabelece critérios para projetos de estrutura de concreto em situação de incêndio. São eles:

- a) Método tabular: atender as dimensões mínimas em função do elemento estrutural e do TRRF. Será o método utilizado no presente trabalho, explicado no item 3.4.1;
- b) Método analítico para pilares: pilares com mais de uma face exposta ao fogo, utiliza-se o cálculo para o TRF, o qual o valor deve ser igual ou superior ao TRRF (item 3.4.2);
- c) Método simplificado de cálculo em situação de incêndio é baseado em três hipóteses:

- i. As solicitações de cálculo com a equação 3.28

$$S_{d,fi} = (\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \Psi_2 F_{qjk}) \leq R_{d,fi} [f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta}, f_{pyk,\theta}]$$

(eq. 3.28)

Onde:

- $S_{d,fi}$ – é o valor da solicitação de cálculo em situação de incêndio (kN ou kN.m);
- $R_{d,fi}$ – é o valor da resistência de cálculo em situação de incêndio (kN ou kN.m).

- ii. De cada elemento estrutural o esforço resistente pode ser calculado com base na distribuição da temperatura obtida para sua seção transversal e considerando a exposição ao fogo de acordo com o TRRF;
- iii. Os esforços resistentes podem ser calculados conforme os critérios da ABNT NBR 6118 para situação normal (temperatura ambiente), adotando para o concreto e o aço a resistência média em situação de incêndio.

- d) Método avançado de cálculo: combinações de ações em situação de incêndio conforme a ABNT NBR 8681, esforços solicitantes de cálculo acrescidos dos efeitos de deformações térmicas, esforços resistentes considerando a distribuição

de temperatura conforme o TRRF e distribuição de temperatura e resistência considerando as não linearidades envolvidas;

- e) Método experimental: casos especiais, onde a resistência ao fogo superior à calculada com base na norma, desde que justificada por ensaios.

3.4.1 Método Tabular

O método tabular é exposto na ABNT NBR 15200:2012 e é usado na verificação das estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Este método considera as dimensões mínimas em função do tipo de elemento estrutural - vigas, lajes, pilares e tirantes – dependentes de um TRRF correspondente. A norma fornece tabelas para essas dimensões mínimas, que normalmente são: a largura das vigas, a espessura das lajes, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes, e o cobrimento (c_1), que compreende a distância entre o eixo da barra longitudinal mais externa e a face do concreto exposta ao fogo.

Os ensaios mostram que em situação de incêndio as peças de concreto armado rompem usualmente por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento. Por isso, considera-se apenas a armadura longitudinal nesse critério (ABNT NBR 15200:2012).

Em relação às vigas, será exposto nas tabelas 3.7 e 3.8 as dimensões mínimas da largura ($b_{\min}$ e $b_{w\min}$) e o valor de c_1 em função do TRRF, retiradas ABNT NBR 15200:2012. Na figura 3.11 são apresentadas as dimensões mínimas observadas em vigas, de maneira ilustrativa.

Figura 3.11 – Dimensões mínimas de largura ($b_{\min}$) e do c_1 das vigas.

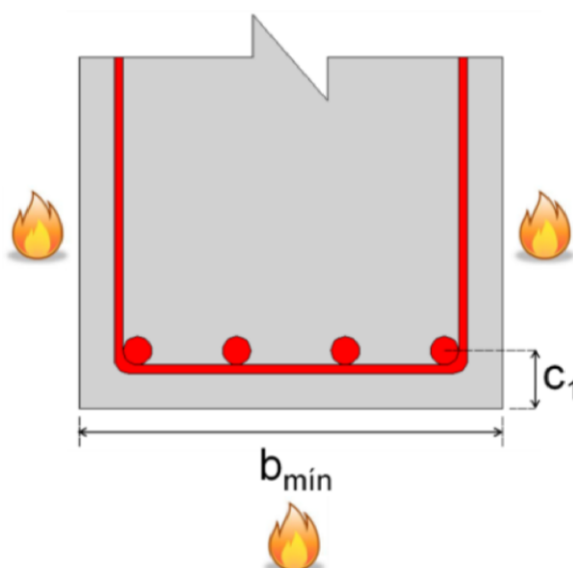


Tabela 3.7 Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.

TRRF min	Combinações de $b_{\min}/c_1$ mm/mm				$b_{w\min}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

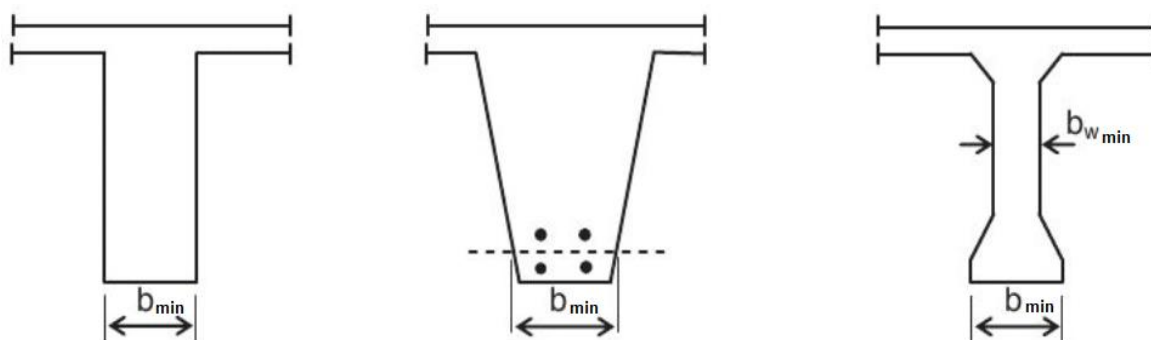
Tabela 3.8 Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.

TRRF min	Combinações de $b_{\min}/c_1$ mm/mm				$b_{w\min}$
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Em relação a largura das vigas, o $b_{\min}$ equivale ao menor valor de b , em relação ao centro geométrico das armaduras, já o $b_{w\min}$ refere-se ao menor valor da largura da alma, conforme a figura 3.12 (ABNT NBR 15200:2012)

Figura 3.12 – Definição das dimensões mínimas para tipos diferentes de seção transversal da viga.

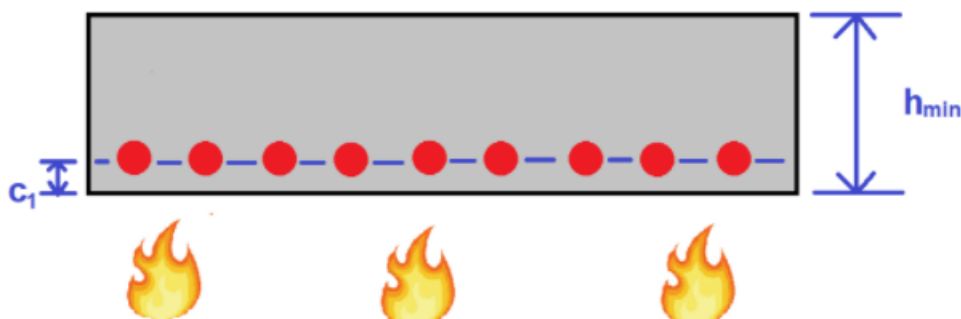


Fonte: Adaptado ABNT NBR 15200:2012.

No caso das lajes, as dimensões mínimas serão referentes a sua espessura ($h_{\min}$) e ao valor de c_1 , em função do TRRF. Na figura 3.13 são ilustradas essas

dimensões e nas tabelas 3.9 a 3.10 são apresentadas, a título de demonstração, alguns casos específicos de dimensões mínimas e de cobrimento c_1 .

Figura 3.13 - Dimensões mínimas da espessura ($h_{\min}$) e do c_1 das lajes.



Fonte: SOUZA (2020).

Tabela 3.9 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiada.

TRRF mín.	h_a (mm)	c_1 mm		
		Laje armada em duas direções b		Laje armada em uma direção $\ell_y/\ell_x > 2$
		$\ell_y/\ell_x \leq 1,5$	$1,5 < \ell_y/\ell_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 3.10 - Dimensões mínimas para lajes contínuas.

TRRF mín.	h_a (mm)	c_{1b} (mm)
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

3.4.2 Método Analítico Para Pilares

Este método é aplicado para pilares com mais de uma face exposta ao fogo. A ABNT NBR 15200:2012 expõe o cálculo do tempo de resistência ao fogo (TRF), pelo qual esse valor deve ser superior ou igual ao TRRF.

$$TRF = 120 \left(\frac{R_u + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (\text{eq. 3.29})$$

Onde:

- $R_{\mu} = 83 (1 - \mu_{fi})$;
- $R_a = 1,60 (c_1 - 30)$, c_1 em mm;
- $R_l = 9,60 (5 - l_{ef,fi})$;
- $R_b = 0,09 b'$ para $190\text{mm} \leq b' \leq 450\text{mm}$;
- $R_n = 0$ para $n = 4$, sendo n o número de barras longitudinais;
- $R_n = 12$ para $n > 4$.

Sendo:

- $\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}}$
- $N_{Sd,fi}$ = valor de cálculo da força axial em situação de incêndio;
- N_{Rd} = valor de cálculo da força normal resistente do pilar;
- c_1 = distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo;
- $l_{ef,fi}$ = comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros;
- $b' = 2 A_c/(b+h)$ para $h \leq 1,5 b$;
- $b' = 1,2 b$ para $h > 1,5 b$;
- A_c = área da seção transversal do pilar, em mm^2 ;
- b = menor dimensão da seção transversal do pilar, em mm;
- h = maior dimensão da seção transversal do pilar, em mm;

Respeitando, as seguintes limitações:

- $A_s/A_c \leq 0,04$, A_s = área total das armaduras;
- e = excentricidade de primeira ordem da força normal em situação de incêndio.

3.5 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS – END's

Os ensaios não destrutivos (END's) são verificações feitas em busca de algum problema, em um determinado material sob ensaio e que não causam nenhum dano, ou apenas um dano pequeno nesse elemento testado. Esses ensaios são realizados através de aparelhos de fácil manipulação, que usam princípios físicos definidos e não afetam a estrutura (EVANGELISTA, 2002).

Os END's no concreto armado, a depender do tipo do aparelho, permite localizar as barras de aço das estruturas de concreto (estimando seu diâmetro, o espaçamento entre barras e a espessura do cobrimento de concreto que as reveste), o grau de compactação, a porosidade e a resistência à compressão do concreto, sem

modificar suas características (FERREIRA *et al.*, 2014). A seguir tem-se alguns ensaios não destrutivos que serão abordados e usados no presente trabalho.

3.5.1 Ensaio de Pacometria

O ensaio de pacometria é realizado com o pacômetro, sua função é localizar as barras de aço nas estruturas de concreto armado, pode ainda, estimar o diâmetro, o espaçamento e a espessura de cobrimento do concreto que as reveste.

O equipamento funciona baseado no princípio de corrente de Foucault com indução por pulso (FERREIRA *et al.*, 2014). De acordo com seu manual, a tecnologia de pulso eletromagnético atua com as bobinas sendo carregadas periodicamente com pulsos de corrente, gerando um campo magnético. São produzidas correntes parasitas na superfície de qualquer material eletricamente condutor que esteja dentro desse campo magnético. Essas correntes parasitas provocam um campo magnético na direção oposta. Assim, ocorre uma mudança resultante na tensão, que é usada para medição.

O modelo do aparelho usado neste trabalho é o *Profometer 5+*, mostrado na figura 3.14, pertencente ao Campus Aracaju do Instituto Federal de Sergipe (IFS) e disponibilizado pela Coordenação de Laboratórios de Edificações (COLED).

Figura 3.14 - Profometer 5+.



Fonte: O autor (2021)

De forma prática, para preparação do ensaio de pacometria, é necessário o uso de seis pilhas, observar se o cabo/sonda e o cabo/aparelho estão devidamente conectados e colocar as alças no aparelho para poder manuseá-lo de forma segura. A realização do ensaio acontece, de fato, com o rastreo das barras de aço longitudinais e transversais no elemento estrutural, através da sonda universal do aparelho, quando localizadas, o equipamento emite um *bip*, e com o auxílio de um lápis o operador marca aquele local. Na figura 3.15 é apresentado um registro fotográfico de um caso, referente ao estudo, de manuseio e localização na área que foram encontradas armaduras.

Figura 3.15 – Manuseio do equipamento (a) e localização e marcação das armaduras localizadas (b).



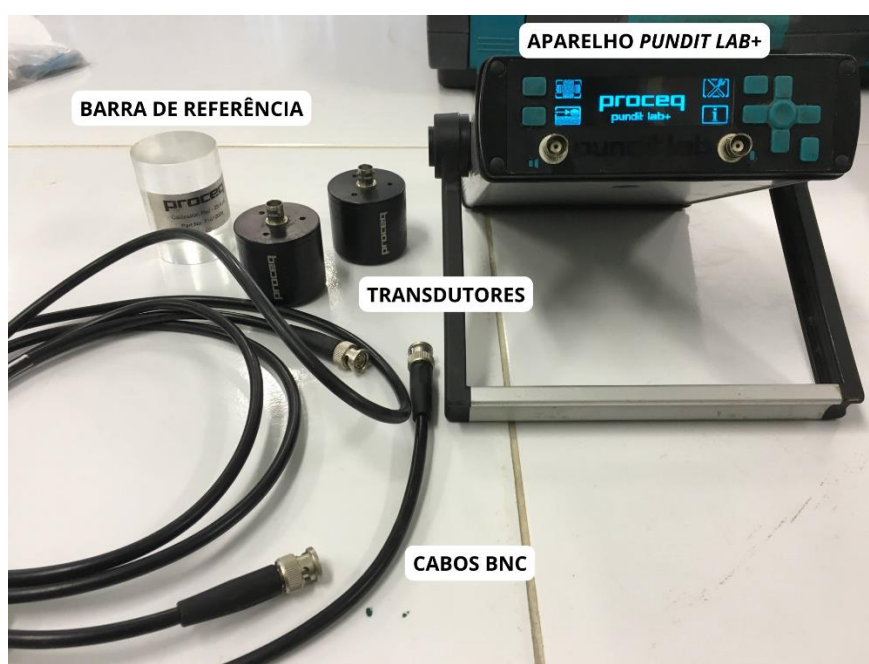
Fonte: A autora (2021).

3.5.2 Ensaio de Ultrassonografia

O ensaio de ultrassonografia é realizado com o equipamento de ultrassom, sua função primeira, no caso de elementos em concreto, é avaliar o grau de compactação e homogeneidade desses componentes estruturais, por meio de pulsos ultrassônicos, pelos quais mede-se o tempo gasto do pulso da onda entre os transdutores emissor

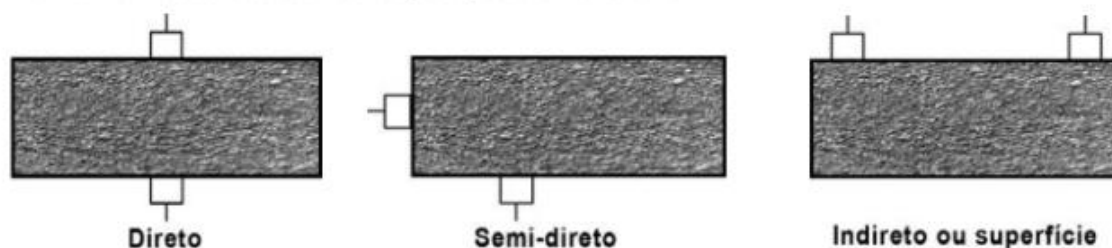
e receptor. Também pode ser aplicado na estimativa da resistência à compressão, no módulo de elasticidade e na localização de vazios e fendas do concreto (FERREIRA *et al.*, 2014). O modelo do equipamento que será utilizado neste trabalho, visto na figura 3.16, disponível no Campus Aracaju do IFS, é o *Pundit Lab+* da Proceq, que em seu manual, aborda as configurações do sistema, modo de uso e leitura das medições efetuadas. Essas medições, devem ser realizadas com o transdutor disposto em uma das três posições apresentadas na figura 3.17, a mais indicada é a direta, porque garante uma transmissão máxima do sinal entre os transdutores.

Figura 3.16 – Pundit Lab+.



Fonte: A autora (2021).

Figura 3.17 - Disposição do transdutor.



Fonte: Proceq (2017).

A ABNT NBR 8802:2019 (Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica) explica o procedimento de uso para fins de determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica. Em síntese, para uso do equipamento, a sequência de procedimentos a serem seguidos são: calibra-se o

equipamento usando a barra de referência, em seguida aplica uma fina camada de acoplante nas faces dos transdutores ou na superfície de concreto, depois posiciona os transdutores no elemento de concreto, de acordo com a figura 3.17.

3.5.3 Ensaio de Esclerometria

De acordo com a ABNT NBR 7584:2012 (Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio), o ensaio de esclerometria é realizado com o esclerômetro, sua função é medir a dureza superficial do concreto e avaliar a qualidade do concreto endurecido. O esclerômetro de reflexão “atua através de uma massa martelo que, lançado por uma mola, se choca, através de uma haste, com ponta em forma de uma calota esférica, com a área de ensaio.” Depois do impacto a massa sofre um recuo, registrando o índice esclerométrico (CARVALHO, 2014).

Para realização do ensaio, primeiramente é necessário fazer a verificação do esclerômetro, a aferição deve ser feita antes ou a cada 300 impactos na mesma inspeção. Para essa aferição usa-se uma bigorna de aço, efetuando-se no mínimo 10 impactos com o esclerômetro – caso a média seja menor que 75 e/ou algum índice esclerométrico individual diferir ± 3 do índice esclerométrico médio, o equipamento não pode ser empregado – por fim, o coeficiente de correção do índice esclerométrico segue a equação 3.30.

$$k = \frac{n \cdot I_{Enom}}{\sum_{i=1}^n I_{Ei}} \quad (\text{eq. 3.30})$$

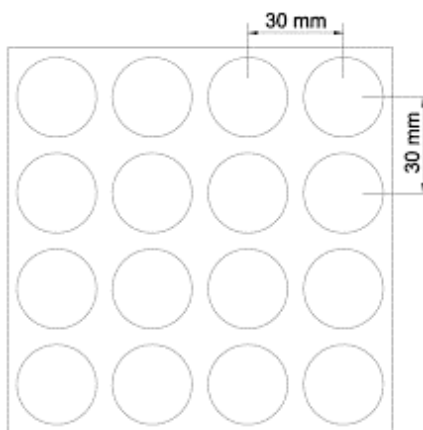
Onde:

- k: coeficiente de correção do índice esclerométrico (adimensional);
- n: número de impactos na bigorna de aço (adimensional);
- I_{Enom} : índice esclerométrico nominal do aparelho na bigorna de aço, fornecido pelo fabricante (adimensional);
- I_{Ei} : índice esclerométrico obtido em cada impacto do esclerômetro na bigorna de aço (adimensional).

O esclerômetro estando apto para realização do ensaio, segue-se para execução do mesmo. Primeiro, com o disco de carborundum prepara a área que será ensaiada; preferencialmente deve-se realizar os impactos nas áreas verticais dos elementos e evitar regiões prejudicadas por segregação, exsudação, concentração de

armaduras, juntas, cantos, arestas e etc; dos cantos e arestas, ter pelo menos uma distância mínima de 50 mm. A área do ensaio deve estar compreendida entre 8000mm². Os impactos, devem ser efetuados 16 vezes e – não é permitido mais de um impacto no mesmo ponto – estarem uniformemente distribuídos na área do ensaio. Ao final, tem-se o desenho de uma malha, onde a distância mínima entre o centro dos dois pontos de impacto deve ser no mínimo 30mm, conforme a figura 3.18 (ABNT NBR 7584:2012).

Figura 3.18 – Área de ensaio e pontos de impacto.



Fonte: ABNT NBR 7584:2012

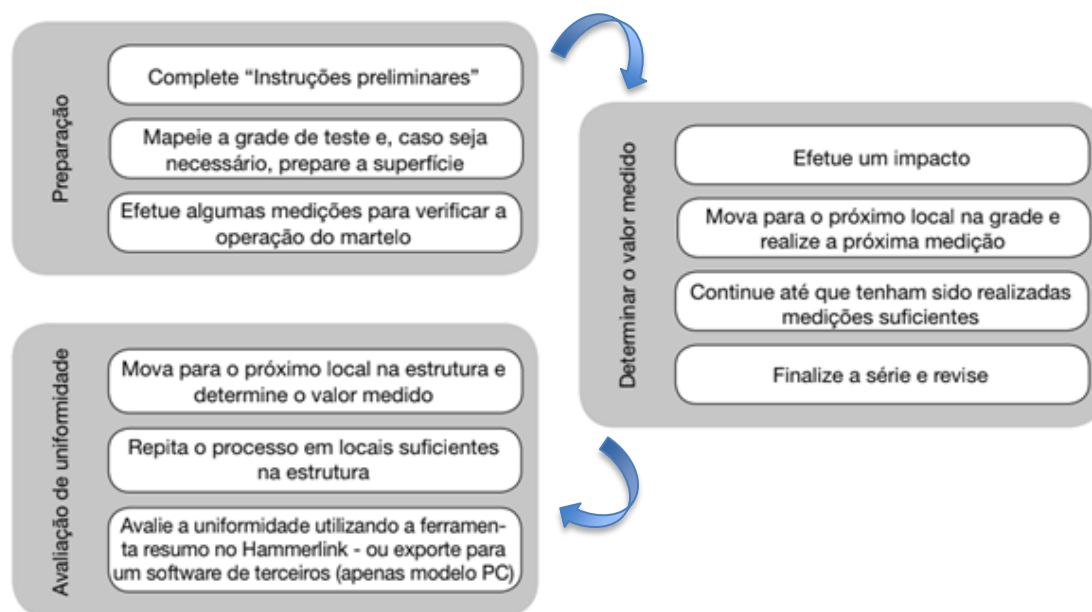
Segundo a norma, ainda, anota os valores dos 16 impactos, calcula a média aritmética deles, em seguida exclui os valores dos índices esclerométricos individuais que estejam afastados mais de 10% do valor médio e calcula uma nova média, até todos os índices esclerométricos individuais atenderem ao limite. No entanto, o índice esclerométrico médio final, deve ser encontrado com pelo menos cinco valores dos índices individuais. Caso não sejam atendidas essas prescrições, o ensaio deve ser anulado. Tudo isso de modo a obter o índice esclerométrico médio efetivo, através da equação 3.31 (ABNT NBR 7584:2012). A figura 3.19, extraída do manual, apresenta um quadro resumo dos procedimentos típicos do ensaio de esclerometria.

$$IEa = k \cdot IE \quad (\text{eq. 3.31})$$

Onde:

- IEa : índice esclerométrico médio efetivo;
- k : coeficiente de correção do índice esclerométrico, obtido quando a verificação do aparelho, obtido a eq. 3.30;
- IE : índice esclerométrico médio.

Figura 3.19 - Procedimentos típicos do ensaio de esclerometria.



Fonte: Manual Proceq (2016)

O modelo do esclerômetro utilizado neste trabalho é *Silver Schmidt*, da marca Proceq, disponível na COLED do Campus Aracaju – IFS, mostrado na figura 3.20.

Figura 3.20 – Equipamento Silver Schmidt (a) e bigorna de aferição (b).



(a)



(b)

Fonte: A autora (2021).

3.6 LEVANTAMENTO CADASTRAL

O levantamento cadastral é realizado através de medições detalhadas nos elementos estruturais das edificações já existentes, podendo ser representadas em um projeto. A partir disso, serão selecionados os elementos estruturais – lajes, vigas e pilares - nos quais serão feitos estudos quanto ao atendimento das exigências normativas brasileiras relativas às condições de incêndio. Esse levantamento será realizado no Campus Aracaju do Instituto Federal de Sergipe (IFS).

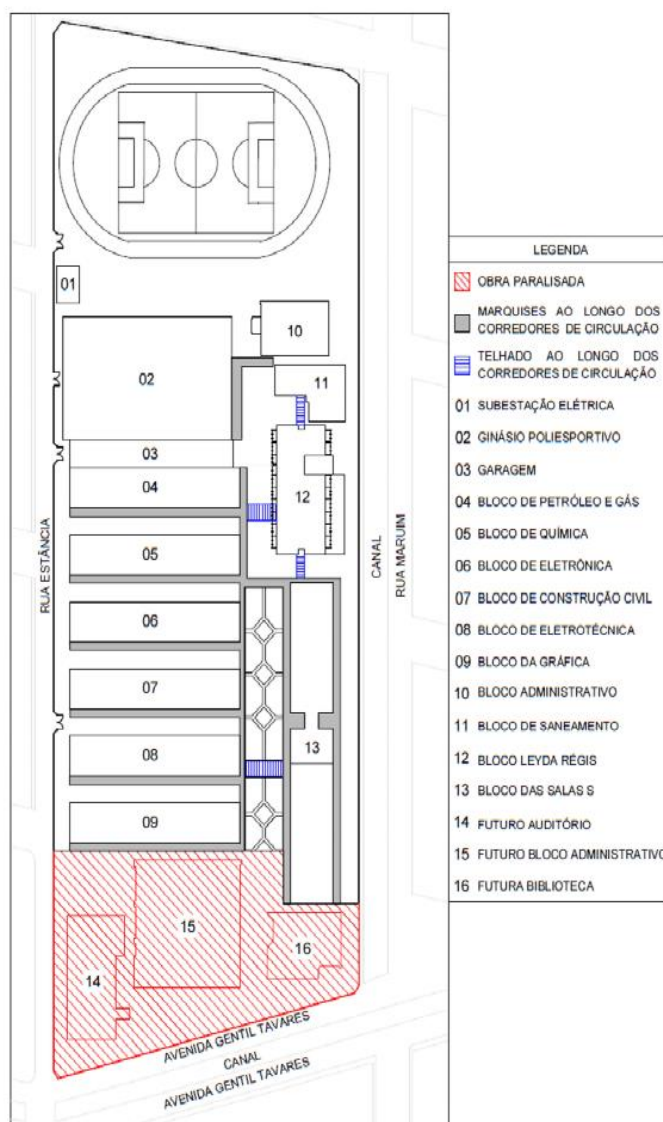
De acordo com Pereira (2021), os prédios mais antigos do atual Campus Aracaju datam da década de sessenta, expressando uma idade aproximada de 55 anos e as construções mais recentes expressam aproximadamente 30 anos de idade.

Um dos maiores desafios deste trabalho consiste em avaliar edificações já construídas antes do lançamento dessas normas técnicas que tratam das exigências para garantir a segurança na condição de incêndio, que é o caso das edificações do Campus Aracaju, que são antigas e não possuem projeto estrutural disponível nos arquivos da Instituição. Por consequência disso, foi necessário realizar um levantamento parcial das dimensões de alguns elementos estruturais, bem como os cobrimentos de suas armaduras.

Os projetos arquitetônicos disponibilizados pelo Diretoria de planejamento de obras e projetos (DIPOP), conforme visto na figura 3.21, serão usados para localização dos ambientes da edificação e nos apêndices A e B têm-se os projetos dos ambientes, destacando os elementos estruturais visíveis, objetos de estudo do trabalho, em seguida, foram feitas medições (diretas e indiretas) para coleta e registro dos valores das dimensões investigadas dos elementos estruturais avaliados. Para atender ao método tabular, disposto na ABNT NBR 15200:2012, as dimensões coletadas foram a largura das vigas, as espessuras das lajes e as seções transversais dos pilares.

Observando a figura 3.21, foram escolhidas para realização dos ensaios os ambientes: 03 (garagem), 13 (bloco das salas S) e as marquises ao longo dos corredores delimitada entre os blocos 04 a 09 (na cor cinza na figura).

Figura 3.21 - Disposição arquitetônica do campus Aracaju do IFS.



Fonte: Adaptado da DIPOP (2021).

3.6.1 Bloco das Salas S

O bloco das salas S possui três pavimentos, o estudo focou no pavimento superior (1º andar), que possui oito salas de aula, uma sala de coordenação e uma sala de estudos. Neste ambiente foram selecionadas sete salas para execução das medições diretas e indiretas. Totalizando dezesseis elementos de concreto armado, sendo treze pilares e três vigas – ver apêndice A.

3.6.2 Garagem e Marquises

A garagem é uma estrutura pré-moldada de concreto. Possui vinte e dois pilares e onze vigas, sendo que foram oito pilares analisados – ver apêndice B. Já nas marquises, foram selecionados oito pontos para realizar as medições.

4 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados os passos tanto para definição das edificações do IFS – Campus Aracaju que foram avaliadas, quanto dos elementos estruturais que foram inspecionados e, portanto, submetidos às medições de campo. Além disso, serão destacados os procedimentos relativos a essas medições.

Após a coleta dos valores das dimensões dos elementos estruturais, descritas no item 4.2, partiu-se para o tratamento dos dados e estudo do comparativo entre os resultados de campo e os estabelecidos em norma. Ademais, por meio deles foi possível observar a eficiência do uso dos equipamentos de ensaios não destrutivos utilizados no presente estudo. Os resultados e apresentação dessas análises estão no item 5.

4.1 TRABALHOS PRELIMINARES

Inicialmente, foram realizadas visitas técnicas ao campus Aracaju buscando identificar as edificações e escolher quais seriam os elementos estruturais que seriam objeto do estudo para realizar as medições diretas e o emprego dos equipamentos de END's. Como conclusão decidiu-se que as edificações analisadas seriam o bloco das salas S, a garagem e as marquises centrais.

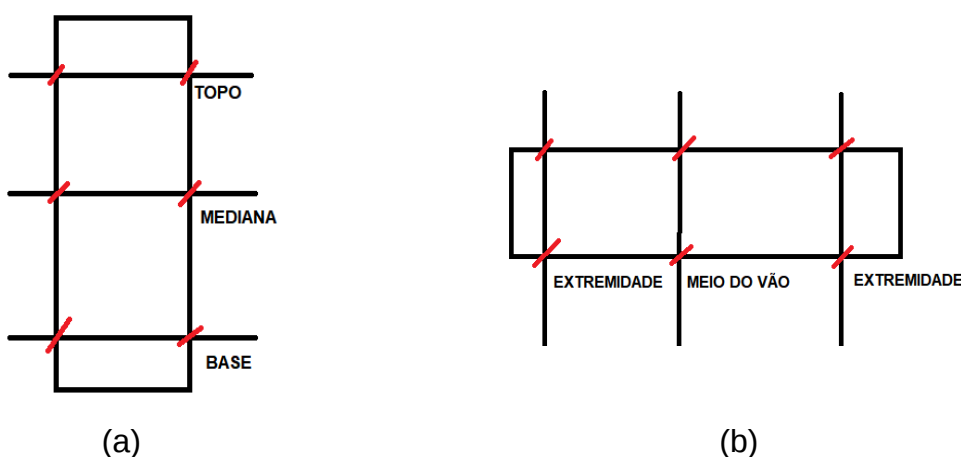
O bloco das salas S (bloco 13, conforme a figura 3.21) foi escolhido por compreender salas de aula constantemente usadas, atendendo aos alunos dos mais diversos cursos e modalidade de ensino. De todo esse pavilhão deu-se prioridade em avaliar os elementos estruturais compreendidos no pavimento superior. Por sua vez, a garagem (bloco 03, visto na figura 3.21) foi escolhida por se tratar de estruturas pré-moldadas de concreto; e as marquises, por cobrir o corredor central do IFS, interceptando os blocos 04 ao 09, sendo local de passagem de várias pessoas, além do fato de serem constituídas por lajes separadas através de juntas de dilatação e que são frequentemente observadas sendo submetidas as intervenções de manutenção.

Após a escolha das edificações e elementos estruturais, foi agendado junto a COLED dias e horários para o uso dos equipamentos de medições diretas, o paquímetro e a trena, e, inicialmente, dos seguintes equipamentos de END's: o pacômetro, o ultrassom e o esclerômetro.

4.2 MEDIÇÕES E ENSAIOS *IN LOCO*

Em primeiro lugar, foram realizadas as medições diretas, que consistem na definição das larguras das vigas, espessuras das lajes e dimensões das seções transversais dos pilares. O principal equipamento utilizado, para se ter maior precisão dos dados, foi o paquímetro para medições de até 310mm. Quando maiores que esse valor, usava-se a trena metálica. No caso das vigas e pilares, buscou-se fazer as medições em pelo menos três pontos dos elementos, identificando as medidas de base, mediana e topo, para os pilares (a); e extremidades e meio do vão, para as vigas (b), conforme a figura 4.1.

Figura 4.1 – Medições diretas em mais de um ponto nos pilares (a) e nas vigas (b).



Fonte: A autora (2021).

A Figura 4.2 apresenta um caso do procedimento de medição direta com o uso do paquímetro (a) e da trena (b).

Figura 4.2 – Medição direta com o uso do paquímetro (a) e da trena (b).



Fonte: A autora (2021).

Em seguida, em busca da determinação da localização das armaduras longitudinais e transversais, a fim de estimar os cobrimentos das armaduras, reboco e concreto, realizou-se o ensaio de pacometria, exposto na subseção 3.5.1. Buscou-se fazer as medições em pelo menos dois pontos de cada elemento estrutural em concreto armado. A figura 4.3 mostra registros fotográficos dessas medições indiretas na garagem (a) e no pavilhão das salas S (b).

Figura 4.3 – Medições indiretas na garagem (a) e no pavilhão das salas S (b).



(a)



(b)

Fonte: A autora (2021)

Em alguns casos, a fim de conferir os valores que o pacômetro apresentava, com o auxílio do setor de manutenção do Campus Aracaju/IFS, foram executadas escarificações em alguns pontos dos elementos estruturais, apenas da camada de reboco, sem atingir a camada do concreto. Na figura 4.4, pode-se ver uns desses casos de escarificações nas marquises centrais (a) e a medição realizada com o paquímetro (b).

Figura 4.4 - Escarificação nas marquises centrais (a) e a medição realizada com o paquímetro (b).



(a)



(b)

Fonte: A autora (2021).

A conferência era realizada da seguinte maneira: de posse do valor de cobertura dado no pacômetro, após a escarificação realizou-se outra medição indireta, naquela mesma área. Em seguida, com o uso do paquímetro, mediu-se o cobertura do reboco removido em pelos menos três pontos, de modo a encontrar a média. Com esses dois tipos de medições foi possível assim confrontar os valores obtidos e avaliar a confiança do uso do pacômetro.

Encerradas as medições diretas e indiretas para determinação das dimensões dos elementos estruturais, analisou-se os dados coletados para serem confrontados com as dimensões mínimas exigidas no método tabular da ABNT NBR 15200:2012.

Para complementar o presente trabalho, ainda com o uso dos END's, buscou-se avaliar a uniformidade dos elementos estruturais, com a realização dos ensaios de ultrassonografia e de esclerometria.

Para realização do ensaio de ultrassonografia foi necessário inicialmente realizar a calibração do equipamento, no caso o *Pundit Lab+*. A calibração é feita ao

acoplar os transdutores na barra de referência e realizar a leitura, constando na barra a leitura de referência, no caso de $25,4\mu\text{s}$. A figura 4.5 apresenta um registro fotográfico do momento de calibração do equipamento.

Figura 4.5 – Processo de calibração do Pundit Lab+.

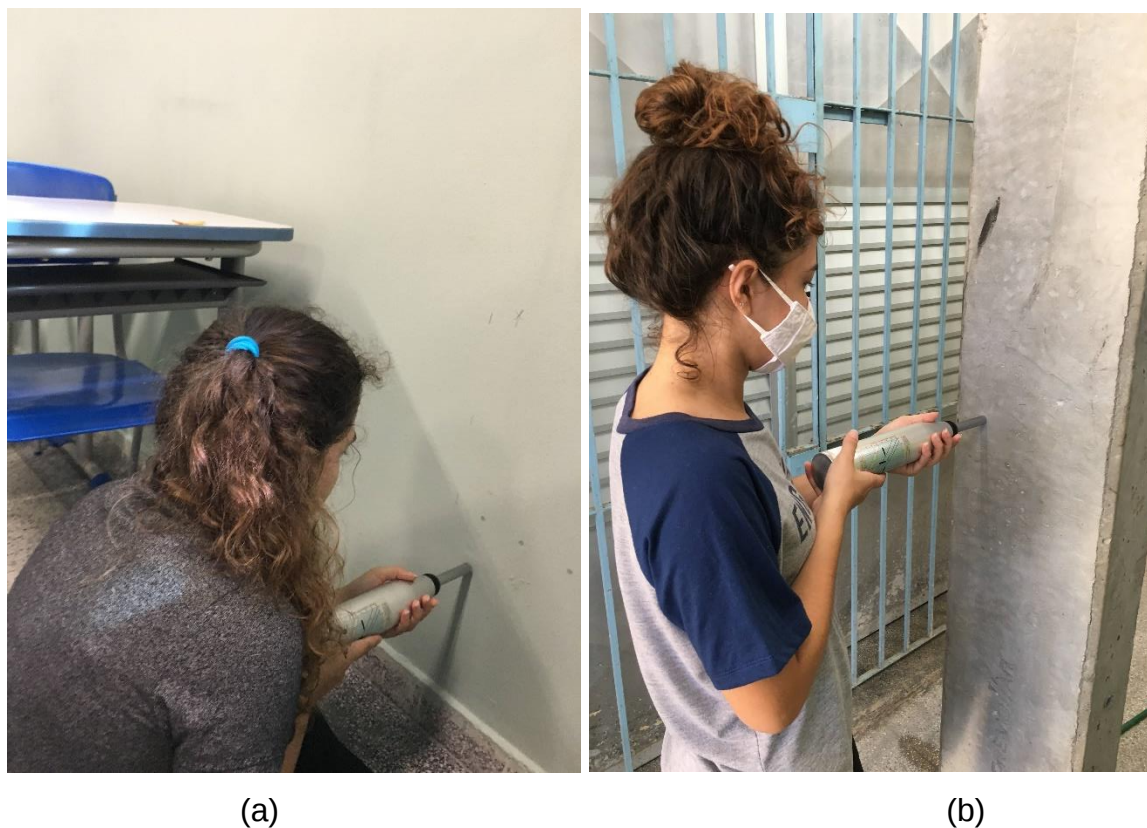


Fonte: A autora (2021).

A partir do procedimento de calibração do aparelho, conforme registrado na figura 4.5, notou-se que o ultrassom estava descalibrado, inviabilizando esse ensaio para avaliação da uniformidade do concreto dos elementos.

Sendo assim, para avaliação da uniformidade do concreto dos elementos estruturais, somente foi realizado o ensaio de esclerometria, que ocorreu em pelo menos dois pontos e na mesma região do elemento estrutural que havia sido feita a pacometria, uma vez que o ensaio de esclerometria deve ocorrer preferencialmente em locais que não existam barras de aço. A figura 4.6 mostra registros fotográficos da realização desse ensaio.

Figura 4.6 – Ensaio de esclerometria nas salas S (a) e na garagem (b).



Fonte: A autora (2021).

4.3 BLOCO DAS SALAS S

Conforme dito anteriormente, na subseção 3.6.1, os elementos estruturais escolhidos das salas S foram os do pavimento superior, sendo selecionadas sete salas e a escada para execução das medições diretas e do uso dos equipamentos de ensaios não destrutivos (END's). Totalizando assim, dezesseis elementos de concreto armado, sendo treze pilares e três vigas.

Na sala 8S foi escarificado um ponto do pilar (a) e um ponto da viga (b), para poder conferir os valores de cobrimento que o pacômetro apontava. A figura 4.7 mostra o registro fotográfico de um processo de escarificação que foi feito pelo setor de manutenção do Campus Aracaju.

Figura 4.7 – Processo de escarificação do pilar (a) e da viga (b).



Fonte: A autora (2021).

Em algumas áreas dos elementos estruturais não foi possível identificar o valor do cobrimento com o pacômetro. Isso normalmente acontece quando o cobrimento é muito alto e ultrapassa a faixa de medição máxima do equipamento. O “*ranger*” dele é em torno de 80mm. Dessa forma, quando isso acontecia era analisada outra região do elemento.

4.4 GARAGEM

As estruturas da garagem são pré-moldadas de concreto, possui vinte e dois pilares, em oito deles foram feitas as medições direta, indireta e o ensaio de esclerometria. Não houve escarificação em nenhum pilar por se tratar de estruturas pré-moldadas de concreto aparente, conseqüentemente, sem a camada de reboco. A figura 4.8 apresenta o registro fotográfico do ambiente da garagem.

Figura 4.8 – Garagem.



Fonte: A autora (2021).

Outro elemento estrutural avaliado na garagem foi uma laje maciça em balanço, que já possuía inclusive uma região escarificada. A figura 4.9 mostra um registro fotográfico do momento em que se fazia a leitura de cobertura com o pacômetro (a) e a área escarificada existente (b).

Figura 4.9 – Leitura do cobrimento com o pacômetro (a) e a área escarificada existente (b).



(a)



(b)

Fonte: A autora (2021).

4.5 MARQUISES

As marquises em análise correspondem às marquises centrais do campus Aracaju, que compreendem os blocos 04 ao 09 – ver figura 3.21. As medições foram realizadas em oito pontos. Na laje foi realizada escarificação em um ponto para conferência e haviam outros dois pontos escarificados para serviço da equipe de manutenção do campus, conforme mostrados na figura 4.10. Esses estavam com a armadura exposta. Todos os três pontos foram analisados e os valores usados para conferência.

Figura 4.10 – Medição com o paquímetro nos pontos escarificados existentes.



Fonte: A autora (2021).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para análise dos resultados coletados em campo no IFS – Campus Aracaju, referente as dimensões e cobrimentos dos elementos estruturais de concreto armado, foram comparados os valores estabelecidos nas normas que preconizam o projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, verificando se os obtidos nas estruturas analisadas atendem, ou não, as determinações da ABNT NBR 14432:2001 e da ABNT NBR 15200:2012. Outrossim, também foi realizado um estudo complementar referente a uniformidade do concreto, cujo resultado será apresentado no item 5.3.

5.1 ANÁLISE QUANTO AO ATENDIMENTO DA ABNT NBR 14432:2001

Inicialmente, foi necessário definir o TRRF – Tempo requerido de resistência ao fogo, de acordo com a ABNT NBR 14432:2001. De acordo com a tabela 3.4, o bloco das salas S e as marquises do corredor encaixam-se no grupo E, com ocupação/uso educacional e cultura física; na divisão E-1, descrito como escolas em geral. A garagem, pode ser classificada no grupo G, com ocupação/uso de serviços automotivos; na divisão G-5, descrito como serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral.

Em seguida, através da altura da edificação, que segundo a ABNT NBR 14432:2001 compreende a altura entre o ponto de saída, situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, definiu-se a classe dos ambientes, sendo os três do estudo: salas S, marquises e garagem. O pavilhão das salas S possui apenas um pavimento superior, com altura inferior a seis metros; as marquises do corredor e a garagem não possuem pavimento superior, compreendendo apenas o térreo para passagem de pessoas e/ou veículos. Assim, todas as edificações foram classificadas como a classe P1 ($h \leq 6m$).

Dessa maneira, com as informações do grupo, divisão e classe dos ambientes, foi possível definir o TRRF, conforme mostrado na tabela 5.1 a seguir.

Tabela 5.1 – Definição do TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo.

AMBIENTE	GRUPO	DIVISÃO	CLASSE	TRRF (min)
Bloco Salas S	E	E-1	P1 ($h \leq 6m$)	30
Marquises	E	E-1	P1 ($h \leq 6m$)	30
Garagem	G	G-5	P1 ($h \leq 6m$)	30

Fonte: A autora (2021).

Observa-se que os TRRF's dos ambientes foram iguais a 30 minutos, o mínimo exigido em norma. Conforme visto nas tabelas do método tabular da ABNT NBR 15200:2012, disposto no item 3.2.1 desse trabalho, quanto menor for o TRRF da edificação, menor as dimensões mínimas exigidas dos elementos estruturais, pois se enquadram em edificações que estima-se não apresentarem maiores dificuldades para propiciar mobilidade, com menor risco de colapso estrutural mediante a ação do fogo em situação de incêndio.

5.2 ANÁLISE QUANTO AO ATENDIMENTO DA ABNT NBR 15200:2012

Definido o TRRF, seguiu-se para a classificação das dimensões e cobrimentos das estruturas em concreto armado dos três ambientes analisados, dessa vez de acordo com a ABNT NBR 15200:2012.

Nessa parte das medições *in loco*, como dito no capítulo 4 – metodologia, foram utilizados equipamentos para medições diretas – trenas e paquímetros – além do pacômetro (equipamento de END). Em primeiro lugar determinou-se os valores dos cobrimentos dos elementos estruturais, através de medições indiretas com o pacômetro. De modo averiguar a confiabilidade do uso do equipamento, realizou-se o confronto dos valores de cobrimentos de reboco que foram encontrados com o pacômetro; e nos mesmos pontos, por sua vez, escarificados, os valores encontrados com o paquímetro.

As medições com o pacômetro foram realizadas antes e depois das escarificações e os valores estão apresentados na tabela 5.2. A camada de reboco que consta na tabela é o resultado da diferença entre o cobrimento (antes da escarificação) e a camada de concreto (depois da escarificação).

Tabela 5.2 – Valores das leituras obtidas com o pacômetro.

Edificação	Ambiente	Elemento	Cobrimento (mm)	Camada concreto (mm)	Camada reboco (mm)
Bloco das Salas S	8S	Pilar 2	43	25	18
	8S a 2S	Viga	75	50	25
Marquise	corredor	Laje	32	20	12
Garagem	-	Laje	20	18	2

Fonte: A autora (2022).

Para obtenção das leituras com o paquímetro foram realizadas quatro medições nos pontos de escarificação, de modo a definir a camada de reboco pela medição direta. A tabela 5.3 apresenta essas quatro leituras.

Tabela 5.3 – Valores das leituras obtidas com o paquímetro.

Edificação	Ambiente	Elemento	Camada de reboco (mm) Paquímetro				Desvio Padrão	Média
			1	2	3	4		
Bloco das Salas S	8S	Pilar 2	19,37	18,48	23,44	18,39	2,39	18,75
	8S a 2S	Viga	28,34	23,81	26,99	25,8	1,92	26,40
Marquise	corredor	Laje	13,22	14,43	11,79	15,27	1,51	13,83
Garagem	-	Laje	2,51	2,83	2,9	-	0,21	2,87

Fonte: A autora (2022).

O desvio padrão foi utilizado para mensurar o grau de dispersão entre as quatro leituras com o paquímetro. Quanto mais próximo de zero, mais homogêneos são os dados obtidos (Oliveira *et al.*, 2019). Os valores destacados foram descartados, pois dispersavam do intervalo máximo e mínimo aceitável pelo desvio padrão. A média da última coluna refere-se a das leituras mais uniformes.

Em seguida, foi realizado o confronto dos valores encontrados com o pacômetro e os medidos através do paquímetro, aplicando a teoria do erro absoluto e do erro relativo para avaliação da confiabilidade das medições indiretas, conforme mostrado na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Confronto de valores e avaliação da confiabilidade do pacômetro.

Edificação	Ambiente	Elemento	Reboco (mm) Pacômetro	Reboco (mm) Paquímetro	Erro Absoluto (mm)	Erro Relativo (%)
Bloco das Salas S	8S	Pilar 2	18	18,75	0,75	4,00%
	8S a 2S	Viga	25	26,40	1,40	5,30%
Marquise	corredor	Laje	12	13,83	1,83	13,23%
Garagem	-	Laje	2	2,87	0,87	30,31%

Fonte: A autora (2022).

Compreende o erro absoluto a diferença em módulo do valor verdadeiro, sendo considerada a medição com o paquímetro, e do valor aproximado, considerando a medição com o pacômetro, apenas para fim de avaliação dos dados. O erro relativo é dado com a relação do erro absoluto dividido pelo valor verdadeiro, em percentual (LIMA, 2013). Conforme visto na tabela 5.4, o maior erro relativo foi de 30,31%, referente a laje em balanço da garagem. Um dos fatores associados a esse resultado, é o fato da camada de reboco ser muito pequena.

As tabelas 5.5, 5.6 e 5.7 apresentam os dados das dimensões e do cobrimento dos elementos estruturais. Essas dimensões se referem as larguras das vigas, espessuras das lajes e dimensões das seções transversais dos pilares, respectivamente, analisados e confrontados com os valores mínimos extraídos da ABNT NBR 15200:2012.

Quanto ao cobrimento, as tabelas 5.5 a 5.7 exprimem os valores máximos e mínimos encontrados com o pacômetro. Vale ressaltar que esse cobrimento é referente a distância entre a face exposta do elemento – desconsiderando o reboco, quando existente, até a face mais exposta da armadura longitudinal. Apesar que, de acordo com a norma ABNT NBR 15200:2012, o cobrimento considerado é o c_1 que compreende a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Sendo assim, os cobrimentos apresentados nessas tabelas correspondem a uma pior situação, pois não considera a distância até o centro geométrico (CG) da armadura.

O *Profometer 5+* possui a função de estimativa do diâmetro da barra, no entanto, neste trabalho essa função não foi utilizada, pois os cobrimentos eram espessos, interferindo na confiabilidade das leituras obtidas com o equipamento (FERREIRA, 2014). Dessa forma, optou-se por ignorá-los.

Em relação a camada de revestimento, dependendo do tipo, a norma permite a sua consideração caso seja apresentada a eficiência de aderência do revestimento em relação ao concreto. Neste trabalho, a favor da segurança, foi desconsiderada a camada de reboco. Como foi feita a escarificação em alguns pontos e dada boa homogeneidade dos resultados, considerou-se a mesma camada de revestimento (reboco) para os mesmos tipos de elementos de uma mesma edificação.

O reboco considerado foi o medido com o paquímetro, devido ao fato de os valores das medições serem um pouco superiores às do pacômetro, havendo assim um maior desconto da espessura de revestimento na definição do cobrimento de concreto, favorecendo a segurança. Porém, a utilização do pacômetro é bastante satisfatória. Pois além de causar menor dano a estrutura original, e proporcionar maior produtividade nas medições de campo, a diferença de medição em relação ao paquímetro foi muito pequena conforme, apresentado na tabela 5.4.

5.2.1 Análise das Medições das Vigas *in loco*

Na tabela 5.5 tem-se as dimensões das vigas coletadas em campo do bloco das salas S, sendo vigas contínuas por se apoiarem em mais de dois elementos de apoio, e que se prolongam por mais de um ambiente – ver apêndice A. Na escada, apesar de não ter sido possível obter a largura efetiva da viga (b), observou-se ser ela superior a 160mm, informação suficiente para as análises a que se destina o presente trabalho.

Tabela 5.5 – Dimensões das vigas do bloco das salas S.

Edificação	Ambiente	b (mm)	c (mm)		TRRF (min)	b _{mín} (mm)	c ₁ (mm)
			menor	maior			
BLOCO DAS SALAS S	8S a 2S	186	35,60	48,60	30	160	12
	7S a 3S	227	8,60	34,60			
	ESCADA	> 160	38,60	42,60			

Onde:

b – largura de campo;

c_{menor} – menor cobrimento de campo;

c_{maior} – maior cobrimento de campo;

b_{mín} – largura mínima definida na ABNT NBR 15200:2012;

c₁ – cobrimento mínimo definido na ABNT NBR 15200:2012.

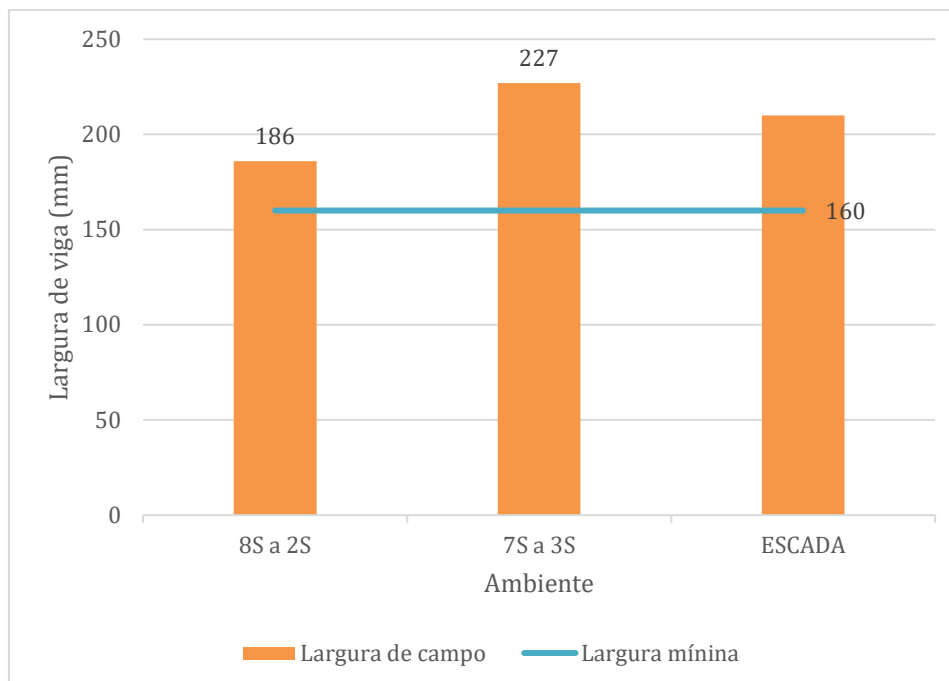
Fonte: A autora (2022).

Com o comparativo dos valores encontrados em campo e o valor mínimo da norma, observa-se que todas as vigas atenderam quanto a largura mínima. Em relação ao cobrimento, apenas o menor cobrimento da viga que se estende entre os ambientes das salas 7S a 3S não atendeu ao mínimo solicitado. Caso fosse considerada a camada de revestimento, todas atenderiam ao valor da norma.

Na figura 5.1 é mostrado um gráfico comparativo entre a largura média das vigas dos ambientes vistoriados e a largura mínimas exigidas na ABNT NBR 15200:2012. No gráfico é observado que todos os elementos estruturais analisados atendem ao exigido em norma, tendo como maior diferença percentual 41,88%, na viga que se estende da sala 7S a 3S; e a menor, de 16,25%, na viga das salas 8S a 2S, e ainda assim passando com uma certa “folga” em relação aos valores mínimos prescritos na norma.

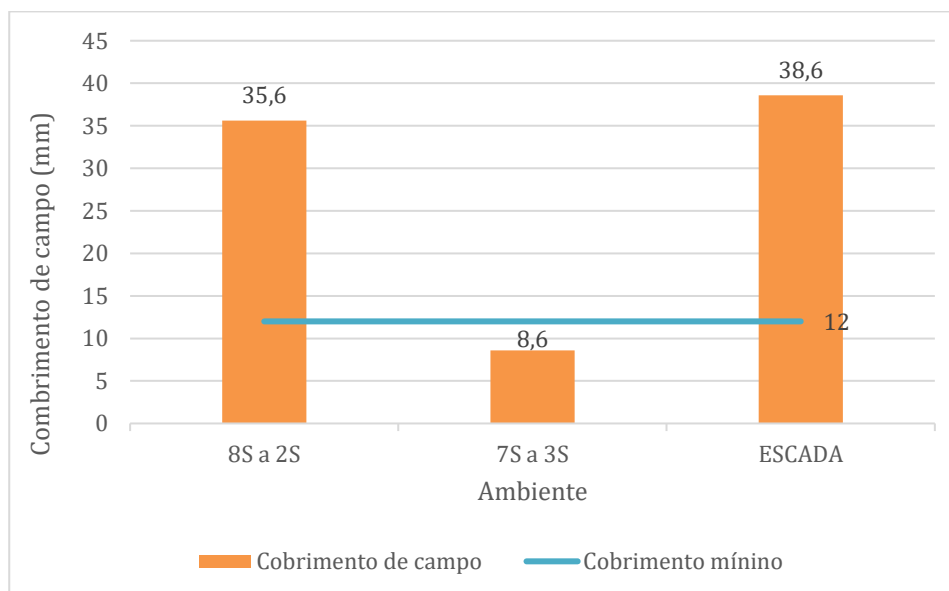
No que se refere ao cobrimento, na figura 5.2, o gráfico compara os menores valores obtidos nas medições do cobrimento e o valor mínimo estipulado pela norma. Observa-se que a viga que se estende entre as salas 7S a 3S não atendeu ao disposto em norma, sendo cerca 28,33% inferior a mínima normativa.

Figura 5.1 – Gráfico das medições das larguras de campo das vigas limitado pela largura mínima.



Fonte: A autora (2022).

Figura 5.2 – Gráfico das medições dos cobrimentos de campo das vigas limitado pelo cobrimento mínimo.



Fonte: A autora (2022).

5.2.2 Análise das medições das lajes *in loco*

Na tabela 5.6 tem-se as dimensões coletadas em campo das lajes das marquises e da garagem, sendo elas lajes contínuas. Serão analisadas de acordo com as dimensões mínimas da norma e com o TRRF de 30 minutos. Na laje em

balanço da garagem, apesar de não ter sido possível obter a espessura efetiva da laje (h), observou-se ser ela superior a 60mm, informação suficiente para as análises a que se destina o presente trabalho.

Tabela 5.6 – Dimensões das lajes da marquise central e da garagem.

Edificação	h (mm)	c (mm)		TRRF (min)	hmín (mm)	c ₁ (mm)
		menor	maior			
MARQUISE CENTRAL	216,5	18,17	29,17	30	60	10
GARAGEM	> 150	17,13				

Onde:

h – espessura de campo;

c_{menor} – menor cobrimento de campo;

c_{maior} – maior cobrimento de campo;

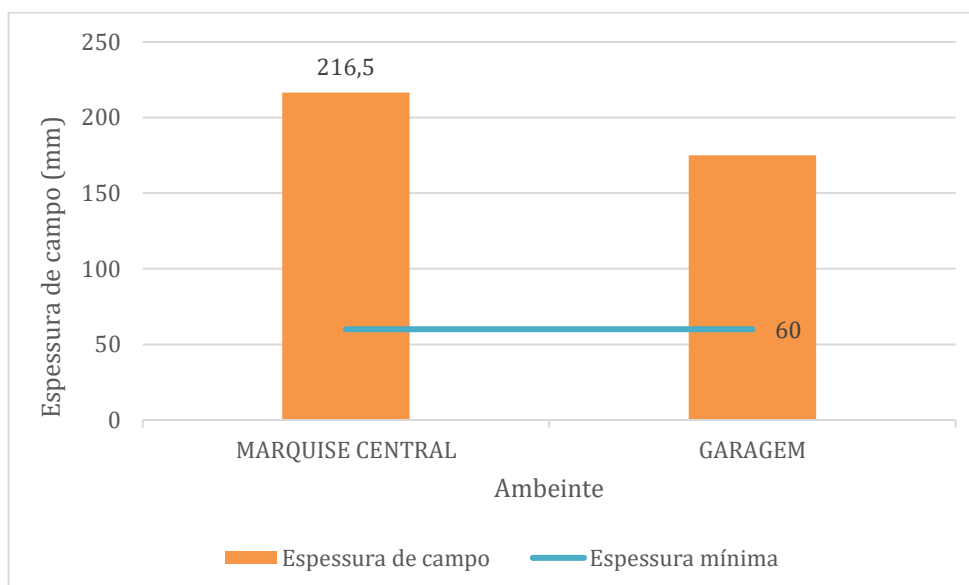
h_{mín} – espessura mínima definida na ABNT NBR 15200:2012;

c₁ – cobrimento mínimo definido na ABNT NBR 15200:2012.

Fonte: A autora (2022).

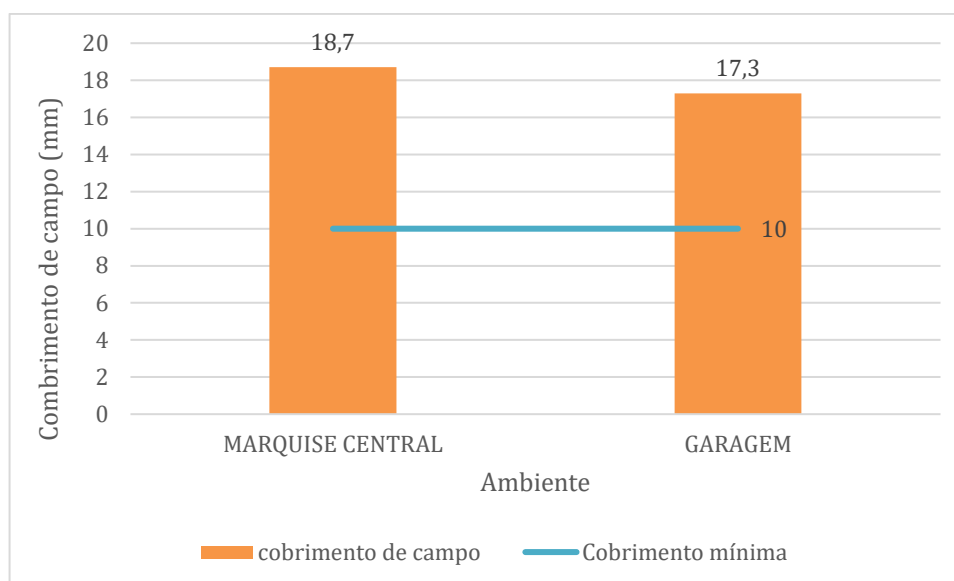
As lajes avaliadas das edificações atendem aos valores prescritos na norma ABNT NBR 15200:2012, mesmo considerando a pior situação de cobrimento. Nas figuras 5.3 e 5.4, são mostrados os gráficos ao atendimento desses casos, tanto em relação espessura (h), quanto em relação ao cobrimento (c). Apresentando as maiores diferenças percentuais nas lajes que formam a marquise central, que são de aproximadamente 260% (espessura) e 87% (cobrimento), e as menores 150% (espessura) e 73% (cobrimento).

Figura 5.3 – Gráfico das espessuras de campo das lajes limitado pela espessura mínima.



Fonte: A autora (2022).

Figura 5.4 – Gráfico dos cobrimentos de campo das lajes limitado pelo cobrimento mínimo.



Fonte: A autora (2022).

5.2.3 Análise das dimensões dos pilares *in loco*

Por último, na tabela 5.7, conhecendo as dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo e com o TRRF de 30 minutos, analisou-se as dimensões dos pilares das salas S e da garagem, medidas em campo. Nos cobrimentos da garagem não foram descontados a camada de reboco, devido a sua inexistência.

Tabela 5.7 – Dimensões dos pilares das salas S e da garagem.

Edificação	Elemento	b (mm)	c (cm)		TRRF (min)	b _{min} (mm)	c ₁ (mm)
			menor	maior			
BLOCO DAS SALAS S	PILAR 1 (8S)	153,50	14,25	27,25	30	155	25
	PILAR 2 (8S)	428,10	23,25	24,25			
	PILAR (7S)	410,50	23,25	36,25			
	PILAR 1 (6S)	156,00	30,25	37,25			
	PILAR 2 (6S)	428,00	26,25	33,25			
	PILAR (5S)	479,50	46,25	47,25			
	PILAR 1 (4S)	395,30	42,25	48,25			
	PILAR 2 (4S)	590,00	31,25	44,25			
	PILAR (3S)	634,50	23,25	46,25			
	PILAR 1 (2S)	445,30	39,25	46,25			
	PILAR 2 (2S)	363,30	29,25	30,25			
	PILAR 3 (2S)	429,00	33,25	38,25			
	PILAR 4 (2S)	517,00	30,25	31,25			
GARAGEM	PILAR 1	184,30	28	37	30	155	25
	PILAR 2	181,60	27	47			
	PILAR 3	183,70	28	42			
	PILAR 4	184,60	29	45			
	PILAR 5	186,30	28	46			

Tabela 5.7 – Dimensões dos pilares das salas S e da garagem (continuação).

GARAGEM	PILAR 6	182,90	26	48	30	155	25
	PILAR 7	186,50	24	56			
	PILAR 8	183,80	27	44			

Onde:

b – largura de campo;

c_{menor} – menor cobrimento de campo;

c_{maior} – maior cobrimento de campo;

$b_{mín}$ – largura mínima definida na ABNT NBR 15200:2012;

c_1 – cobrimento mínimo definido na ABNT NBR 15200:2012.

Fonte: A autora (2022).

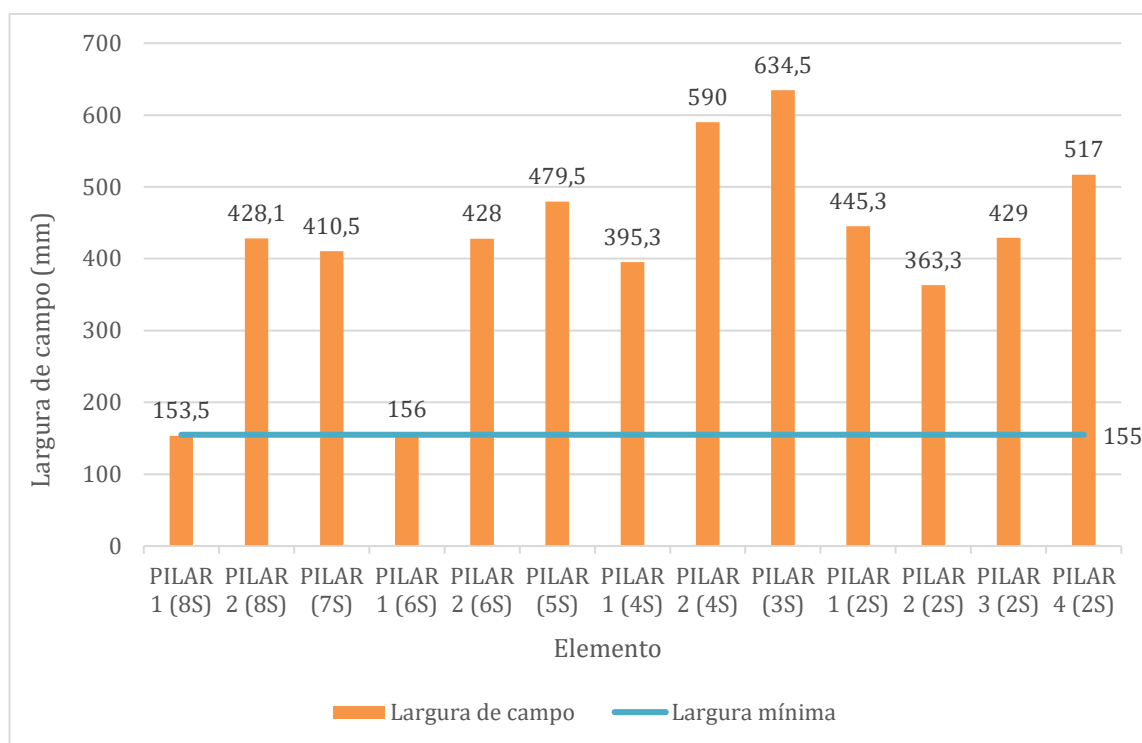
De acordo com o comparativo entre as dimensões encontras *in loco* e as dimensões mínimas da ABNT NBR 15200:2012, observou-se que nos pilares analisados, em relação a largura mínima, apenas um – pilar 1 (8S) – não atende ao valor mínimo.

Quanto aos cobrimentos, analisando-se o menor valor, cinco pilares não passaram nas exigências. Se considerasse o revestimento, exceto pelo pilar P7 (da garagem), todos estariam em concordância ao prescrito na norma. O pilar P7 da garagem não tinha camada de reboco, por ser uma estrutura pré-moldada e assim seu menor cobrimento não atende. Nota-se que os menores e maiores cobrimentos dos pilares da garagem são bem discrepantes, isso ocorreu devido a posição da leitura com equipamento pacômetro, podendo em alguns pontos ter maiores cobrimentos que em outros.

Na figura 5.5, é apresentado o gráfico contendo as larguras obtidas em campo em relação aos elementos do pavilhão das salas S. O pilar P1, da sala 8S, cuja largura deu menor que 155mm (largura mínima) apresenta um valor inferior de aproximadamente 0,97% menor que o exigido em norma. Na figura 5.6, é mostrado o gráfico dos menores cobrimentos medidos em campo em relação aos pilares, tendo os elementos estruturais: pilar 1 (8S), pilar 2 (8S), pilar (7S) e pilar (3S) não atendendo ao c_1 mínimo de 25mm. E com valores sendo inferiores em aproximadamente 43%, 7%, 7% e 7%, respectivamente.

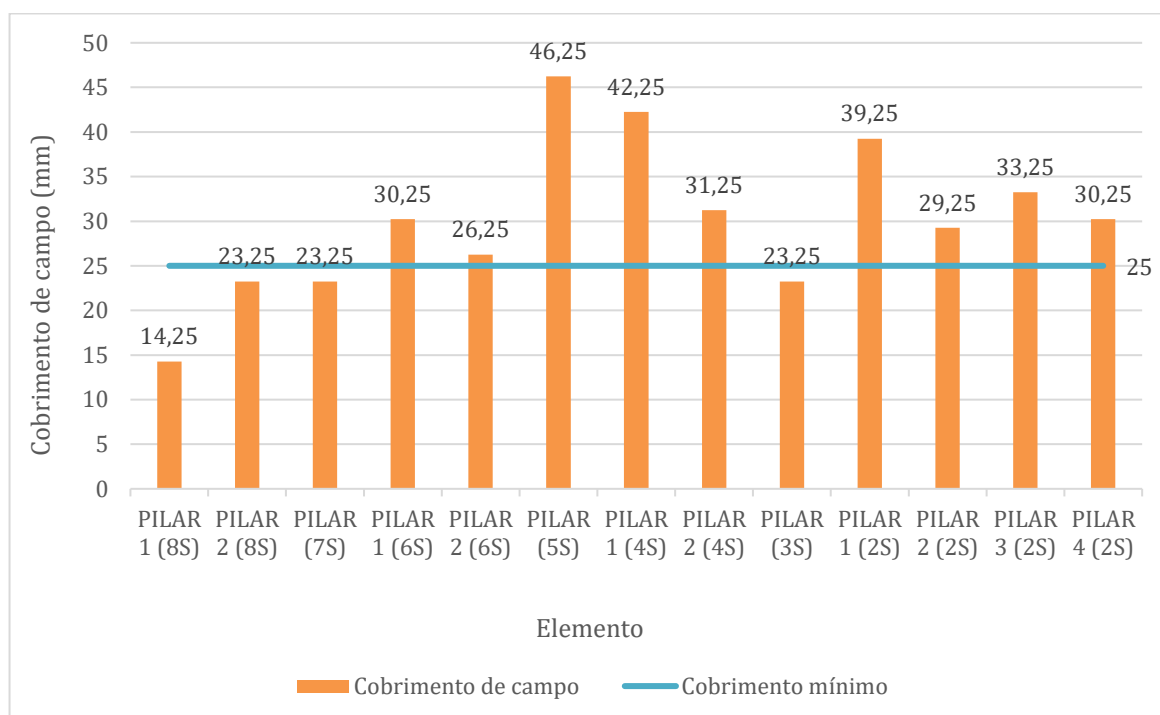
Por sua vez, na figura 5.7 é mostrado o gráfico das larguras medidas em campo dos pilares da garagem. Observa-se que dos elementos analisados nesse ambiente, todos atenderam a largura mínima (155mm). Já na figura 5.8 é apresentado o gráfico relacionado aos cobrimentos. O pilar P7 foi o único que não atendeu a exigência da norma, tendo um cobrimento aproximadamente 4% menor que o mínimo em norma.

Figura 5.5 – Gráfico das larguras de campo dos pilares limitado pela largura mínima.



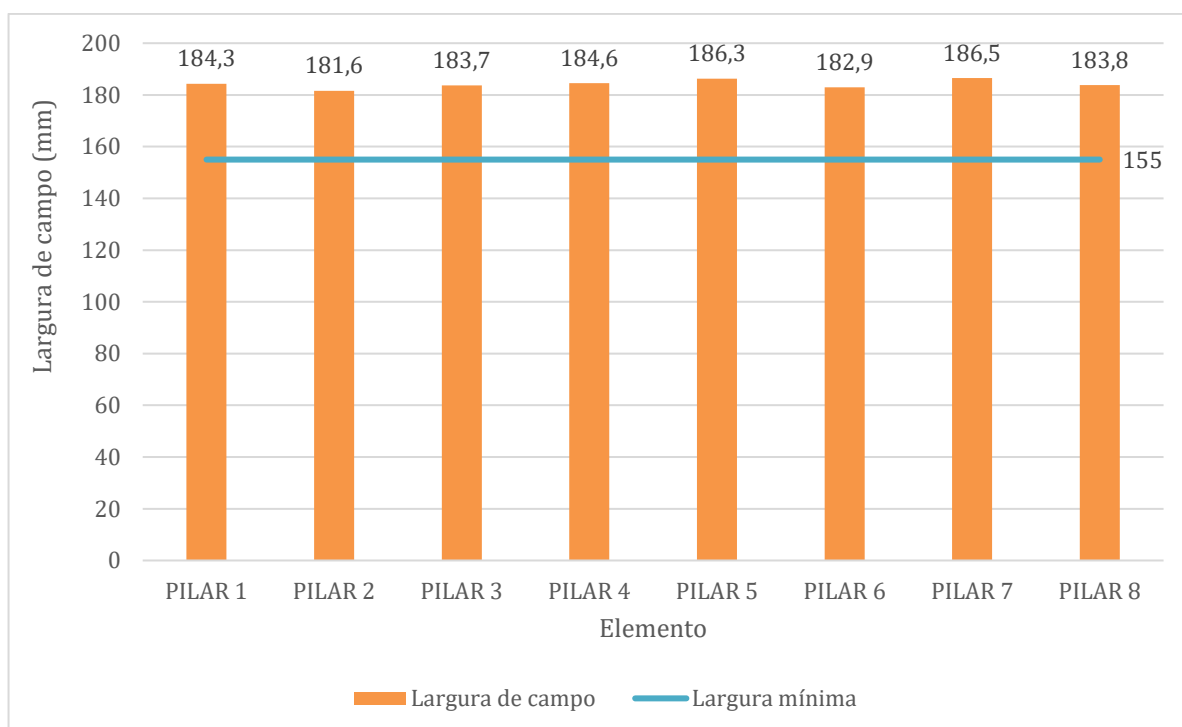
Fonte: A autora (2022).

Figura 5.6 – Gráfico dos cobrimentos de campo dos pilares limitado pelo cobrimento mínimo.



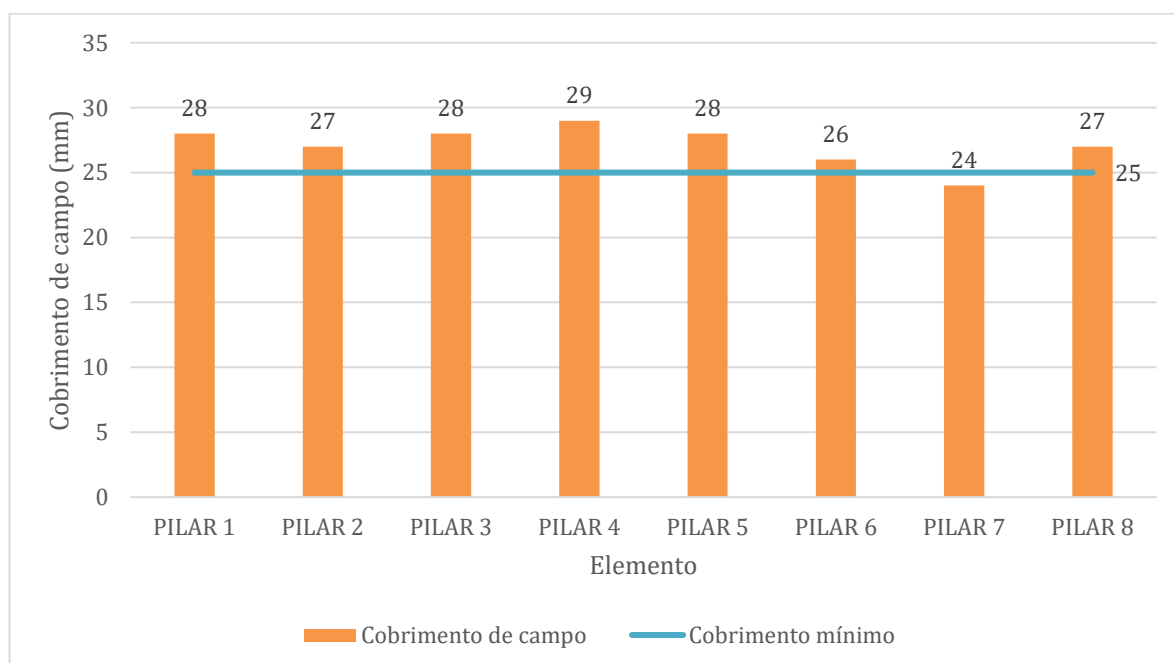
Fonte: A autora (2022).

Figura 5.7 – Gráfico das larguras de campo dos pilares limitado pela largura mínima.



Fonte: A autora (2022).

Figura 5.8 – Gráfico dos cobrimentos de campo dos pilares limitado pelo cobrimento mínimo.



Fonte: A autora (2022).

5.3 ANÁLISE DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

O ensaio de esclerometria foi um estudo complementar para avaliar a uniformidade do concreto. Inicialmente, foi realizada a verificação do equipamento de modo a atender as condições de uso. A ABNT NBR 7584:2012 descreve que o uso do esclerômetro deve ocorrer de tal maneira, que o número de impactos não ultrapasse 300, sendo necessária realizar uma nova aferição antes de chegar nesse limite. Dessa forma, em dias diferentes, foi feita uma aferição para os ensaios no bloco das salas S, e no outro dia, para os ensaios na garagem e nas marquises, de modo a não ultrapassar o valor máximo de impactos definido na norma. A tabela 5.8 mostra os valores encontrados nessas aferições e o valor do coeficiente de correção do índice esclerométrico (k).

Tabela 5.8 – Verificação do esclerômetro e determinação do coeficiente de correção do índice esclerométrico (k).

AFERIÇÃO: BLOCO DAS SALAS												
IMPACTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	MÉDIA	k
ÍNDICE	77	76	75	76	75	75	77	77	74	76	75,80	1,06
AFERIÇÃO: GARAGEM E MARQUISES												
IMPACTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	MÉDIA	k
ÍNDICE	74	76	72	76	77	75	76	76	72	76	75,00	1,07

Fonte: A autora (2022).

De acordo com a tabela 5.8, através da média dos índices esclerométricos, que foi superior a 75, verificou-se que o equipamento estava apto para uso. A norma ainda salienta que os índices esclerométricos individuais não podem diferir ± 3 da média encontrada, isso também foi atendido. Em seguida, determinou-se o coeficiente de correção do índice esclerométrico.

Em cada elemento estrutural, o ensaio de esclerometria foi realizado em pelo menos dois pontos. Em todos os pontos ensaiados, obteve-se o mínimo de cinco valores individuais sem diferir em mais de 10% da média final, conforme pede a ABNT NBR 7584:2012. Com a média final e o coeficiente de correção, encontrou-se o índice esclerométrico médio efetivo (I_{Ea}), estes mostrados nas tabelas 5.9 e 5.10.

Tabela 5.9 – Valores dos índices esclerométricos médios efetivos e do coeficiente de variação do bloco das salas S e da garagem.

Edificação	Ambiente	Elemento	I _{Eα}			Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação (%)
			Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3			
Bloco das Salas S	Sala 8S	PILAR 2	30,38	33,35	-	31,87	2,10	6,59
	Sala 7S	PILAR	28,12	28,28	-	28,20	0,11	0,40
	Sala 6S	PILAR 2	32,91	25,46	-	29,19	5,27	18,05
	Sala 5S	PILAR	27,44	27,52	-	27,48	0,06	0,21
	Sala 4S	PILAR 1	32,94	33,77	-	33,36	0,59	1,76
	Sala 4S	PILAR 2	31,73	28,73	-	30,23	2,12	7,02
	Sala 3S	PILAR	32,19	28,74	-	30,47	2,44	8,01
	Sala 2S	PILAR 1	31,73	32,51	-	32,12	0,55	1,72
	Sala 2S	PILAR 2	30,13	32,79	-	31,46	1,88	5,98
	Sala 2S	PILAR 3	32,39	29,43	-	30,91	2,09	6,77
	Sala 2S	PILAR 4	28,98	31,73	-	30,36	1,94	6,41
	8S à 2S	VIGA	31,81	31,93	36,80	33,51	2,85	8,50
	7S à 3S	VIGA	27,97	29,17	30,96	29,37	1,50	5,12
Garagem	Escada	VIGA	25,07	26,39	-	25,73	0,93	3,63
	-	PILAR 1	44,64	48,83	-	46,74	2,96	6,34
		PILAR 2	52,36	50,77	-	51,57	1,12	2,18
		PILAR 3	50,4	51,2	-	50,80	0,57	1,11
		PILAR 4	51,48	49,71	-	50,60	1,25	2,47
		PILAR 5	51,61	47,77	-	49,69	2,72	5,46
		PILAR 6	49,48	49,42	-	49,45	0,04	0,09
		PILAR 7	51,35	52,92	-	52,14	1,11	2,13
		PILAR 8	49,07	52,12	-	50,60	2,16	4,26

Fonte: A autora (2022).

Tabela 5.10 – Valores dos índices esclerométricos médios efetivos e do coeficiente de variação das marquises.

Edificação	Elemento	I _{Eα}					Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação (%)
		Ponto 1	Ponto 3	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 8			
Marquises central	LAJE	26,06	26,34	30,53	30,1	38,13	30,23	4,87	16,12

Fonte: A autora (2022)

Com os valores dos índices esclerométricos médios efetivos, calculou-se o desvio padrão, entre esses pontos. Observou-se que os valores dos coeficientes de variação foram inferiores a 25%, determinado como uma variação baixa, sendo assim valores menos dispersantes entre si e mais homogêneos (RIGONATTO, 2016). O que leva à inferência de que os concretos dos elementos estruturais analisados, possuem boa uniformidade ao longo de sua extensão.

6 CONCLUSÕES

Como visto no presente estudo, as normas de segurança em caso de incêndio para estruturas em concreto armado, são muito importantes nas etapas de concepção, projeto e execução de uma edificação ou até mesmo na verificação das dimensões de elementos estruturais de edificações já construídas, sendo elas ABNT NBR 14432:2001 e ABNT NBR 15200:2012.

Neste trabalho, foram analisadas algumas edificações do Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju, sendo elas antigas e sem projeto estrutural, realizando-se a determinação das seguintes dimensões: largura das vigas, espessura das lajes, largura dos pilares e os cobrimentos de cada um deles, com o auxílio de equipamentos de medições diretas e dos equipamentos de END's.

De modo a conferir a confiabilidade do uso do pacômetro (equipamento de ensaio não destrutivo) realizou-se o confronto dos valores obtidos com esse aparelho e os obtidos com o paquímetro (equipamento de medição direta). Conclui-se que os valores desses dois tipos de medições, ao serem comparados deu uma diferença muito pequena, garantindo assim a sua confiabilidade. É importante salientar que o uso do pacômetro apresenta as vantagens de possibilitar menor dano na edificação original e maior produtividade nas medições em campo.

Analisando o comparativo das dimensões em campo com as dimensões mínimas, no geral, a maioria dos elementos estruturais em concreto armado analisados atenderam com uma certa margem de segurança em relação as exigências mínimas prescritas no método tabular da ABNT NBR 15200:2012. Isso se deve ao fato de serem estruturas com TRRF's baixos (exigindo menores dimensões mínimas), para as quais adota-se os tempos mínimos de 30 minutos, uma vez que as edificações estudadas são melhores enquadradas na classe P1 ($h \leq 6m$), além do fato de que os grupos e divisões em que as edificações estão classificadas apresentarem menores cargas de incêndio e menores dificuldades para propiciar a mobilidade. Outro fator que contribui se deve as estruturas serem antigas, tendo com isso elementos estruturais mais robustos.

Observa-se ainda, nesse caso, que em relação aos elementos estruturais analisados, se suas dimensões mínimas já atendem a ABNT NBR 6118:2014 (Projeto Estrutural de concreto), conseqüentemente também atenderá as dimensões mínimas

da ABNT NBR 15200:2012, uma vez que conforme tratado nos trabalhos de Campos (2019) e Aguiar *et al.* (2020) para edificações mais baixas o efeito da não observação das exigências de incêndio nos projetos das suas estruturas tende a ser menor.

Foi usado também o equipamento não destrutivo do ensaio de esclerometria para avaliar a uniformidade do concreto dos elementos estruturais do Campus Aracaju. Conforme os resultados encontrados notou-se uma baixa dispersão entre os pontos de ensaio de um mesmo elemento estrutural, o que aponta para a ocorrência de uma boa uniformidade do concreto desses elementos estruturais.

Para trabalhos futuros, sugere-se desenvolver protótipos, que representem elementos estruturais, seguindo e não seguindo as prescrições em condições de incêndio, de acordo com a ABNT NBR 14432:2001 e ABNT NBR 15200:2012, buscando realizar uma comparação da ação do fogo nesses diferentes tipos de protótipos; havendo maior disponibilidade de tempo e recurso, aprimorar as análises do presente estudo em outras edificações, envolvendo um maior número de elementos estruturais analisados no Campus Aracaju e/ou em outros Campus do IFS, com de outros tipos de equipamentos de ensaios não destrutivos, de modo a contribuir/retificar os resultados aqui obtidos; empregar novos métodos de verificação para pilares com mais de uma face exposta ao fogo (método analítico para pilares); verificar o atendimento de outros elementos estruturais com materiais diferentes, como por exemplo, o aço.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, Lucas Alves de; SOUZA, Denisson dos Santos; SANTOS, Euler Wagner Freitas. **Verificação dos requisitos da NBR 15200:2012 e NBR 14432:2001 no dimensionamento de estruturas de concreto com lajes nervuradas em situação de incêndio**. In: IBRACON, 2020, Florianópolis. Anais do 62o Congresso Brasileiro de Concreto.

ALBUQUERQUE, Gabriela Bandeira de Melo Lins de. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2012. 245f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 14432**: Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 15200**: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 7584**: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 8802**: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2019.

BATTAGIN, Arnaldo Forti; SILVEIRA, Ana Livia Zeitune de Paula. **Estudo da microestrutura do concreto em situação de incêndio: um termômetro da temperatura alcançada**. In: Revista Concreto & Construções. Ed. IBRACON, n. 89, São Paulo, v. 1, p. 44-48, jan. 2018.

BERTO, Antonio Fernando; OLIVEIRA, Carlos Roberto Metzker de. Resistência ao fogo das estruturas de concreto. **Segurança e dimensionamento das estruturas, metodologias experimentais para avaliação de danos de normalização**. In: Revista Concreto & Construções. Ed. IBRACON, n. 89, São Paulo, v. 1, p. 22-28, 2018.

BRASIL. Lei n. 8.078, de 11 de setembro de 1990. Código de Defesa do Consumidor. Dispõe sobre a proteção do consumidor e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 12 set. 1990. 128 (176 supl):1.

CAMPOS, Jhon Deivison Santos. **Análise dos Recursos de uma Ferramenta Computacional Quanto ao Atendimento às Prescrições Normativas no Projeto de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 107f. Monografia

(Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2019.

CARVALHO, Carlos Henrique de. **Estudos de caso nas aplicações de ensaios não destrutivos na avaliação da resistência mecânica a compressão e detecção de corrosão no concreto armado da construção civil.** 2014. 160 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) - Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE, 2014.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio.** Tese de doutorado, USP, São Paulo, SP, Brasil, 2008.

EVANGELISTA, Ana Catarina Jorge. **Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios Não Destrutivos.** 219f. Tese (Doutor em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2002.

FERREIRA, Wesley; SANTOS, Jefferson Sabino Aquino dos; CAVALCANTE, Fernanda Raquel de Holanda; SANTOS, Euler Wagner Freitas; MELO, Adriana Virgínia Santana; FREITAS, Michelline Nei Bomfim de Santana. **O Emprego de Ensaios Não Destrutivos na Avaliação de Estruturas em Concreto Armado de Edificações.** In: IBRACON, 2014, Natal - RN. Anais do 56º Congresso Brasileiro de Concreto.

GIL, A. *et al.* **Estudos Experimentais sobre o fenômeno de deslocamento em estruturas de concreto submetidas a elevadas temperaturas.** In: Revista Concreto & Construções. Ed. IBRACON, n. 89, São Paulo, v. 1, p. 71-78, 2018.

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, CBPMESP. **IT n.º 08: Resistência ao fogo dos elementos de construção.** São Paulo, 2011.

KLEIN JUNIOR, O. **Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Flexão Normal Composta.** 2011. 208f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

LIMA, Gustavo Fernandes de. **Sistema de Medidas e Teoria do Erro.** Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN). 2013.

OLIVEIRA, C. G.; MACÊDO SILVA, V. de T. L. D.; MOREIRA SOARES, F. C. Desvio padrão e imprecisão de leitura: Paquímetro. **Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas - UNIT - SERGIPE**, [S. l.], v. 5, n. 3, p. 27, 2019.

PEREIRA, Matheus Vancine José Guimarães. **Estudo de manutenção predial em prédios públicos: proposta de manuais de uso, operação e manutenção para os sistemas de cobertura e hidrossanitário do campus Aracaju do Instituto Federal de Sergipe.** 2021. 142 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação de Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, 2021

PROCEQ. **Instruções de operação: Silver Schmidt & Hammerlink.** 32f. 2016.

PROCEQ. **Instruções Operacionais: Pundit Lab / Pundit Lab+ - Instrumento Ultrassônico**. 32f. 2017.

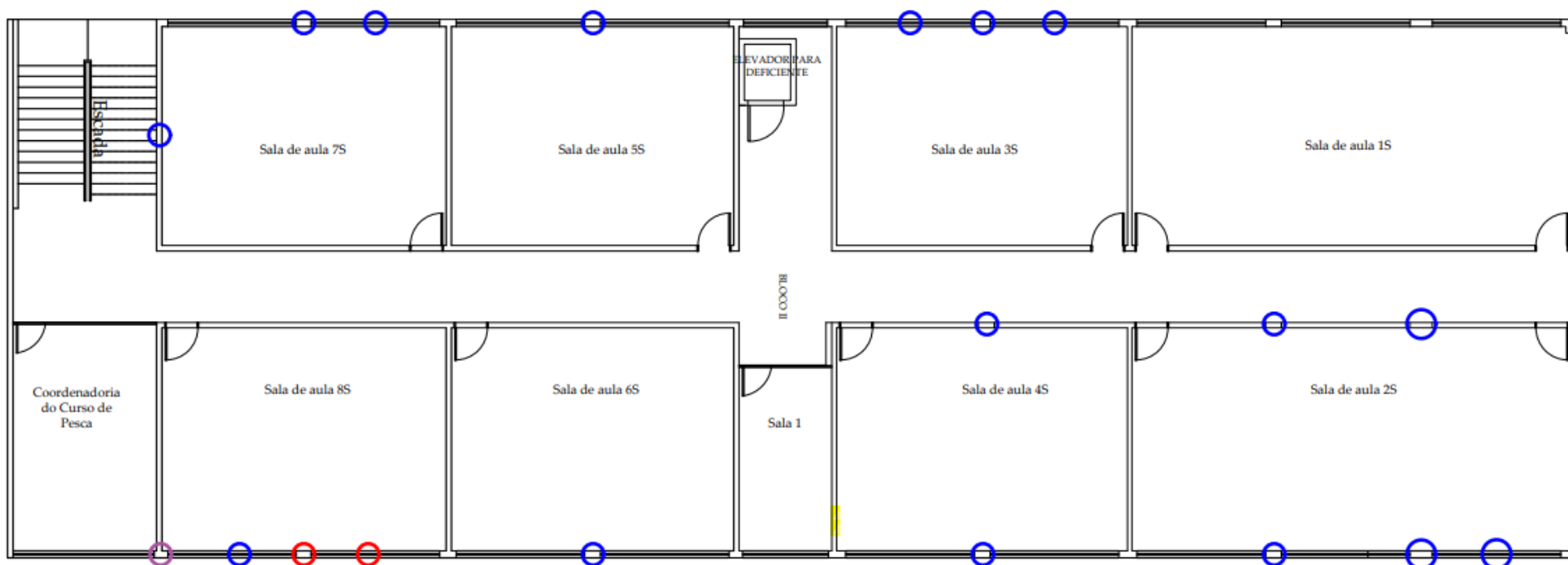
PROCEQ. **Profometer: Instruções de operação**. 53f. 2017.

RIGONATTO, Marcelo. **"Coeficiente de variação"**; Brasil Escola. Disponível em: <https://brasilescola.uol.com.br/matematica/coeficiente-variacao.htm>. Acesso em 09 de janeiro de 2022.

SILVA, V. P. **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. 2a ed. São Paulo, Brasil, Blucher, 2016.

SOUZA, Denisson dos Santos. **Estudo do dimensionamento de estruturas pré-moldadas de concreto armado em situação de incêndio**. 91f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2020.

APÊNDICE A – PLANTA BAIXA DO PAVILHÃO SUPERIOR DAS SALAS S



LEGENDA

-  Medição direta + indireta
-  Medição direta + indireta + esclerometro
-  Medição direta + indireta + escarificação + esclerometria

APÊNDICE B – GARAGEM

