



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO DE ENGENHARIAS – CE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

GIOVANA DOS SANTOS LIMEIRA

ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO:
ESTUDO DE CASO DO LABORATÓRIO DE HABILIDADES MÉDICAS DA UNIVERSIDADE
FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO

MOSSORÓ

2018

GIOVANA DOS SANTOS LIMEIRA

ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: ESTUDO DE CASO DO LABORATÓRIO DE HABILIDADES MÉDICAS DA UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO

Monografia apresentada a Universidade Federal Rural do Semi-Árido como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Francisco Rosendo Sobrinho

MOSSORÓ
2018

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

L732a Limeira, Giovana dos Santos.
Análise de estruturas de concreto armado em
situação de incêndio: estudo de caso do Laboratório
de Habilidades Médicas da Universidade Federal
Rural do Semi-Árido / Giovana dos Santos Limeira.
- 2018.
72 f. : il.

Orientador: Francisco Rosendo Sobrinho.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2018.

1. Estrutura de concreto armado. 2. Incêndio.
3. Tempo requerido de resistência ao fogo. I.
Rosendo Sobrinho, Francisco, orient. II. Título.

GIOVANA DOS SANTOS LIMEIRA

ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE IN-
CÊNDIO: ESTUDO DE CASO DO LABORATÓRIO DE HABILIDADES MÉDICAS DA
UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO

Monografia apresentada a Universidade Federal Rural do Semi-Árido como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: 13/09/2018

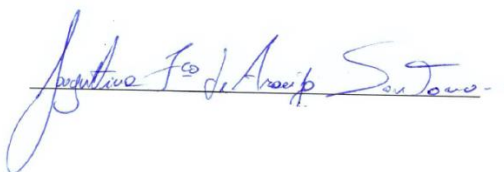
BANCA EXAMINADORA



Prof. Francisco Rosendo Sobrinho (UFERSA)
Presidente



Prof. Me. Eric Mateus Fernandes Bezerra (UniChristus)
Membro Examinador



Prof. Me. Jovynttino Francisco de Araújo Santana
Membro Examinador

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado força e sabedoria para continuar a caminhada e me fazer acreditar que sou capaz de realizar os meus sonhos. A minha família por ter apoiado minhas decisões, e em especial ao meu pai, Marco Antônio de Paiva Limeira, e minha mãe, Clésia Maria Oliveira dos Santos, pelo amor, paciência nos dias difíceis, educação, incentivo aos estudos desde o início de minha vida e por serem tão bons exemplos de pessoas em quem me espelho.

Ao meu namorado pelo amor, apoio e incentivo nas situações que mais precisei, pela compreensão e por ter me proporcionado momentos descontraídos perante todo o estresse existente durante a graduação.

Ao meu orientador, Prof. Francisco Rosendo Sobrinho, pela sua contribuição, por me ouvir perante a insegurança, aos problemas que surgiram no decorrer dos estudos deste trabalho, e por, principalmente, auxiliar no desenvolvimento deste trabalho, pela oportunidade cedida e por todo o conhecimento repassado a mim. A banca, Prof. Me. Eric Mateus Fernandes Bezerra e Prof. Me. Jovynttino Francisco de Araújo Santana, pela disposição de seu tempo para análise do presente trabalho e pelos conselhos e sugestões dadas em prol do aprimoramento do mesmo.

Aos meus amigos companheiros do projeto de extensão, disciplinas e da vida, por me ouvirem nos momentos que estive mais descrente da minha capacidade, por descontraírem nos momentos mais necessários e por compartilharem comigo toda a trajetória de nossa graduação. Pela amizade que levarei para o resto da vida. Vocês tornaram o fardo da graduação menos exaustivo.

A todos que colaboraram de alguma forma para que eu pudesse chegar até aqui.

RESUMO

As estruturas de concreto armado, usualmente, são projetadas para condições normais de temperatura (considerada próxima a 20 °C) de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, e no caso de estruturas pré-moldadas, de acordo com a ABNT NBR 9062:2017. Apesar das chances serem muito pequenas, a ocorrência do colapso estrutural de edifícios de concreto armado em situação de incêndio não é incomum. Tendo em vista a necessidade de afirmar a segurança dos usuários da edificação, o presente trabalho tem por objetivo analisar a estrutura do Laboratório de Habilidades Médicas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido quanto a sua capacidade resistiva em situação de incêndio, verificando seu atendimento, ou não, ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), sendo este o mínimo de resistência ao fogo preconizado pela ABNT NBR 14432:2001, considerando que a estrutura está sujeita a um incêndio-padrão. O método de análise se dá pela verificação da estrutura ao TRRF realizada através da aplicação do Método Tabular e Método Analítico para pilares, aceitos e propostos pela ABNT NBR 15200:2012, seguindo as indicações da norma de desempenho NBR 15575:2013. Dentre os resultados, verifica-se o não atendimento da estrutura de concreto armado estudada ao TRRF de acordo com os métodos utilizados, os quais foram considerados conservadores, possibilitando análises posteriores através da aplicação de métodos alternativos fornecidos pela ABNT NBR 15200:2014 e Eurocode 2. Apesar da estrutura não atender ao TRRF da estrutura obtido pelo Método Tabular da ABNT NBR 14432:2001, em virtude das características da edificação, esta é considerada isenta das exigências feita pela referida norma e de acordo com a mesma.

Palavras-chave: Estrutura de concreto armado; incêndio; tempo requerido de resistência ao fogo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Incêndio no Gran Circo Norte-Americano, 1961.....	12
Figura 2 - Incêndio no Edifício Andraus, 1972.	13
Figura 3 - Incêndio no Edifício Joelma, 1974.	13
Figura 4 – Incêndio no Edifício Wilton Paes de Almeida, em 2018.	14
Figura 5 – Fatores que influenciam no cenário do incêndio.	18
Figura 6 – Estágios principais de um incêndio real.	19
Figura 7 – Comportamento da temperatura do elemento estrutural em um incêndio real.	19
Figura 8 – Curva real de incêndio e curva de incêndio-padrão.	21
Figura 9 - Curva padrão temperatura- tempo para incêndio de materiais celulósicos.....	22
Figura 10 - Curva padrão temperatura-tempo para incêndio de hidrocarbonetos (Curva “H”).	23
Figura 11 – Diagrama tensão-deformação do aço a altas temperaturas.....	40
Figura 12 – Corte esquemático.....	57
Figura 13 – Vista 3D no software utilizado, baseada na estrutura do Laboratório de Habilidades Médicas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido.	58
Figura 14 – Seção transversal e detalhamento do lance dos pilares de maior área de aço, os quais estão situados entre os níveis de baldrame e primeiro piso.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto, em função da temperatura.	32
Tabela 2 – Deformação específica do concreto em função da alta temperatura segundo a NBR 15200.....	35
Tabela 3 – Deformação específica do concreto em função da alta temperatura segundo o Eurocode 2.....	35
Tabela 4 – Valores dos coeficientes redutores k_s, θ , k_E, θ e k_p, θ para aços utilizados como armadura passiva em função da temperatura.....	37
Tabela 5 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos (NBR 14432:2001).....	43
Tabela 6 – Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio.	44
Tabela 7 – Valores de γ_{s2} em função do risco de ativação do incêndio (r).....	45
Tabela 8 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.	47
Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes contínuas.	47
Tabela 10 – Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo.....	48
Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas.....	48
Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas.	48
Tabela 13 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção.	49
Tabela 14 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.	50
Tabela 15 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.	50
Tabela 16 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo.	51
Tabela 17 – Dados das lajes maciças para verificação das mesmas em situação de incêndio.	59
Tabela 18 - Dados das lajes nervuradas para verificação das mesmas em situação de incêndio.	61
Tabela 19 – Dados das vigas para verificação das mesmas em situação de incêndio.	63
Tabela 20 - Dados dos pilares para verificação dos mesmos em situação de incêndio.	64
Tabela 21 - Dados dos pilares de maior área de aço para verificação dos mesmos em situação de incêndio.....	66
Tabela 22 – Cálculo dos parâmetros para a determinação do TRF dos pilares.....	68

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	9
1.1	OBJETIVOS.....	10
1.1.1	Objetivo geral.....	10
1.1.2	Objetivos específicos	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1	INCÊNDIOS NO BRASIL E SUAS CONSEQUÊNCIAS	12
2.2	REFERÊNCIAS NORMATIVAS – ESTRUTURAS SUJEITAS A INCÊNDIO....	14
2.3	AÇÃO TÉRMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	16
2.3.1	Incêndio Real	17
2.3.2	Incêndio Padrão	20
2.3.3	Curvas naturais.....	23
2.4	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	24
2.4.1	Propriedades Térmicas.....	24
2.4.1.1	Concreto Endurecido	24
2.4.1.1.1	Massa Específica	24
2.4.1.1.2	Calor específico	26
2.4.1.1.3	Condutividade térmica	27
2.4.1.1.4	Alongamento térmico.....	28
2.4.1.2	Aço	29
2.4.1.2.1	Massa Específica	29
2.4.1.2.2	Calor específico	29
2.4.1.2.3	Condutividade térmica	30
2.4.2	Propriedades Mecânicas.....	31
2.4.2.1	Concreto Endurecido	32
2.4.2.1.1	Resistência à compressão	32
2.4.2.1.2	Módulo de elasticidade	33

2.4.2.1.3	Relação tensão-deformação.....	34
2.4.2.2	Aço	36
2.4.2.2.1	Resistência à tração.....	36
2.4.2.2.2	Módulo de Elasticidade.....	38
2.4.2.2.3	Relação tensão-deformação.....	39
2.5	PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	40
2.5.1	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	41
2.5.1.1	Método Tabular.....	42
2.5.1.2	Método do Tempo Equivalente.....	44
2.5.2	Dimensionamento dos Elementos – ABNT NBR 15200:2012.....	45
2.5.2.1	Método Tabular.....	46
2.5.2.1.1	Lajes.....	47
2.5.2.1.2	Vigas	49
2.5.2.1.3	Pilares.....	51
2.5.2.2	Método Analítico para pilares.....	51
2.5.2.3	Método Simplificado de Cálculo	52
3	ANÁLISE ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	57
3.1	APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA.....	57
3.2	VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA PELA ABNT NBR 15200:2012	58
3.2.1	Método Tabular	58
3.2.1.1	Lajes de concreto armado	59
3.2.1.2	Vigas de concreto armado	62
3.2.1.3	Pilares de concreto armado	64
3.2.2	Método Analítico para pilares	65
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	69
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71

1 INTRODUÇÃO

É imprescindível que em situações de incêndio a segurança da vida humana seja prioridade. Já a proteção da edificação nesse mesmo contexto, apesar de ser um objetivo secundário para muitos, deve ser vista com importância similar, uma vez que reforça a segurança do usuário. Esta, por sua vez, comumente considerada um custo e não um investimento, é menos frisada e até mesmo negligenciada.

Devido a crescente ocorrência de incêndios com consequências de extrema gravidade, como no Edifício Andraus (1972) e Edifício Joelma (1974) ambos na cidade de São Paulo, a importância de prevenir e combater incêndio veio à tona, promovendo a criação das Instruções Técnicas (ITs) pelo Corpo de Bombeiros de São Paulo. Já o mais recente incidente, no Edifício Wilton Paes de Almeida, também em São Paulo, no ano de 2018, onde a estrutura da edificação entrou em colapso, trouxe à discussão do quanto o projeto e execução dessas estruturas estariam sendo cautelosos no que diz respeito ao tempo e temperatura resistentes quando em condições adversas.

Apesar das chances serem muito pequenas, a ocorrência do colapso estrutural de edifícios de concreto armado em situação de incêndio não é incomum. As perdas consequentes de situações de incêndio têm aumentado a preocupação com o passar do tempo, promovendo assim o conceito de segurança contra incêndio e de diversos mecanismos associados à sua prevenção ou limitação dos danos causados (OLIVEIRA apud COELHO, 2010).

Assim como os projetos elétricos, hidráulicos e arquitetônicos possuem diretrizes voltadas a situações de incêndio, estas devem se estender ao projeto estrutural, contribuindo na integração dos sistemas de proteção das edificações (TÉCHNE, 2005). Em virtude disto e do concreto ser ainda o principal material requerido para estruturas de edificações, foi publicada em 2004 a NBR 15200 que trata do procedimento do projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, a qual foi atualizada em 2012 e segue em vigência.

As estruturas de concreto armado, usualmente, são projetadas para condições normais de temperatura (considerada próxima a 20 °C) de acordo com ABNT NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento (2014, item 5.1) e no caso de estruturas pré-moldadas, de acordo com a ABNT NBR 9062. Conforme esta primeira, as estruturas de concreto necessitam atender requisitos mínimos de qualidade, sendo estes: capacidade resistente, que confere segurança à ruptura; desempenho crítico, refere-se à capacidade da estrutura respeitar o estado limite de serviço (ELS), não apresentando alterações que prejudiquem a utilização a qual foi projetada; e durabilidade, capacidade da estrutura resistir à intempéries previstos.

Entretanto, esta norma não prevê o dimensionamento da estrutura de concreto armado de modo a evitar estados-limites quando sujeita a condições extraordinárias, como explosões, fogo etc. Em situação de incêndio, cabe a ABNT NBR 15200:2012 proceder esta orientação, atendendo simultaneamente à ABNT NBR 6118, assim como à ABNT NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio (TAVARES; NOGUEIRA, 2016).

A ABNT NBR 15200 (2012, p.6) tem por objetivos gerais limitar o risco à vida humana, da vizinhança e da sociedade, e da propriedade exposta ao fogo, os quais são atingidos se a estrutura mantiver as funções de corta-fogo e de suporte. Para isso, esta recomenda a utilização de métodos para o dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado, sendo esses: o tabular, simplificado, analítico, experimental e avançado. Dessa forma, o dimensionamento nesse contexto pode ser realizado de acordo com a complexidade que se necessita, devendo o projetista estar ciente das considerações que estão sendo feitas e dos resultados obtidos (TAVARES; NOGUEIRA, 2016).

A importância deste trabalho se dá no momento que este colocará em foco a ABNT NBR 15200:2012, norma esta desconhecida por muitos estudantes e engenheiros da área estrutural. Por conseguinte, este trabalho visa contribuir com a segurança dos usuários do Laboratório de Habilidades Médicas da UFERSA, edificação que se trata de um ambiente de educação pública, onde, provavelmente, durante 10 horas do dia (tendo em vista o horário de funcionamento da universidade) terá um considerável fluxo de pessoas (estudantes e funcionários), além de significativa quantidade de material inflamável, tornando o risco da ocorrência de incêndio acentuado e preocupante.

Uma vez que estará em análise sua estrutura de concreto armado de acordo com a ABNT NBR 15200:2012, trará a conhecimento o atendimento ou não desta estrutura ao tempo mínimo padrão de resistência em situação de incêndio, tempo este necessário à fuga segura dos ocupantes e à chegada de socorro previamente ao colapso da edificação.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem por objetivo geral analisar a estrutura de concreto armado do Laboratório de Habilidades Médicas da UFERSA quanto à sua capacidade resistiva, em tempo, em situação de incêndio, de acordo a ABNT NBR 15200:2012– Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

1.1.2 Objetivos específicos

- Apresentar conceitos sobre o fenômeno incêndio e o comportamento que o mesmo provoca nos materiais componentes das estruturas de concreto armado;
- Apresentar referências normativas para execução de projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio;
- Apresentar situações reais de incêndio em estruturas de concreto armado;
- Baseado no projeto arquitetônico e estrutural existente, manejar o lançamento de cargas e obter os esforços solicitantes;
- Verificar a estrutura em situação de incêndio de acordo com o Método Tabular e Analítico para pilares fornecido pela ABNT NBR 15200:2012.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 INCÊNDIOS NO BRASIL E SUAS CONSEQUÊNCIAS

De acordo com os estudos de Souza e Silva (2015), existem registros que relatam a ocorrência do primeiro grande incêndio dos anos d.C. em Roma, resultando em inúmeras mortes e na destruição da cidade em quase sua totalidade. Em consequência disto, as primeiras medidas de combate a incêndio passaram a ser tomadas, havendo a necessidade de se aprimorar os sistemas de combate a incêndio com o passar dos anos.

No Brasil, até o início dos anos 70, a segurança contra incêndio não era considerada como uma das prioridades das edificações devido os incêndios já ocorridos não haverem provocado grande perda de vidas. Porém, uma sequência de tragédias culminou em mudanças no sistema brasileiro de prevenção e combate ao incêndio, as quais, dentre elas, estão o incêndio no Gran Circo Norte-Americano, em Niterói (RJ), no edifício Andraus e edifício Joelma, ambos na cidade de São Paulo (SOUZA e SILVA, 2015).

O incêndio no Gran Circo Norte-Americano (Figura 1) ocorreu em 1961, onde resultou em 250 mortos e 400 feridos. O sinistro teve origem criminoso e se tornou causa das mortes por não haver requisitos de escape e pessoas treinadas para orientação e contenção do pânico. Já o Edifício Andraus, em 1972, foi local do primeiro grande incêndio ocorrido em prédios elevados (Figura 2). Este era de uso comercial e de serviços, com 31 andares e estrutura de concreto armado e fachada em vidro. Das vítimas, houve 16 mortos e 336 feridos. Após este ocorrido, surgiram grupos de trabalho (GTs) os quais passaram a estudar a reestruturação do Corpo de Bombeiros, assim como a reformulação do Código de Obras da cidade de São Paulo. Antes mesmo que destes surgisse algum efeito, outro grande incêndio ocorreu, o do Edifício Joelma (SEITO et al., 2008).

Figura 1 – Incêndio no Gran Circo Norte-Americano, 1961.



Fonte: BIZARRO BAZAR (2012).

Figura 2 - Incêndio no Edifício Andraus, 1972.



Fonte: Orlandini (2013).

Figura 3 - Incêndio no Edifício Joelma, 1974.



Fonte: Wikipédia.

O incidente ocorrido no Edifício Joelma (Figura 3), em fevereiro de 1974, gerou 179 mortos e 320 feridos, sendo considerado o incêndio que gerou imagens fortes e maior comoção devido às cenas de pessoas se projetando pela fachada e cobertura. A edificação também consistia em uma estrutura de concreto armado, assim como a ausência de uma escada de segurança. A partir de então, surgiu a primeira consequência: a prefeitura de São Paulo editou o Decreto Municipal nº 10.878 o qual “institui normas especiais para a segurança dos edifícios a serem observadas na elaboração do projeto, na execução, bem como no equipamento e dispõe ainda sobre sua aplicação em caráter prioritário”. Em seguida, outros órgãos e municípios também começaram a se mobilizar e mudar a forma de tratar a questão do fogo nos edifícios (SEITO et al., 2008).

O mais recente incidente, no Edifício Wilton Paes de Almeida, em maio de 2018, na cidade São Paulo, foi resultado de edificações antigas que continuaram sem adaptação à realidade (Figura 4). Tratava-se de uma obra abandonada e ocupada irregularmente desde 2003, quando deixou de ser sede da Polícia Federal. A imprensa fala na hipótese de explosão devido a problemas elétricos como causa do incêndio, o qual desabrigou cerca de 400 pessoas e deixou algumas outras desaparecidas (G1, 2018).

Alguns afirmam que a estrutura do prédio, perante seu comportamento durante o incêndio até sua ruína, consistia em lajes de concreto armado e pilares de aço, portanto uma

estrutura mista. Outros concluem que a estrutura da edificação se tratava de concreto armado, mas devido às más condições de uso, falta de manutenção e inadequação à ABNT NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, norma inexistente na época de sua construção (entre 1961 e 1968), ficaram mais expostas à ação do fogo. Fato agravante à ocorrência do incêndio foi que o edifício, naquele momento, não dispunha de elevadores, estando o fosso totalmente livre, sendo passagem de ar, o que funcionou como chaminé, acelerando e generalizando a propagação do fogo pela edificação (MACHADO apud SANTOS, 2018).

Figura 4 – Incêndio no Edifício Wilton Paes de Almeida, em 2018.



Fonte: Folha de São Paulo (2018).

Atualmente, as edificações, sejam elas de estruturas mistas ou não, devem seguir padrões de segurança consideravelmente mais rigorosos em seus projetos, como também na execução, tendo em vista a utilização de materiais de qualidade e apropriados à necessidade que se apresenta. Ao se tratar de eventos excepcionais como incêndio, normas estão sendo criadas e aprimoradas de modo a possibilitar maior proteção da superestrutura, além de proporcionar ao usuário um tempo maior de fuga, em caso de colapso da estrutura (MACHADO apud SANTOS, 2018).

2.2 REFERÊNCIAS NORMATIVAS – ESTRUTURAS SUJEITAS A INCÊNDIO

A Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) em vigor de projeto de estruturas de concretos normais (de massa específica seca maior do que 2000 kg/m^3) simples, armado e protendido, considerada a base para elaboração destes projetos, é a ABNT NBR 6118 – Proje-

to de estruturas de concreto – Procedimento. Foi publicada em 1980, encontrando-se hoje em sua versão mais atualizada, em vigor desde 2014. Cabe a ela “definir os critérios gerais que regem o projeto de estruturas de concreto, sejam elas de edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos ou aeroportos etc.”, devendo ser complementada por outras normas com critérios para diversas estruturas específicas. Quando se trata de evitar estados-limites gerados por ações excepcionais como sismos, impactos, explosões e fogo, esta não dispõe de exigências a serem seguidas, orientando a consulta à ABNT NBR 15421:2006, para ações sísmicas, e ABNT NBR 15200:2012, para situações de incêndio.

A ABNT NBR 14432 (2001), baseada nos resultados de ensaios normatizados pela ABNT NBR 5628:2001 – Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo, determina as exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural e/ou que consiga isolamento da área por tempo suficiente de modo a possibilitar a fuga dos usuários, assim como da realização das ações de combate ao fogo e minimização de danos à estrutura da própria edificação. Esta não limita os métodos utilizados para que seus objetivos sejam atingidos, mas há a necessidade que estes métodos alternativos sejam adequados à realidade aplicada, assim como sejam válidos e reconhecidos pela comunidade tecnocientífica.

A ABNT NBR 15200 (2012), por sua vez, normatiza os critérios de execução dos projetos de estruturas de concreto em situação de incêndio desde sua primeira publicação, em 2004, estando em vigor sua versão mais atualizada desde 2012. Possui como base a ABNT NBR 6118:2003 e, assim como a versão mais recente desta última (2014), deve obedecer às exigências da NBR 15575:2013, norma de desempenho das Edificações Habitacionais, de forma que a estrutura projetada comporte-se dentro dos limites impostos pela mesma.

Além de aplicar-se apenas às estruturas projetadas de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a ABNT NBR 15200 (2012) também atende (e demonstra como obter o atendimento) aos requisitos de resistência ao fogo estabelecidos na ABNT NBR 14432:2001. A edificação é então projetada através de uma correlação entre o comportamento dos materiais quando sujeitos às temperaturas ambiente e elevada (em incêndio), realizando a verificação e dimensionamento de sua superestrutura através de métodos propostos como o Tabular e o do Tempo Equivalente, por exemplo. Assim como a ABNT NBR 14432:2001, a ABNT NBR 15200 (2012), quando não cobre determinadas situações, ou o faz de maneira simplificada, incentiva a consulta de procedimentos ou normas internacionais, os quais devem oferecer métodos alternativos para verificação e dimensionamento da estrutura de concreto perante ao

fogo que sejam aceitos pelo corpo técnico e que atendam ao nível de segurança previsto por ambas as normas.

Das normas internacionais passíveis de consulta para o dimensionamento e verificação de estruturas de concreto em caso de exposição ao fogo tem-se o Eurocode 2, norma europeia a qual a ABNT NBR 15200 utilizou como referência, tornando-se necessária para sua aplicação. A Eurocode 2 – *Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design (2004)* preocupa-se com os requisitos de resistência, principalmente a resistência ao fogo, facilidade de manutenção e durabilidade da estrutura de concreto. Requisitos de isolamento térmico e/ou acústico não são levados em consideração por esta.

Assim como a ABNT NBR 15200, a norma europeia usada como referência (EN 1992-1-1: 2004) também não cobre os métodos ativos de proteção ao fogo, cabe a ela trabalhar apenas com métodos de proteção passiva com o objetivo de evitar o colapso prematuro da estrutura, assim como a propagação do fogo entre compartimentos (função corta-fogo). Esta aplica-se a estruturas de concreto em conformidade com a Eurocode 2, salvo exceção às estruturas de concreto protendido, assim como estruturas em casca de concreto, havendo a necessidade deste material (o concreto) estar classificado como sendo de peso normal e possuir determinada resistência (dentro da faixa de classes de resistência definida pela norma) (ABNT, 2012).

A Eurocode 2 (EN 1992-1-2: 2004) apresenta métodos de verificação da duração à exposição ao fogo os quais se dão através da análise de membros, de parte da estrutura e análise global da mesma. Possui também maneiras de se dimensionar estruturas de concreto de modo que estas atendam à duração mínima de exposição ao fogo evitando, simultaneamente, o fenômeno “Spalling”, o qual consiste na fissuração e desprendimento do concreto quando submetido à elevadas temperaturas. Dos métodos de dimensionamento, têm-se os simplificados de cálculo e os métodos avançados. Assim como a disposição de diversas maneiras de se projetar as estruturas já citadas, esta norma apresenta procedimentos para lidar com várias estruturas específicas, abrangendo uma gama maior de situações, quando comparada à norma brasileira “equivalente”.

2.3 AÇÃO TÉRMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os esforços causados nas estruturas em temperatura ambiente são provenientes das ações eólica (vento), sísmica, térmica e gravitacional (peso próprio e cargas acidentais). A ABNT NBR 6118:2014, como já mencionado, não trata do projeto de estruturas de concreto

sujeitas às ações de caráter excepcional, como os sismos. No caso de ação térmica, esta pode ser caracterizada em normal ou excepcional, dependerá apenas da frequência do evento (COSTA, 2008).

Em caso de incêndio, a ação térmica é considerada excepcional, não competindo à ABNT NBR 6118:2014 a elaboração dos projetos destas estruturas de concreto, mas sim à ABNT NBR 15200:2012. Para esta situação, a ação térmica é representada pelos fluxos de calor por convecção e radiação nos elementos estruturais, tendo como efeito o aquecimento dos mesmos (COSTA, 2008).

No processo de convecção, os gases movimentam-se dentro do ambiente em chamas e, quando aquecidos, tem sua densidade reduzida, posicionando-se na atmosfera superior, passando a trocar calor com o elemento estrutural e, pela tendência de equilíbrio térmico, aquecendo o mesmo. A radiação, por sua vez, ocorre quando a fonte de calor emite, diretamente sobre os elementos, ondas eletromagnéticas devido à diferença de temperatura entre as chamas e a superfície dos elementos estruturais e de compartimentação (SOUSA; SILVA, 2015).

De acordo com Costa (2008), uma vez que o calor é transferido à estrutura, este é conduzido molécula a molécula do material, no sentido das de menores temperaturas e das mais expostas ao ambiente às mais internas, caracterizando o processo da transferência de calor por condução. O concreto, quando aquecido, tem sua temperatura elevada gradualmente ao longo da seção do elemento, o que acontece de maneira mais rápida no aço, tendo a temperatura uniformizada nas pequenas seções das barras das armaduras.

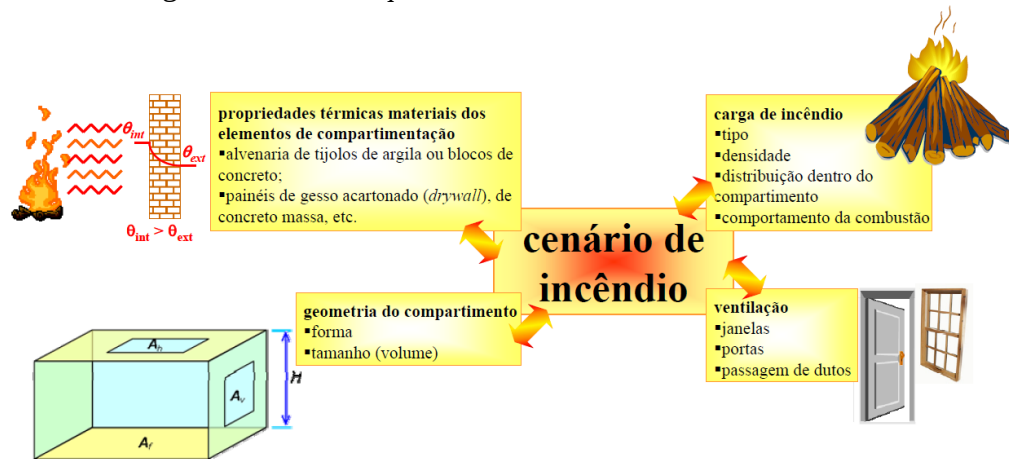
O aumento de temperatura dos elementos estruturais provoca alterações em suas características, sendo reversíveis ou não, que dependerão da intensidade dessa elevação como a perda de resistência, bem como a redução de seu módulo de elasticidade, possibilitando o surgimento de tensões internas adicionais devido às restrições usualmente existentes nas estruturas (SOUSA; SILVA, 2015).

2.3.1 Incêndio Real

De acordo com Seito *et al.* (2008), os incêndios sempre diferem uns dos outros uma vez que possuem diversos fatores que influenciam no seu início e desenvolvimento, entre estes pode-se citar a forma geométrica e dimensões do local, quantidade de material combustível, aberturas de ventilação e entre ambientes para a propagação do incêndio, medidas de prevenção e proteção contra incêndio existentes e instaladas, condições climáticas etc. (Figura 5). As propriedades térmicas do material que compõe os compartimentos da edificação também

são preponderantes, influenciando na severidade do sinistro, uma vez que os elementos de compartimentação são responsáveis por confinar o incêndio no local de origem.

Figura 5 – Fatores que influenciam no cenário do incêndio.



Fonte: Costa (2008).

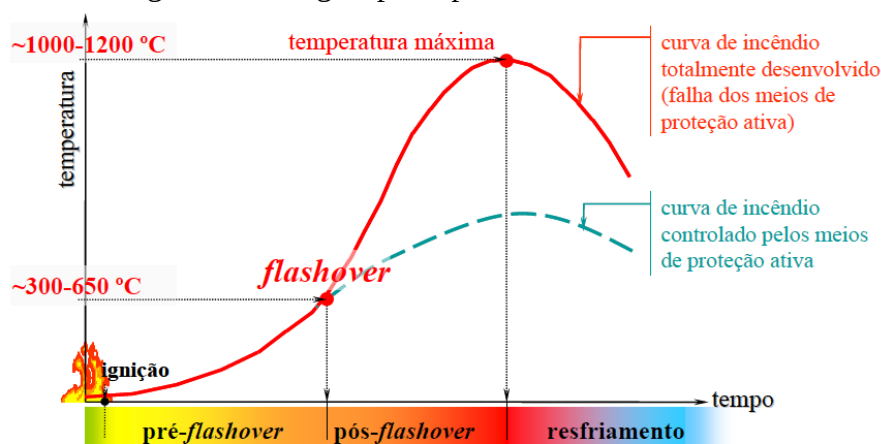
Devido à variação das características dos incêndios impossibilitando a semelhança entre eles e gerando a dificuldade de se encontrar uma única representação gráfica para todos, as curvas-padrão e as de incêndio paramétrico são utilizadas no dimensionamento e análise comportamental das estruturas com função de facilitar esses procedimentos, apesar de não possuírem elevada precisão na representação do incêndio real. Este é representado pela curva a qual expressa a variação da temperatura dos gases quentes do compartimento em função do tempo do sinistro, que, assim como o incêndio, sofre variações que dependem de aspectos já citados (TAVARES; NOGUEIRA, 2016).

A curva do incêndio real é caracterizada pela presença de dois estágios: o de aumento de temperatura dos gases no compartimento e o de resfriamento, representados por dois ramos (Figura 6), um ascendente e outro descendente, respectivamente. O ramo inicial é marcado pela ignição ou momento de aquecimento no início da inflamação. Sua evolução acontece na fase *pré-flashover*, onde ocorre o aumento gradativo da temperatura, o incêndio ainda encontra-se localizado e não fornece risco à estrutura, até a ocorrência do *flashover*. Os meios de proteção ativa (quando bem dimensionados e instalados) são bem efetivos no combate do incêndio ainda localizado, pois tem função de detectar rapidamente o mesmo, além de alertar os usuários da edificação para desocupação e ações de combate seguras (SOUSA; SILVA, 2015).

O *flashover* é considerado o instante (período muito curto) em que as chamas tomam todo o compartimento, dificultando a possibilidade do incêndio ser contido através dos meios

ativos de proteção, sendo, então, também chamado de instante de inflamação generalizada. Após este momento, a temperatura tende a elevar-se rapidamente até atingir a temperatura máxima do incêndio, denominada de fase *pós-flashover*, em virtude da combustão de todo o material combustível, sendo necessária a atuação efetiva dos meios de proteção passiva para garantirem o confinamento das chamas e evitarem o colapso da estrutura (em função da perda de resistência dos elementos estruturais a elevadas temperaturas), permitindo, como consequência, as ações de resgate e combate ao incêndio (SOUSA; SILVA, 2015).

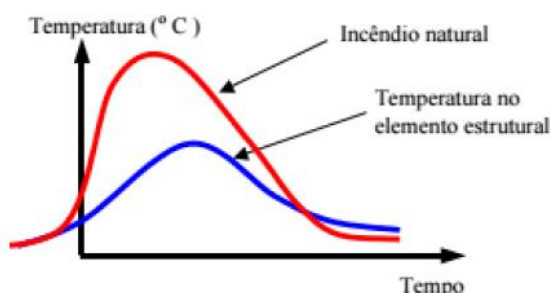
Figura 6 – Estágios principais de um incêndio real.



Fonte: Costa (2008).

De acordo com Costa (2008), a fase de resfriamento inicia-se, em caso de incêndio não controlado, quando todo o material combustível presente no compartimento é consumido, apresentando o decaimento gradativo da temperatura dos gases no ambiente. Os elementos estruturais, por sua vez, apresentam continuidade no aumento de sua temperatura por alguns minutos durante esta mesma fase devido à inércia termal de seus materiais aquecidos que liberam calor por um determinado tempo, apresentando, então, pequeno “atraso” no início do resfriamento dos mesmos (Figura 7).

Figura 7 – Comportamento da temperatura do elemento estrutural em um incêndio real.



Fonte: Costa (2008).

A importância dos meios de proteção ativa no combate do incêndio quando ainda localizado, fase de *pré flashover*, é evidente quando se observa a curva de incêndio real (Figura 7). Se estes meios atuarem efetivamente, o incêndio pode ser controlado e anulado de maneira que a estrutura não sofra danos que justifiquem a necessidade de verificação da sua segurança. Equipamentos e sistemas que necessitam ser acionados, de maneira manual ou automaticamente, para que seu funcionamento em situação de incêndio ocorra como, extintores, hidrantes, sprinklers, iluminação de emergência, detectores e alarmes automáticos de incêndio etc., são exemplos de meios de proteção ativa (COSTA, 2008).

Para Oliveira (2013), a proteção passiva, por sua vez, quando os meios ativos de proteção não funcionam ou não existem, assegura as ações de resgate e combate ao incêndio, sendo necessário, então, aspectos como confinamento das chamas, rotas de fuga e resistência estrutural serem considerados em projeto. Estes meios são incorporados à edificação no momento de sua construção e não requerem de nenhum acionamento para que funcionem. Dentre estes pode-se citar o adequado dimensionamento dos elementos estruturais quando sujeitos a situação de incêndio, acabamentos e revestimentos adequados para resistir ao fogo, separação entre edificações, saídas de emergência etc.

Devido os incêndios dependerem das características do local e de seus materiais combustíveis, as curvas reais de incêndio que os equivalem também dependem, fazendo com que as normas técnicas permitam o emprego de uma outra curva de aquecimento definida como modelo de incêndio-padrão (SOUSA; SILVA, 2015).

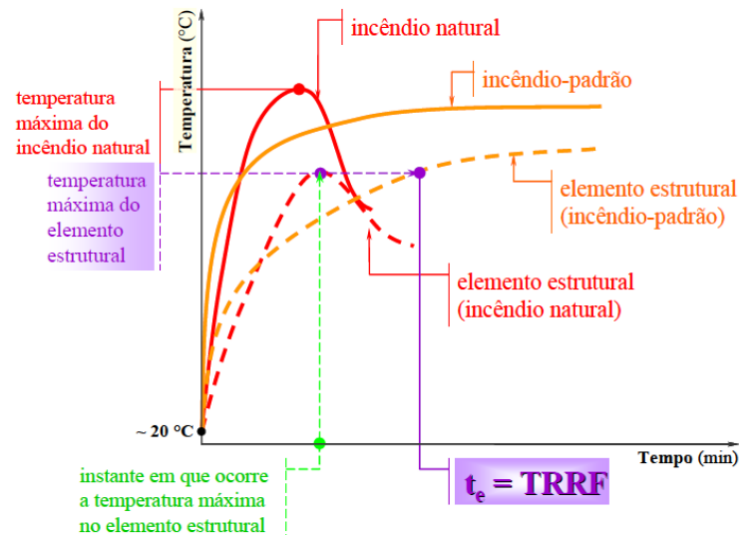
2.3.2 Incêndio Padrão

Tendo em vista a variação das características dos incêndios entre si, inúmeros estudos consideraram uma série de variáveis e, como consequência, as chamadas curvas-padrão foram elaboradas no sentido de padronizar o incêndio, apesar de ainda não conseguirem representá-lo fielmente em situações reais. Estas são representadas por equações simples ou tabelas, cujas aplicações são dadas diretamente e de forma generalizada a qualquer compartimento, independentemente das condições e características do incêndio (COSTA, 2008).

Na maioria dos países as curvas-padrão são as curvas de tempo-temperatura utilizadas nos testes de resistência ao fogo que avaliam o desempenho contra incêndio de elementos estruturais e de edifícios. Estas apresentam apenas o ramo ascendente (Figura 8) o qual representa a evolução convencional do fogo em um compartimento a partir do *flashover*, desta maneira não se necessita de características como carga do incêndio ou do ambiente para relacio-

nar a temperatura dos gases com tempo. No caso da temperatura dos elementos estruturais em incêndios padrões, esta acompanha a mesma maneira da curva de temperatura dos gases (TAVARES; NOGUEIRA, 2016).

Figura 8 – Curva real de incêndio e curva de incêndio-padrão.



Fonte: Costa (2008).

Segundo Costa (2008), existem curvas que são internacionalmente aceitas e utilizadas para estabelecer a resistência de elementos construtivos, bem como de materiais de proteção térmica utilizados na construção civil, e que também servem de base para a elaboração de curvas similares em outros países. Dentre estas, pode-se citar a curva-padrão para incêndio de materiais celulósicos (*standard curve*), de hidrocarbonetos (também conhecida como curva “H”, *hydrocarbon curve*) e a curva de incêndio externo (*external fire curve*).

De acordo com as normas ABNT NBR 14432 (2001a) e a ABNT NBR 5628 (2001b), estas baseiam-se na utilização da curva de incêndio padrão expressa pela Equação (1) para avaliar a temperatura dos gases durante incêndio, em casos que a carga de incêndio, em potencial calorífico, é equivalente à madeira.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

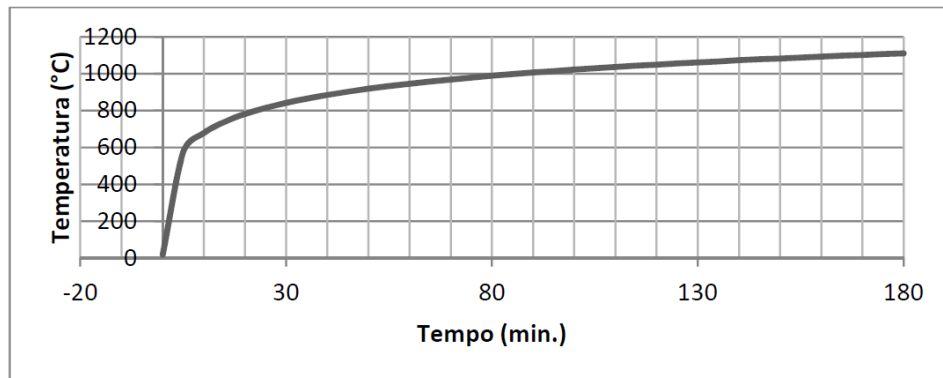
Onde:

- θ_g equivale à temperatura dos gases no instante t (°C);
- θ_0 refere-se à temperatura do ambiente no início do aquecimento (°C), geralmente adotado 20°C;

- t é o tempo (minutos).

A partir da Equação (1), pode-se obter a curva padrão temperatura-tempo para incêndio de materiais celulósicos (Figura 9):

Figura 9 - Curva padrão temperatura- tempo para incêndio de materiais celulósicos.



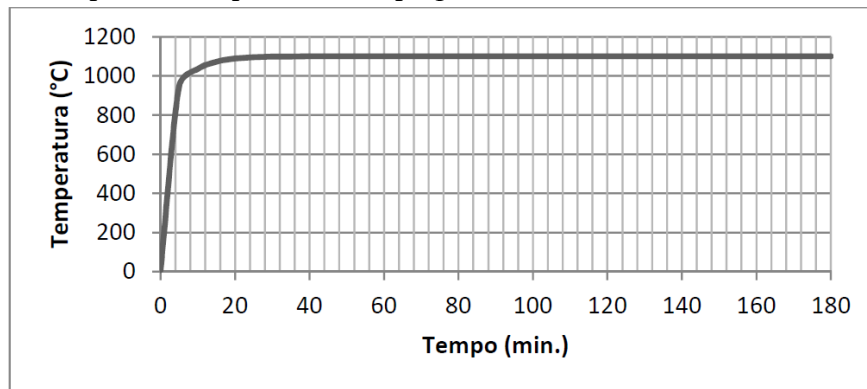
Fonte: Sousa e Silva (2015).

As normas brasileiras anteriormente citadas, assim como o Eurocode 1: *Actions on structures – Parte 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire* (2002), recomendam o uso da curva-padrão da ISO 834:1975 - *Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction* (Equação 1, Figura 9), fornecida pela *International Organization for Standardization*, para determinar a resistência ao fogo de elementos construtivos. Baseado nesta mesma curva-padrão, a ABNT NBR 15200:2012 dispõe os métodos prescritivos de dimensionamento de estruturas (COSTA, 2008).

Quando em situações de incêndio que apresentam como materiais combustíveis os de origem de derivados de petróleo, devido seu maior potencial calorífico, as normas ABNT NBR 14432 (2001a) e a ABNT NBR 5628 (2001b) recomendam a utilização da Equação (2), fornecida primeiramente pelo Eurocode 1, para obtenção da respectiva curva padrão temperatura-tempo para incêndio com material a base de hidrocarbonetos (Figura 10).

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,33e^{-0,17t} - 0,68e^{-2,5t}) + 20 \quad (2)$$

Figura 10 - Curva padrão temperatura-tempo para incêndio de hidrocarbonetos (Curva “H”).



Fonte: Sousa e Silva (2015).

Diferente das demais curvas-padrão, a curva “H” se aproxima muito da representação de incêndios de materiais derivados do petróleo passíveis de ser a causa de “pequenos” incêndios. No caso dos de maiores dimensões, curvas têm sido elaboradas para situações mais específicas como para incêndios deste mesmo material combustível dentro de espaços confinados (COSTA, 2008).

No caso das curvas de incêndio externo (*external fire curve*), estas consideram algumas hipóteses no cenário do incêndio, como a carga de incêndio equivalente à de materiais celulósicos e a temperatura no exterior, de onde a estrutura localiza-se, ser inferior àquela no interior do compartimento. Sua respectiva Equação (3), fornecida pelo Eurocode 1, é utilizada para projeto de segurança contra incêndio de elementos externos ao compartimento de ocorrência do sinistro, que ainda assim estejam sujeitos ao ataque das chamas, como aqueles situados nas fachadas dos edifícios: marquises, paredes, parapeitos (EN 1991-1-2:2002).

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (3)$$

De acordo com Costa (2008), ao tratar-se de elementos estruturais que possuem a dupla função de compartimentar e manter a estabilidade estrutural (como marquises e paredes estruturais), estes devem atender às exigências das normas ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 15200:2012, admitindo a mais rigorosa entre ambas as funções.

2.3.3 Curvas naturais

Curvas naturais, também conhecidas como modelos de incêndio natural, são curvas de incêndio mais condizentes com a realidade dos sinistros em edificações, por levarem em con-

sideração uma gama maior de fatores que caracterizam o cenário de um incêndio específico em um compartimento. Estas são utilizadas tanto em situações mais simplificadas, como mais avançadas de incêndio (COSTA, 2008).

2.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O concreto é constituído por agregados, cimento e água. Em seu estado endurecido apresenta a característica de resistência a esforços de compressão. Uma vez que este tem barras de aço imersas, conhece-se como concreto armado, agora capaz de absorver esforços de tração. As armaduras, por sua vez, possuem nervuras responsáveis pela melhor aderência entre os materiais, possibilitando e assegurando que estes trabalhem solidariamente, como um material homogêneo, quando solicitados à temperatura ambiente. Uma vez que o concreto armado é submetido a temperaturas superiores a 100 °C, este passa a perder sua característica de homogeneidade devido às transformações físicas, química e mineralógicas que ocorrem com seus componentes (COSTA, 2008).

Para analisar as estruturas submetidas às variações de temperatura, principalmente quando esta atinge níveis elevados, é necessário ter conhecimento das propriedades térmicas dos materiais que as compõem, estando em questão, principalmente, a massa específica, condutividade térmica, calor específico e expansão térmica. Das propriedades mecânicas também necessárias na análise estrutural têm-se as resistências à tração e à compressão, as relações tensão-deformação e o módulo de elasticidade (TAVARES; NOGUEIRA, 2016).

Segundo Costa (2008), de maneira geral, os modelos matemáticos que representam a variação destas propriedades térmicas e mecânicas dos materiais em função da elevada temperatura são definidos por curvas médias baseadas nos resultados de ensaios, experiências ou até por modelagens numéricas.

2.4.1 Propriedades Térmicas

2.4.1.1 Concreto Endurecido

2.4.1.1.1 Massa Específica

Com a temperatura variando dentro do intervalo de $20\text{ °C} \leq \theta \leq 150\text{ °C}$, a massa específica do concreto endurecido dependerá da massa específica de seus agregados e do teor de

umidade livre. Quando sujeita a temperaturas elevadas, esta sofre uma rápida redução devido à perda de umidade e por estar diretamente relacionada com a expansão térmica do material, o qual tem seu volume ampliado (COSTA, 2008).

Como a ABNT NBR 15200 (2012) toma como referência a norma europeia Eurocode 2 (EN 1992-1-2: 2004), ambas recomendam a utilização da Equação (4) para o cálculo da massa específica dos concretos de densidade normal de agregados silicosos ou calcáreos em função da temperatura, para o intervalo de $20\text{ °C} \leq \theta \leq 1200\text{ °C}$.

$$\begin{aligned}\rho_{c,\theta} &= \rho_c, & \text{se } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 115\text{ °C} \\ \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[1 - 0,02 \cdot \left(\frac{\theta - 115}{85}\right)\right], & \text{se } 115\text{ °C} \leq \theta \leq 200\text{ °C} \\ \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[0,98 - 0,03 \cdot \left(\frac{\theta - 200}{200}\right)\right], & \text{se } 200\text{ °C} \leq \theta \leq 400\text{ °C} \\ \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[0,95 - 0,07 \cdot \left(\frac{\theta - 400}{800}\right)\right], & \text{se } 400\text{ °C} \leq \theta \leq 1200\text{ °C}\end{aligned}\tag{4}$$

Onde:

- ρ_c é a massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente [kg/m³];
- $\rho_{c,\theta}$ é a massa específica do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [kg/m³].

Na prática, a variação da massa específica do concreto não apresenta significativa interferência nas propriedades térmicas deste material, dessa forma, pode-se considerar a massa específica constante e de valor semelhante ao da temperatura ambiente, independentemente da variação desta (SCHLEICH, 2005 apud COSTA, 2008).

Para projetos de estruturas de concreto em temperatura ambiente, a ABNT NBR 6118 (2014) recomenda a utilização dos valores $\rho_c = 2400\text{ kg/m}^3$ e $\rho_c = 2500\text{ kg/m}^3$ para a massa específica do concreto e do concreto armado, respectivamente. Com a finalidade de análise térmica das seções de concreto armado, opta-se pelo primeiro valor. Já no cálculo do peso-próprio da estrutura, considera-se a massa específica $\rho_c = 2500\text{ kg/m}^3$, cuja ação gravitacional incidente nos elementos é expressiva (COSTA, 2008).

2.4.1.1.2 Calor específico

Segundo Costa (2008), o calor específico é considerado a propriedade termodinâmica mais importante do material em questão, uma vez que mede a variação térmica do mesmo ao receber calor, isto é, a quantidade de calor necessário para aumentar em 1 °C, 1 g do requerido material.

Quando não se dispõe de dados experimentais, é recomendável que se utilize da Equação (5) fornecida pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-2: 2004) e pela ABNT NBR 15200 (2012) para a obtenção do calor específico em função da temperatura, onde no intervalo de $100\text{ °C} \leq \theta \leq 115\text{ °C}$ este é considerado o valor de pico constante. Um “salto” no valor do calor específico quando próximo aos 100°C acontece devido à evaporação da água livre presente na microestrutura do concreto, tendo a não elevação da temperatura enquanto a água não evaporar em sua totalidade.

$$\begin{aligned} c_{p,\theta} &= 900, & \text{para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C} \\ c_{p,\theta} &= 900 + (\theta - 100), & \text{para } 100\text{ °C} \leq \theta \leq 200\text{ °C} \\ c_{p,\theta} &= 1000 + \left(\frac{\theta - 200}{2}\right), & \text{para } 200\text{ °C} \leq \theta \leq 400\text{ °C} \\ c_{p,\theta} &= 1100, & \text{para } 400\text{ °C} \leq \theta \leq 1200\text{ °C} \end{aligned} \quad (5)$$

Onde:

- $c_{p,\theta}$ é o calor específico por unidade de massa do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [J/kg/°C];
- $c_{p,pico}$ é o valor de pico do calor específico por unidade de massa do concreto em função da umidade de equilíbrio do concreto e da temperatura θ [J/kg/°C].

A maneira citada anteriormente para determinar o calor específico do concreto, equivale ao material seco ($u = 0\%$ em peso) silicioso ou calcário. Quando o teor de umidade não é explicitado no método do cálculo, a função equivalente pode ser modelada pelo valor de pico constante ($c_{p,pico}$), o qual apresenta um decréscimo linear ao entrar no intervalo de $115\text{ °C} \leq \theta \leq 200\text{ °C}$ (ABNT, 2012). O $c_{p,pico}$ admite os seguintes valores nas referidas situações:

$$c_{p,\theta} = 900 \text{ J/kg °C} \quad \text{para } U = 0\% \text{ (em peso)}$$

$$c_{p,\theta} = 1470 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para } U = 1,5\% \text{ (em peso)}$$

$$c_{p,\theta} = 2020 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para } U = 3\% \text{ (em peso)}$$

Para simplificação, pode-se considerar constante a relação entre o calor específico do concreto e a temperatura, admitindo-se igual a $1000 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$ (ABNT, 2012).

.x

2.4.1.1.3 Condutividade térmica

Trata-se da propriedade física que quantifica a capacidade do material em conduzir calor, molécula a molécula. Em situações que os materiais, como o próprio concreto, apresentam microestrutura porosa e sem forma, tem-se uma baixa condutividade térmica devido a elevada presença de vazios, sejam esses preenchidos por ar ou água, retardando a absorção de calor (CALLISTER, 2002 apud COSTA, 2008).

Sabe-se que devido à variabilidade das combinações de dosagens, como da natureza dos agregados e outros diversos fatores, não se consegue chegar a resultados idênticos na medição da condutividade. O que se conhece e é unânime nos resultados experimentais é que quando aquecido, o concreto endurecido apresenta a redução de sua condutividade térmica, influenciada pela porosidade de sua pasta de cimento como do tipo de agregado que a constitui (COSTA, 2008).

No Brasil, a ABNT NBR 15200 (2012), baseada no Eurocode 2 (EN 1992-1-2: 2004), recomenda a determinação da condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso, com temperatura variando entre $20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C}$, pela Equação (6).

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (6)$$

Onde:

- λ é a condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso $[\text{W/m } ^\circ\text{C}]$;
- θ_c representa a temperatura do concreto $[^\circ\text{C}]$.

Tende-se a simplificar a relação entre a condutividade térmica do concreto e a temperatura considerando-a como constante, admitindo o valor igual a $1,3 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ (ABNT, 2012).

2.4.1.1.4 Alongamento térmico

De acordo com o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) e, conseqüentemente, com ABNT NBR 15200 (2012), o alongamento térmico específico do concreto de densidade normal com agregado silicoso é dado através da Equação (7).

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l} &= -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,30 \times 10^{-11} \theta_c^3 && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta l}{l} &= -14 \times 10^{-3} && \text{para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (7)$$

Onde:

- l é o comprimento do elemento de concreto a 20°C ;
- Δl é o alongamento do referido elemento causado pela variação de temperatura;
- θ_c , a temperatura do elemento [$^\circ\text{C}$];
- $\frac{\Delta l}{l}$, alongamento térmico do concreto em função da temperatura θ_c [m/m].

Quando trata-se do alongamento específico do concreto de densidade normal com o calcário como agregado, a norma brasileira ABNT NBR 15200:2012 não especifica a forma de obtenção do mesmo, diferentemente do Eurocode 2, que recomenda a aplicação de uma outra equação (TAVARES; NOGUEIRA, 2016).

De modo a simplificar, a relação entre o alongamento específico do concreto de densidade normal (de agregados silicosos) e a temperatura (esta no intervalo de $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$) pode ser admitida constante como na Equação (8) (ABNT, 2012).

$$\frac{\Delta l}{l} = -18 \times 10^{-3} (\theta_c - 20) \quad (8)$$

Em elevadas temperaturas, pode acontecer de o concreto conseguir dilatar-se mais que o próprio aço. Tal fato dependerá da natureza dos agregados constituintes do concreto, como do tipo de aço e sua fabricação, e do nível de temperatura alcançado (COSTA, 2008).

2.4.1.2 Aço

Geralmente, as propriedades térmicas do aço, tanto para o concreto armado quanto para o protendido, são irrelevantes (por isso ignoradas), em virtude da área das barras da armadura ser muito pequena, incapaz de desenvolver gradientes significativos na seção das mesmas, e da rápida uniformização da temperatura nas seções das barras de aço, admitindo, rapidamente, a temperatura das vizinhanças, isto é, a do concreto. Desta maneira, para a realização de análises termestruturais, a condutividade térmica do aço não apresenta relevância (COSTA, 2008).

2.4.1.2.1 Massa Específica

De acordo com Costa (2008), a massa específica do aço independe da temperatura por apresentar estrutura microcristalina bem definida e estável à elevadas temperaturas, desta maneira, é considerada constante e igual a $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$.

2.4.1.2.2 Calor específico

De acordo com o Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design* (2005), pode-se obter o calor específico do aço através da Equação (9), sendo esta válida para qualquer tipo de aço, seja ele estrutural ou armaduras para concreto.

$$c_{a,\theta} = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta - 1,69 \times 10^{-3} \theta^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta^3 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} \quad (9)$$

$$c_{a,\theta} = 666 - \left(\frac{13002}{\theta - 738} \right) \quad \text{para } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 545 - \left(\frac{17820}{\theta - 731} \right) \quad \text{para } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 650$$

Onde:

- θ é a temperatura do aço [$^\circ\text{C}$];

- $c_{a,\theta}$ refere-se ao calor específico por unidade de massa do aço em função da temperatura θ $\left[J/kg^{\circ}C \right]$.

Segundo o Eurocode 4 (EN 1994-1-2: 2005), em modelos de cálculos simplificados, o calor específico do aço pode se comportar de maneira independente à temperatura, admitindo um valor constante igual $600 J/kg^{\circ}C$.

2.4.1.2.3 Condutividade térmica

O cálculo da condutividade térmica do aço é fornecido pelo Eurocode 4 (EN 1994-1-2: 2005) através da utilização da Equação (10). Assim como o calor específico, esta norma considera a possibilidade da condutividade térmica ser independente da temperatura, podendo adotar o valor constante de $\lambda_{a,\theta} = 45 W/m^{\circ}C$.

$$\begin{aligned} \lambda_{a,\theta} &= 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta & \text{para } 20^{\circ}C \leq \theta \leq 800^{\circ}C \\ \lambda_{a,\theta} &= 27,3 & \text{para } 800^{\circ}C \leq \theta \leq 1200^{\circ}C \end{aligned} \quad (10)$$

Onde:

- $\lambda_{a,\theta}$ é a condutividade térmica do aço em função da temperatura θ $[W/m^{\circ}C]$.

2.4.1.2.4 Alongamento térmico

O alongamento específico do aço, calculado pela Equação (11) fornecida pelo Eurocode 2 também é válido para aços que atuam como estrutura e como armadura de elementos de concreto (EN 1992-1-2: 2004).

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l_c} &= -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 & \text{para } 20^{\circ}C \leq \theta \leq 750^{\circ}C \\ \frac{\Delta l}{l_c} &= 11 \times 10^{-3} & \text{para } 750^{\circ}C \leq \theta \leq 860^{\circ}C \\ \frac{\Delta l}{l_c} &= -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta & \text{para } 860^{\circ}C \leq \theta \leq 1200^{\circ}C \end{aligned} \quad (11)$$

Onde:

- $\frac{\Delta l}{l_c}$ é o alongamento térmico do aço em função da temperatura θ [m/m];
- l_c é o comprimento do elemento de aço a 20 °C;
- Δl é o alongamento do referido elemento causado pela variação de temperatura;
- θ , a temperatura do elemento [°C];

Em situações de armadura ativa, o Eurocode 2 também fornece o equacionamento para a determinação do alongamento específico do aço, o qual não será tratado neste trabalho.

De modo a simplificar as análises, o alongamento térmico do aço pode ser representado por uma única função linear (Equação 12) cujo intervalo de temperatura encontra-se entre 20 °C $\leq \theta \leq$ 1200 °C (EN 1994-1-2:2005).

$$\frac{\Delta l}{l_c} = 14 \times 10^{-6} (\theta - 20) \quad (12)$$

2.4.2 Propriedades Mecânicas

Segundo Costa (2008), para a realização de análises estruturais, conhecer as propriedades mecânicas dos materiais é de fundamental importância. Destas, as principais são as resistências à tração e à compressão, módulo de elasticidade e as relações tensão-deformação dos materiais. À temperaturas elevadas, estas são determinadas a partir de duas formas de ensaios: de regime de aquecimento constante (*Steady State Tests*) ou transiente (*Non-Steady Tests*).

Dos ensaios, o que mais fornece resultado das propriedades dos materiais tem uma maior representatividade do cenário do incêndio. O sinistro ocorre em regime transiente de aquecimento, sendo, então, os *Non-Steady Tests* mais realistas, fornecendo resultados como a temperatura do colapso, deformações totais, tensões totais e adicionais (sendo estas últimas provenientes das restrições da estrutura às deformações térmicas) (COSTA, 2008).

Apesar de serem mais realistas, os ensaios de regime de aquecimento transiente não fornecem todas as informações necessárias do material quando sujeito ao aquecimento. As relações de tensão-deformação obtidas por estes não englobam qualquer situação de tensões, sendo necessária a também realização de *Steady State Tests* (COSTA, 2008).

2.4.2.1 Concreto Endurecido

2.4.2.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto decai quando o mesmo é aquecido. A maneira de se estimar o valor da mesma nessas situações é através da utilização de um coeficiente minorador, o $k_{c,\theta}$ (disposto em Tabela 1 pelo Eurocode 2 e pela NBR 15200:2012), que varia conforme a temperatura e o tipo de agregado utilizado na composição do concreto (sendo este último sugerido apenas pela Eurocode 4) (COSTA, 2008). Desta maneira, a resistência característica do concreto em função de altas temperaturas resume-se a Equação (13).

$$f_{ck,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (13)$$

Onde:

- f_{ck} trata-se da resistência característica do concreto à compressão em temperatura ambiente [MPa];
- $f_{ck,\theta}$ é a resistência característica do concreto à compressão em função da alta temperatura θ [MPa];
- $k_{c,\theta}$ é o coeficiente de redução da resistência do concreto à compressão em função da temperatura θ [adimensional];

Tabela 1 – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto, em função da temperatura.

θ (°C)	$k_{c,\theta}$		
	agregados silicosos	agregados calcáreos	agregados leves
20	1	1	1
100	1	1	1
200	0,95	0,97	1
300	0,85	0,91	1
400	0,75	0,85	0,88
500	0,6	0,74	0,76
600	0,45	0,6	0,64
700	0,3	0,43	0,52
800	0,15	0,27	0,40
900	0,08	0,15	0,28
1000	0,04	0,06	0,16
1100	0,01	0,02	0,04
1200	0	0	0

Fonte: Costa (2008).

O cálculo (Equação 14) da resistência de cálculo do concreto à compressão submetido a elevadas temperaturas leva em consideração, além do coeficiente $k_{c,\theta}$ mencionado, o coefi-

ciente de minoração da resistência característica do concreto à compressão em situação excepcional, γ_c [adimensional] (SOUSA; SILVA, 2015).

$$f_{cd,\theta} = k_{c,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (14)$$

Onde:

- $f_{cd,\theta}$ é resistência de cálculo do concreto à compressão à alta temperatura θ [MPa].

2.4.2.1.2 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto em temperatura ambiente, normalmente, já é desprezada. Quando o concreto é submetido a altas temperaturas, a desconsideração de sua resistência à tração também ocorre. Uma vez que necessite ser levada em consideração, até a temperatura de 100°C, esta pode adotar o mesmo valor de quando em temperatura ambiente. Em situações que ultrapassem a temperatura de 100°C, a resistência à tração do concreto pode seguir a recomendação de cálculo (Equação 15) fornecida pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

$$\begin{aligned} f_{ct,\theta} &= f_{ct} && \text{para } \theta \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \\ f_{ct,\theta} &= \left[1 - \left(\frac{\theta - 100}{500} \right) \right] \cdot f_{ct} && \text{para } 100 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (15)$$

Onde:

- f_{ct} é a resistência à tração do concreto em temperatura ambiente [MPa];
- $f_{ct,\theta}$ trata-se da resistência à tração do concreto à alta temperatura θ [MPa].

2.4.2.1.2 Módulo de elasticidade

Assim como a resistência à compressão do concreto sujeito a elevadas temperaturas, o módulo de elasticidade do mesmo também reduz à medida que a temperatura se eleva, além de, também, ser obtido através da consideração de um coeficiente redutor, o $k_{cE,\theta}$. O equacionamento (16) para a obtenção do valor desta resistência também é fornecido pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

$$E_{c,\theta} = k_{cE,\theta} \cdot E_c \quad (16)$$

Onde:

- E_c é o módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente [MPa];
- $E_{c,\theta}$ é o módulo de elasticidade do concreto à alta temperatura θ [MPa];
- $k_{cE,\theta}$ é o coeficiente redutor do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura θ [adimensional], onde $k_{cE,\theta} = k_{c,\theta}^2$

2.4.2.1.3 Relação tensão-deformação

A representação do diagrama tensão-deformação do concreto a altas temperaturas em seu ramo ascendente, feita pela ABNT NBR 15200 (2012) e o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), é dada pela Equação (17).

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (17)$$

Onde:

- $\sigma_{c,\theta}$ equivale a tensão à compressão do concreto à alta temperatura θ [MPa];
- $f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão do concreto à alta temperatura θ [MPa], podendo ser adotado também o valor característico ($f_{ck,\theta}$) ou valor de cálculo ($f_{cd,\theta}$);
- $\varepsilon_{c,\theta}$ representa a deformação linear específica do concreto à alta temperatura θ [adm];
- $\varepsilon_{c1,\theta}$ corresponde à deformação linear específica devido a tensão de resistência máxima do concreto à alta temperatura θ [adm], fornecido pela tabela (x).

Em seu ramo descendente, os diagramas de tensão-deformação do concreto a alta temperatura podem ser representados, também, pela Equação (17) anterior, como há a possibilidade de se delimitar uma reta entre as deformações lineares de tensão de pico ($\varepsilon_{c1,\theta}$) e de tensão última do concreto ($\varepsilon_{cu,\theta}$), cujos valores são sugeridos pela ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2, diferindo apenas nos das deformações equivalente às tensões de pico ($\varepsilon_{c1,\theta}$). Os valores de $\varepsilon_{c1,\theta}$ fornecidos pela ABNT NBR 15200:2012 englobam apenas os concretos constituídos por agregados silicosos (Tabela 2), enquanto os do Eurocode 2 admitem tanto o concreto com agregados silicosos, como com agregados calcários (Tabela 3) (SOUSA; SILVA, 2015).

Tabela 2 – Deformação específica do concreto em função da alta temperatura segundo a NBR 15200.

Temperatura do Concreto (°C)	$\varepsilon_{cl,\theta}$ (%)	$\varepsilon_{cu,\theta}$ (%)
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	-

Fonte: ABNT (2012).

Tabela 3 – Deformação específica do concreto em função da alta temperatura segundo o Eurocode 2.

Temperatura do Concreto (°C)	Agregados silicosos		Agregados calcários	
	$\varepsilon_{cl,\theta}$ (%)	$\varepsilon_{c,\theta}$ (%)	$\varepsilon_{cl,\theta}$ (%)	$\varepsilon_{c,\theta}$ (%)
20	0,25	2,00	0,25	2,00
100	0,40	2,25	0,40	2,25
200	0,55	2,50	0,55	2,50
300	0,70	2,75	0,70	2,75
400	1,00	3,00	1,00	3,00
500	1,50	3,25	1,50	3,25
600	2,50	3,50	2,50	3,50
700	2,50	3,75	2,50	3,75
800	2,50	4,00	2,50	4,00
900	2,50	4,25	2,50	4,25
1000	2,50	4,50	2,50	4,50
1100	2,50	4,75	2,50	4,75
1200	-	-	-	-

Fonte: TAVAREZ; NOGUEIRA (2016), adaptado do EN 1992-1-2:2004.

As deformações levadas em consideração no diagrama tensão-deformação da Equação (17) tratam-se das deformações instantâneas relacionadas às tensões que o concreto sofre, sendo, desta forma, uma parcela da deformação total a qual o concreto está submetido. Destas, a que se apresenta mais importante na prática por ser tomada como base no cálculo da resistência do concreto é a deformação equivalente à tensão de pico ($\varepsilon_{c1,\theta}$). A deformação última ($\varepsilon_{cu,\theta}$), por sua vez, é utilizada nas modelagens numéricas não-lineares, não havendo necessidade do ramo descendente da relação tensão-deformação apresentar elevada precisão nas informações que fornece (RIVA, 2006 apud COSTA, 2008).

2.4.2.2 Aço

2.4.2.2.1 Resistência à tração

Semelhante à resistência à compressão do concreto, a resistência à tração do aço também decai quando submetido a altas temperaturas e é obtida através da consideração de um coeficiente minorador da mesma, o $k_{s,\theta}$, cujos valores são fornecidos pela ABNT NBR 15200:2012 (Tabela 4). O valor característico da resistência do aço em função da temperatura θ é calculado através da Equação (18) e o de cálculo pela Equação (19) (ABNT, 2012).

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (18)$$

$$f_{yd,\theta} = k_{s,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (19)$$

Onde:

- $f_{yk,\theta}$ é a resistência característica do aço à tração a alta temperatura θ [MPa];
- $k_{s,\theta}$ trata-se do coeficiente redutor da resistência à tração do aço em função da temperatura θ [adimensional];
- f_{yk} valor da resistência característica do aço à tração em temperatura ambiente [MPa];
- $f_{yd,\theta}$ é a resistência de cálculo do aço à tração em temperatura elevada θ [MPa];
- γ_s refere-se ao coeficiente redutor da resistência característica do aço em situação excepcional [adimensional].

Tabela 4 – Valores dos coeficientes redutores $k_{s,\theta}$, $k_{E,\theta}$ e $k_{p,\theta}$ para aços utilizados como armadura passiva em função da temperatura.

Temperatura do Aço (°C)	$k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$		$k_{p,\theta} = f_{pk,\theta}/f_{yk}$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60	CA-50 ou CA-60				
1	2	3	4	5	6	-	-
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,96
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87	0,81	0,92
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72	0,61	0,81
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56	0,42	0,63
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40	0,36	0,44
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24	0,18	0,26
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08	0,07	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06	0,05	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05	0,04	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03	0,02	0,04
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: SILVA (2012), adaptado da ABNT (2012).

O Eurocode 2, para situações de tração do concreto, fornece os mesmos valores sugeridos pela ABNT NBR 15200:2012 (Tabela 4). Entretanto, quando o aço é submetido à compressão, esta mesma norma sugere que o coeficiente redutor da resistência do aço seja obtido através da Equação (20) (EN 1992-1-2:2004).

$$\begin{aligned}
 k_{s,\theta} &= 1 && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\
 k_{s,\theta} &= 0,7 - \frac{0,3(\theta-400)}{300} && \text{para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \\
 k_{s,\theta} &= 0,57 - \frac{0,13(\theta-500)}{100} && \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 500^\circ\text{C} \\
 k_{s,\theta} &= 0,1 - \frac{0,47(\theta-700)}{200} && \text{para } 500^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \\
 k_{s,\theta} &= \frac{0,1(1200-\theta)}{500} && \text{para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{20}$$

Uma vez que o aço tracionado é exposto a uma situação de incêndio, é considerado que seu patamar de escoamento seja atingido quando sua deformação atinge o valor de 2%. No caso de armaduras comprimidas, a deformação do aço é compatibilizada com a do concreto, desta forma, os 2% de deformação serão dificilmente atingidos (SILVA, 2012 apud SOUSA; SILVA, 2015).

É válido lembrar que as características mecânicas do aço quando comprimido foram obtidas através de ensaios de tração dos mesmos. Em virtude disto, o coeficiente redutor de sua resistência à tração pode ser utilizado para o aço comprimido em análises simplificadas, sem que haja prejuízo à segurança da estrutura (SCHLEICH, 2005 apud COSTA, 2008).

2.4.2.2.2 Módulo de Elasticidade

De acordo com a ABNT NBR 15200 (2012), da mesma maneira como as outras propriedades tem se comportado, o módulo de elasticidade do aço também diminui quando há o aumento da temperatura. Seu valor é obtido ao considerar o coeficiente redutor $k_{sE,\theta}$ em seu cálculo através da Equação (21).

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \cdot E_s \quad (21)$$

Onde:

- E_s é o módulo de elasticidade do aço em situação normal [MPa];
- $E_{s,\theta}$ trata-se do módulo de elasticidade do aço a alta temperatura θ [MPa];
- $k_{sE,\theta}$ corresponde ao coeficiente redutor do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura θ [adimensional]. Este é obtido através da Tabela 4 fornecida pela ABNT NBR 15200:2012.

No caso das armaduras ativas, seu módulo de elasticidade também é reduzido quando sua temperatura encontra-se elevada, podendo ser determinado pela Equação (22).

$$E_{p,\theta} = k_{pE,\theta} \cdot E_p \quad (22)$$

Onde:

- $E_{p,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço protendido a alta temperatura θ [MPa];
- $k_{pE,\theta}$ trata-se do coeficiente redutor do módulo de elasticidade do aço protendido em função da temperatura θ ;
- E_p módulo de elasticidade do aço em situação normal [MPa].

2.4.2.2.3 Relação tensão-deformação

Do método utilizado pelo Eurocode 2, assim como pela NBR 15200:2012, para a elaboração dos diagramas tensão-deformação do aço, três parâmetros deste material dependem da elevada temperatura: sua resistência ao escoamento ($f_{yk,\theta}$), o módulo de elasticidade ($E_{s,\theta}$) e a resistência do limite de proporcionalidade do aço ($f_{pk,\theta}$) (TAVARES; NOGUEIRA, 2016).

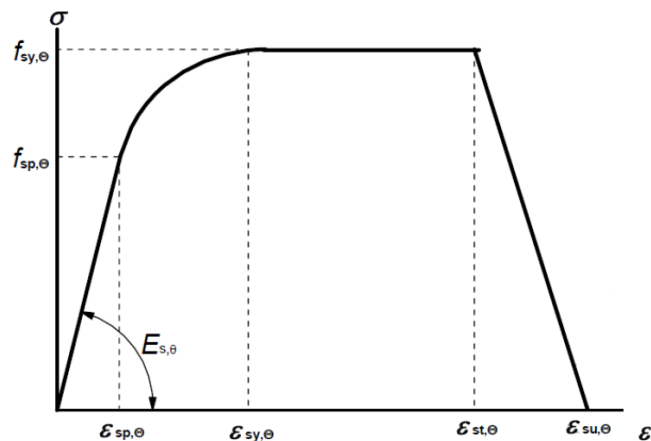
Os diagramas tensão-deformação do aço podem ser modelados e representados através da Equação (22) conforme indicado na Figura 11.

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s,\theta} &= \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta} && \text{para } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{p,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} && \text{para } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{y,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{yk,\theta} && \text{para } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{t,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{yk,\theta} \cdot \left[1 - \frac{(\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})}{(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})} \right] && \text{para } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{u,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= 0 && \text{para } \varepsilon_{u,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \\
 a^2 &= (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right) \\
 b^2 &= c \cdot (e_{y,\theta} - e_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2 \\
 c &= \frac{(f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})} \\
 \varepsilon_{p,\theta} &= \frac{f_{p,\theta}}{E_{s,\theta}} \\
 \varepsilon_{y,\theta} &= 0,02 \\
 f_{p,\theta} &= k_{p,\theta} \cdot f_{yk}
 \end{aligned} \tag{23}$$

Onde:

- $f_{yk,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço a alta temperatura θ [MPa];
- f_{yk} resistência ao escoamento do aço a temperatura ambiente (20°C) [MPa];
- $f_{p,\theta}$ é a resistência do limite de proporcionalidade do aço na temperatura θ [MPa];
- $k_{p,\theta}$ trata-se do coeficiente redutor do limite de proporcionalidade [adimensional];
- $E_{s,\theta}$ refere-se ao módulo de elasticidade do aço na temperatura θ [MPa].

Figura 11 – Diagrama tensão-deformação do aço a altas temperaturas.



Fonte: ABNT (2012); EN 1992-1-2:2004.

De acordo com a classe de resistência do aço, os parâmetros de deformação do mesmo, $\varepsilon_{u,\theta}$ e $\varepsilon_{t,\theta}$, variam. Para a classe CA-60 do aço, estes parâmetros admitem valores de 10% e 5%, respectivamente. No caso dos aços CA-25 e CA-50, tem-se $\varepsilon_{u,\theta} = 20\%$ e $\varepsilon_{t,\theta} = 15\%$ (ABNT, 2012).

2.5 PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nas curvas naturais de representação dos incêndios, por utilizarem de uma maior quantidade de fatores para caracterizar o cenário do incêndio, consequentemente sendo os modelos mais realistas, é possível se obter a máxima temperatura atingida pelos elementos estruturais. O dimensionamento da estrutura baseado nesta temperatura máxima é capaz de assegurar sua adequada resistência ao fogo durante sua vida útil (COSTA, 2008).

De acordo com Costa (2008), a temperatura máxima da estrutura, quando capaz de provocar o colapso de qualquer dos seus elementos, é denominada temperatura crítica. Esta, por sua vez, depende dos materiais que constituem a estrutura, como também do sistema estrutural, ou seja, das cargas atuantes, dos vínculos, geometria etc. De modo a garantir a segurança da estrutura em situação de incêndio, a referida temperatura de colapso deve ser evitada.

A curva-padrão, curva tempo-temperatura dos elementos estruturais, por apresentar só ramo ascendente, não apresenta a temperatura máxima dos mesmos, embora a utilização deste modelo de curva facilite os cálculos. Como alternativa para tal inconsistência, pode-se determinar, de maneira arbitrária, o momento em que essa temperatura máxima é atingida. Este

momento é o chamado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) e sua forma de obtenção é sugerida tanto pela ABNT NBR 14432:2001 quanto pela ABNT NBR 15200:2012 (COSTA, 2008).

2.5.1 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

De acordo com a ABNT NBR 14432 (2001a), o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido como o tempo mínimo (em minutos) no qual o elemento construtivo deve resistir quando sujeito ao incêndio-padrão. Este tempo de resistência ao fogo se baseia na capacidade que cada elemento possui, isoladamente, em resistir à ação do fogo durante um período de tempo. É válido lembrar que o TRRF não refere-se ao tempo de duração do incêndio, tempo de fuga dos usuários das edificações ou de ação de combate ao incêndio.

Do método utilizado pela ABNT NBR 14432:2001 para a determinação da resistência ao fogo, este se utiliza de critérios que levam em consideração a severidade dos incêndios e seu poder destrutivo, que são condicionados por fatores como a facilidade de acesso das ações de combate ao incêndio, altura da edificação, área e tipo de ocupação etc. (ABNT, 2001a).

Situações particulares também são previstas, como no caso de elementos que constituem mais de um edifício ou compartimento. Estes devem atender ao maior TRRF estipulado para cada situação apresentada. Em casos de edifícios que apresentam pavimento subsolo, este, quando possui algum acesso aberto ao nível térreo que permita o combate rápido do incêndio e a exaustão dos gases provenientes da queima dos materiais combustíveis, pode-se adotar o mesmo padrão de resistência ao fogo feito nos pavimentos superiores, uma vez que a ocupação do mesmo aconteça de maneira similar (ABNT, 2001a).

Há a possibilidade dos elementos estruturais, como também de toda a estrutura da edificação, serem considerados livres da ação do incêndio (desde que comprovada), os quais estariam isentos das exigências de resistência ao fogo estabelecidas pela ABNT NBR 14432 (2001a).

A ABNT NBR 14432 (2001a) apresenta o procedimento para a determinação do TRRF das estruturas, conhecido como o Método Tabular, o qual deve obedecer também a algumas recomendações e considerações feitas pela mesma norma. A ABNT NBR 15200 (2012), por sua vez, fornece, como alternativa, o Método do Tempo Equivalente, o qual pode reduzir o TRRF encontrado pelo Método Tabular em até 30 minutos.

2.5.1.1 Método Tabular

O método tabular proposto pela ABNT NBR 14432:2001 foi baseado em normas estrangeiras e adaptado à realidade brasileira. É de fácil execução e autoexplicativo, uma vez que é composto apenas por tabelas. O método utiliza-se, basicamente, de duas tabelas, uma que classifica cada edificação quanto sua ocupação enquanto a outra (Tabela 5) estabelece o TRRF de acordo com a classificação realizada anteriormente e a altura da edificação. A referida norma também fornece uma tabela de consulta a qual explicita os valores das cargas de incêndio para cada classe de edificação.

Previamente à aplicação efetiva do método tabular para determinação do TRRF da edificação, é necessário verificar se as edificações podem estar isentas dos requisitos de resistência ao fogo da ABNT NBR 14432:2001. Estes podem depender da área construída, quantidade de pavimentos, da carga de incêndio e/ou do uso e ocupação da própria edificação (a partir da divisão ao qual foi classificado), tendo cada qual sua particularidade (ABNT, 2001a).

Quanto à área, as edificações cuja área construída seja menor ou igual a 750 m², com até dois pavimentos de área menor ou igual a 1500 m² e carga de incêndio inferior ou igual a 1000 MJ/m² estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo exigidos pela ABNT NBR 14432. De maneira semelhante, estão as edificações térreas, sendo necessário analisar situações específicas.

Tabela 5 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos (NBR 14432:2001).

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

Fonte: ABNT (2001a).

2.5.1.2 Método do Tempo Equivalente

O método do tempo equivalente proposto pela ABNT NBR 15200:2012 consiste na identificação da temperatura do elemento estrutural a partir da análise da curva-padrão para um tempo fictício, sendo este o tempo equivalente. Esta mesma temperatura corresponde à máxima temperatura do elemento estrutural obtida através da curva natural (SILVA, 2012 apud SOUSA; SILVA, 2015).

A determinação do tempo requerido de resistência ao fogo de elementos estruturais de concreto armado de um compartimento é realizada através da Equação (24) (ABNT, 2012).

$$t_e = 0,07 q_{fi,k} W \gamma_n \gamma_s \quad (24)$$

Onde

- $q_{fi,k}$ equivale ao valor característico da carga de incêndio específica determinada através e de acordo com a NBR 14432:2001;
- W trata-se de um fator que considera a influência da ventilação e da altura do compartimento (H) em função da área de ventilação vertical (A_v) para o ambiente externo, tendo em vista que as janelas quebram-se no incêndio, e da área do piso do compartimento (A_f);

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left\{ 0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)^4 \right\} \geq 0,5 \text{ para } \frac{A_v}{A_f} \leq 0,30$$

Quando $\frac{A_v}{A_f} > 0,30$, adotar $\frac{A_v}{A_f} = 1$. Em qualquer caso, $\frac{A_v}{A_f} \geq 0,025$.

- γ_n refere-se a um fator de ponderação obtido por $\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \cdot \gamma_{n3}$, cujos valores e condições são fornecidos pela Tabela 6. Havendo ausência de algum dos meios de proteção fornecidos por esta, admitir o referido $\gamma_n = 1$.

Tabela 6 – Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio.

Valores de γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3}		
Existência de chuveiros automáticos γ_{n1}	Brigada contra incêndio γ_{n2}	Existência de detecção automática γ_{n3}
0,60	0,90	0,9

Fonte: ABNT (2012).

- γ_s trata-se de um fator de ponderação obtido por $\gamma_s = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$.

$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f(h+3)}{10^5}$, onde A_f [m²] e h refere-se a altura do piso habitável mais alto [m].

Quando $\gamma_{s1} < 1$, adota-se $\gamma_{s1} = 1$. Quando $\gamma_{s1} > 3$, é possível adotar $\gamma_{s1} = 3$;

γ_{s2} corresponde a um fator cujos valores variam em função do risco de ativação do incêndio e é determinado conforme a Tabela 7.

Tabela 7 – Valores de γ_{s2} em função do risco de ativação do incêndio (r).

γ_{s2}	r	Exemplos de ocupação
0,85	Pequena	Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu
1,0	Normal	Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, supermercado, teatro, depósitos (produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, venda de acessórios de automóveis) e depósitos em geral
1,2	Média	Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica
1,5	Alta	Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis

Fonte: ABNT (2012).

Apesar de possuir maior precisão na determinação do tempo requerido de resistência ao fogo da estrutura, este método encontra-se limitado em apresentar o tempo reduzido em até 30 minutos quando comparado ao TRRF obtido através do Método Tabular da ABNT NBR 14432:2001, sendo inferior a isto, o tempo obtido não é aplicável. Adicionalmente, este tempo não pode ser inferior a 15 min, assim como a combinação $q_{fi,k} \gamma_n \gamma_s$ deve apresentar valor superior a 300 MJ/m² (ABNT, 2012).

2.5.2 Dimensionamento dos Elementos – ABNT NBR 15200:2012

Após a determinação do TRRF pela ABNT NBR 14432:2001, para o dimensionamento do projeto, efetivamente, de estruturas de concreto em situação de incêndio, utiliza-se, geralmente, a norma brasileira ABNT NBR 15200:2012. Esta possibilita a verificação das estruturas de concreto nas situações de sinistro através de diversos métodos.

Usualmente, as estruturas são projetadas para trabalharem à temperatura ambiente (conforme ABNT NBR 6118:2014). Em virtude disto, devem ser verificadas quando sujeitas à elevadas temperaturas, levando em consideração suas características de construção e ocupação. De acordo com a ABNT NBR 15200 (2012), essa verificação também pode ser realizada apenas no estado-limite último (ELU) para combinação excepcional referente a incêndio (Equação 25).

$$F_{d,fi} = \gamma_g F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_2^n \Psi_{2j} F_{qj} \quad (25)$$

Esse meio de verificação despreza as deformações impostas, assim como as que ocorrem durante o sinistro. Portanto, a verificação pode ser reduzida a uma única condição (Equação 26) baseada na perda de resistência dos materiais quando aquecidos, como também da capacidade resistiva dos elementos estruturais como um todo. Como alternativa, as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) podem ser admitidas como 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente (Equação 27) (ABNT, 2012).

$$S_{d,fi} = (\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qjk}) \leq R_{d,fi} [f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta}, f_{pyk\theta}] \quad (26)$$

$$S_{d,fi} = 0,70 S_d \quad (27)$$

Dos métodos de verificação das estruturas de concreto em situação de incêndio propostos pela ABNT NBR 15200:2012, são explicitados neste trabalho o Método Tabular, Método Analítico para pilares e o Método Simplificado de Cálculo, sendo os dois primeiros aplicados no estudo de caso em questão.

2.5.2.1 Método Tabular

De acordo com a ABNT NBR 15200 (2012), seu método tabular propõe às estruturas atender às dimensões mínimas necessárias para o tipo de elemento estrutural, respeitando, simultaneamente, o TRRF estabelecido através da ABNT NBR 14432:2001 e as diretrizes da ABNT NBR 6118. Estas dimensões mínimas são, basicamente, a largura das vigas, dimensões das seções transversais dos pilares, espessuras das lajes e, principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face mais externa do concreto (c_1), sendo todas estas determinadas por tabelas. Uma vez que se necessite de dimensões para valores intermediários, é possível realizar interpolação linear entre os valores já dispostos.

Devido resultados de ensaios, comprovou-se que o concreto rompe, usualmente, por flexão ou flexocompressão quando submetidos a situações de elevada temperatura, como em incêndios. Em virtude disto, neste método, apenas a armadura longitudinal é considerada (ABNT, 2012).

Segundo a ABNT NBR 15200 (2012), haverá situações que as distâncias adotadas entre o eixo da armadura longitudinal e a face mais externa do concreto (c_1) não serão as fornecidas em suas respectivas tabelas (de acordo com cada elemento estrutural que se é analisado), uma vez que estas referem-se apenas às armaduras passivas. No caso de elementos protendi-

dos, estas armaduras ativas admitem um acréscimo de 10 mm, para as barras, e 15 mm, para fios e cordoalhas, em seu valor de c_1 .

Os revestimentos não são considerados na determinação das dimensões mínimas das seções transversais de pilares e lajes lisas. Em outros elementos, essa restrição não se aplica. No caso de revestimentos que possuem certa resistência à ação do fogo e apresentam elevada aderência ao substrato, como os à base de gesso, vermiculita, argamassa de cal e areia, de cimento e areia etc., podem ser considerados no cálculo das distâncias c_1 (ABNT, 2012).

2.5.2.1.1 Lajes

As Tabelas 8 a 13 são adotadas para o dimensionamento e verificação das lajes maciças e capas de lajes nervuradas, fornecendo suas espessuras mínimas quando aquecidas na face inferior e os valores de c_1 referentes às armaduras inferiores (ABNT, 2012).

Tabela 8 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.

TRRF min	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

^a Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.
^b Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.
^c Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: ABNT (2012).

Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes contínuas.

TRRF min	h ^a mm	c ₁ ^b mm
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

^a Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.
^b Válido para lajes armadas em uma ou duas direções.
^c Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: ABNT (2012).

Tabela 10 – Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo.

TRRF min	h mm	c ₁ mm
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45
^a Os valores de c ₁ indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c ₁ para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.		

Fonte: ABNT (2012).

Conforme a ABNT NBR 15200 (2012) as lajes lisas (Tabela 10), quando não contínuas, devem atender ao c₁ conforme a Tabela 8, para laje armada em apenas uma direção, e admitir valor de h de acordo com a Tabela 10.

Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas.

TRRF min	Nervuras Combinações de b _{min} /c ₁ a mm/mm			Capa ^b h/c ₁ mm/mm
	1	2	3	
30	80/15			60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30
^a b _{min} corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras. ^b h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo. ^c Os valores de c ₁ indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c ₁ para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.				

Fonte: ABNT (2012).

Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas.

TRRF min	Nervuras Combinações de b _{min} /c ₁ a mm/mm			Capa ^b h/c ₁ mm/mm
	1	2	3	
30	80/10			60/10
60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	310/60	600/50		150/30
^a b _{min} corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras. ^b h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo. ^c Os valores de c ₁ indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c ₁ para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.				

Fonte: ABNT (2012).

As Tabelas 11 e 12 são voltadas para utilização referente a lajes nervuradas armadas em ambas as direções. Quando a armadura se dispuser em uma direção, a Tabela 13 pode ser aplicada às nervuradas e a Tabela 8 à capa (coluna referente a lajes armadas em uma só direção) (ABNT, 2012).

Tabela 13 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção.

TRRF min	Nervuras Combinações de $b_{\min}/c_1$ mm/mm	
	1	2
30	80/25	100/20
60	100/45	120/40
90	130/60	150/50
120	160/65	220/50
180	220/80	
^a Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.		

Fonte: ABNT (2012).

2.5.2.1.2 Vigas

Conforme a ABNT NBR 15200 (2012), as Tabelas 14 e 15 fornecem os valores mínimos de b e b_w , largura da base da viga (medida ao nível do centro geométrico das armaduras, quando a viga possui largura variável) e largura da alma (quando a viga também possui largura variável), respectivamente. Os valores de c_1 referentes às armaduras inferiores também estão dispostos em função do TRRF.

As referidas tabelas atendem às vigas de três faces expostas ao fogo, sob laje, podendo englobar aquelas aquecidas nos quatro lados, desde que atendam a determinados critérios (ABNT, 2012).

Devido à concentração da temperatura na face inferior das vigas, quando estas apresentarem apenas uma camada de armadura e largura inferior ao $b_{\min}$ disposto na coluna 3 da Tabela 12 ou na coluna 2 da Tabela 13, de acordo com o TRRF, o c_1 lateral deve admitir o valor de c_1 fornecido nas tabelas acrescidos de 10 mm (ABNT, 2012).

Tabela 14 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1 mm/mm				b_{wmin} 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

^a Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: ABNT (2012).

Tabela 15 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1 mm/mm				b_{wmin} mm
	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

^a Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: ABNT (2012).

De acordo com a ABNT NBR 15200 (2012), no caso das vigas apresentarem-se com as barras de armadura dispostas em mais de uma camada o c_1 é então representado por c_{1m} , sendo a distância média à face do concreto, o qual deve ser o menor dos seguintes valores (Equação 28):

$$c_{1m} < \frac{\frac{\sum c_{1vi} A_{si}}{A_{si}}}{\frac{\sum c_{1hi} A_{si}}{\sum A_{si}}} \quad (28)$$

Onde:

- c_{1vi} é a distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga;
- c_{1hi} é a distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima.

2.5.2.1.3 Pilares

Conforme a ABNT NBR 15200 (2012), a Tabela 16 fornece as dimensões mínimas para a seção transversal de pilares com uma face exposta ao fogo, assim como os valores de c_1 das armaduras, ambos em função do TRRF. Quando necessário empregar-se outros valores de $b_{\min}$ e c_1 , estes podem ser obtidos através da aplicação do Método Tabular Geral, disposto também na ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 16 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo.

TRRF min	Combinações de $b_{\min}/c_1$ mm/mm
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: ABNT (2012).

Em situações que os pilares apresentam-se com mais de uma face exposta ao fogo (pilares internos), é possível aplicar o Método Analítico fornecido pela mesma norma.

2.5.2.2 Método Analítico para pilares

O Método Analítico para pilares utiliza-se de uma formulação (Equação 29) para a determinação do tempo de resistência ao fogo (TRF), o qual deve admitir valor igual ou superior ao TRRF. Esta adequa-se a estruturas de nós fixos, mas admite sua utilização quando os deslocamentos não-lineares devido desaprumo são desconsiderados em situação de incêndio (ABNT,2012).

$$TRF = 120 \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (29)$$

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 $190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$
- $R_b = 40,5 b'$ para $b' > 450$
- $R_n = 0$ para $n = 4$, sendo n o número de barras longitudinais
- $R_n = 12$ para $n > 4$

Sendo, então:

- $\mu_{fi} = \frac{N_{sd,fi}}{N_{Rd}}$, onde $N_{sd,fi}$ é o valor de cálculo da força axial em situação de incêndio e N_{Rd} o valor de cálculo da forma normal resistente do pilar calculado à temperatura ambiente;
- c_1 a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo;
- $l_{ef,fi}$ trata-se do comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio [m].
- $b' = \frac{2A_c}{(b + h)}$ para $h \leq 1,5b$, onde A_c , b e h são, respectivamente, a área, a menor e a maior dimensão da seção transversal do pilar, em mm;
- $b' = 1,2b$ para $h > 1,5b$.

2.5.2.3 Método Simplificado de Cálculo

Conforme a ABNT NBR 15200 (2012), o Método Simplificado de Cálculo para verificação dos elementos estruturais em situação de incêndio admite algumas hipóteses:

- As solicitações de cálculo em situação de incêndio podem ser calculadas conforme a Equação (27);
- O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser obtido baseado na distribuição da temperatura encontrada em sua seção transversal, considerando exposição ao fogo semelhante ao TRRF. Esta pode ser alcançada através de cálculos a partir do fluxo de calor;
- Os esforços resistentes podem ser calculados conforme a ABNT NBR 6118:2014 (para temperatura ambiente), adotando para ambos os materiais, aço e concreto, uma resistência média quando em situação de incêndio. Outra maneira é a redução da seção de concreto, reduzindo, por conseguinte, a resistência do mesmo.

Em virtude da aplicação simplificada, este método não garante a função corta-fogo. Uma vez necessária, os elementos devem respeitar às dimensões mínimas obtidas através do Método Tabular ou devem ser verificados de acordo com os métodos avançados de cálculo ou o método experimental (ABNT, 2012).

A obtenção da maneira detalhada de aplicação dos métodos em questão se dá pelo Eurocode 2. Estes são caracterizados, como orienta a ABNT NBR 15200:2012, pela redução da área superficial dos elementos, considerando a perda de resistência devido ao calor, levando a admitir que o concreto situado na região periférica não possua mais função estrutural (EN 1992-1-2:2004).

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) fornece apenas métodos que se baseiam na redução da área do concreto, sendo estes o Método de Hertz e o Método dos 500 °C. Em ambos a segurança contra incêndio é verificada para o dimensionamento à flexão, considerando a influência da temperatura sobre os materiais, sendo necessário o conhecimento da temperatura internamente a cada elemento de concreto.

De acordo com Costa e Silva (2005), a temperatura é determinada através de isotermas distribuídas nas seções transversais dos elementos, permitindo identificar a temperatura nas barras da armadura. Estas, devido às barras possuírem dimensões muito reduzidas quando comparadas às da seção de concreto, uniformizam-se rapidamente, assumindo a temperatura condizente com a da isoterma localizada no centro geométrico das barras.

Conforme Costa e Silva (2004), como forma de simular os efeitos decorrentes das altas temperaturas sobre os materiais constituintes do concreto armado, os referidos métodos simplificados utilizam-se do artifício de coeficientes de modo a reduzir a resistência destes materiais. A ABNT NBR 15200:2012 já fornece as características admitidas pelos materiais quando expostos ao fogo.

A redução da resistência à compressão do concreto endurecido dá-se pela aplicação do coeficiente redutor $k_{c,\theta}$, obtendo seu valor característico e seu valor de cálculo em função da temperatura por meio da Equação (13) e (14), respectivamente. A redução do módulo de elasticidade do concreto já é admitida pela aplicação do coeficiente $k_{cE,\theta}$ em seu cálculo através da Equação (16). De maneira semelhante para o aço, os coeficientes $k_{s,\theta}$ e $k_{sE,\theta}$ reduzem os valores das resistências à tração (característica e de cálculo) e rigidez do mesmo quando aplicados conforme as Equações (18), (19) e (21), respectivamente (ABNT, 2012).

De acordo com Costa e Silva (2004), o Método de Hertz e o Método dos 500 °C admitem procedimentos básicos de cálculo semelhantes, divergindo apenas na maneira de reduzir a

seção do concreto. De maneira sequencial, os métodos citados dão-se pela realização dos seguintes passos:

1. Determinar como a temperatura se encontra distribuída na seção transversal do elemento de concreto, em função do TRRF;
2. Reduzir a seção transversal em sua região periférica a qual o concreto não apresenta mais função estrutural, devido contato direto com o fogo, encontrando-se danificada;
3. Determinar a temperatura das barras da armadura;
4. Estabelecer a redução das características mecânicas do aço em função da alta temperatura;
5. Estimar a resistência da seção de concreto. O procedimento é semelhante à obtenção a temperatura ambiente, modificando apenas as propriedades mecânicas do concreto e aço (as quais estão reduzidas em função da elevada temperatura) e a área de concreto (também reduzida);
6. Comparar os valores dos esforços resistentes e atuantes a elevadas temperaturas e em situação excepcional (à temperatura ambiente), respectivamente.

As lajes e vigas simplesmente apoiadas podem considerar a redução apenas da área de aço, uma vez que a área de concreto aquecida encontra-se na região tracionada, podendo ser desprezado na quantificação da contribuição à resistência. No caso de pilares e vigas e lajes hiperestáticas, suas zonas de compressão estão inseridas no incêndio e sofrem seus efeitos, havendo a necessidade de se considerar a redução da seção destes elementos (COSTA; SILVA, 2005).

Desta maneira, de modo a assegurar que a resistência a compressão dos elementos estruturais não reduza tanto a ponto de atingir ruptura frágil, as zonas de compressão expostas ao fogo das seções de concreto não podem ser superiores 35% a altura útil, distância (d) entre o centro geométrico da armadura tracionada e a face de concreto comprimida (Equação 30). Esta verificação pode ser feita através da Equação (31) (COSTA; SILVA, 2005).

$$d = h - \text{cobrimento} - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} \quad (30)$$

$$\frac{(k_{s,\theta} \cdot f_{yk}) \cdot A_s}{b_{fi} \cdot f_{cd}} < 0,3 \quad (31)$$

Onde:

- h da seção transversal do elemento;
- $\varnothing_t$ é o diâmetro da armadura transversal do elemento, estribo;
- $\varnothing_l$ é o diâmetro da armadura longitudinal do elemento;
- A_s é a área de aço encontrada na zona tracionada do elemento [m²];
- f_{yk} refere-se ao valor da resistência característica do aço à temperatura ambiente [MPa];
- b_{fi} trata-se da largura reduzida do elemento [m];
- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto em situação excepcional (à temperatura ambiente) [MPa].

Para a determinação do momento resistente da seção transversal do elemento é necessário seguir a Equação (32).

$$M_{R,fi} = \begin{cases} A_s \cdot f_{yd,\theta} \cdot \left(d - \frac{0,8 \cdot x_{fi}}{2} \right) \rightarrow \text{momentos positivos} \\ A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{0,8 \cdot x_{fi}}{2} \right) \rightarrow \text{momentos negativos} \end{cases} \quad (32)$$

Onde:

- $M_{R,fi}$ considerado o momento fletor resistente da seção em situação de incêndio;
- $f_{yd,\theta}$ resistência à tração de cálculo do aço, a temperatura θ [MPa];
- f_{yd} resistência à tração de cálculo do aço, a temperatura ambiente [MPa];
- d é a altura útil da seção [m];
- A_s refere-se a área de aço das armaduras aquecidas [m²];
- x_{fi} é a profundidade da linha neutra em situação de incêndio [m].

A determinação da profundidade da linha neutra, assim como dos domínios de deformação das seções de vigas e lajes dependem de como os métodos mencionados abordam o processo de redução de área de concreto dos elementos, consequentemente, diferindo na resistência do concreto quando sujeito ao aumento de temperatura (COSTA; SILVA, 2005).

Conforme Costa e Silva (2005), o Método de Hertz aplica-se a elementos estruturais internos a edificação. O concreto deve apresentar densidade normal, sem a ocorrência de partículas ultrafinas que facilitem o risco de “spalling”. A redução da seção transversal dá-se pela determinação de uma espessura suficiente para que a área restante apresente temperatura uni-

forme e igual ao do centro da seção. O domínio 3 de deformação é o assumido para a solicitação do concreto e pode-se obter a posição da linha neutra das lajes e vigas conforme a Equação (33).

$$x_{,fi} = \begin{cases} \frac{(k_{s,\theta} \cdot f_{yd}) \cdot A_s}{0,68 \cdot b^* \cdot f_{cd}} \rightarrow \text{zona tracionada aquecida} \\ \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,68 \cdot b^* \cdot (k_{c,\theta_M} \cdot f_{cd})} \rightarrow \text{zona comprimida aquecida} \end{cases} \quad (33)$$

Onde:

- $x_{,fi}$ é a posição da linha neutra em incêndio, em peça solicitada à flexão simples [m];
- k_{c,θ_M} trata-se de um coeficiente redutor da resistência do concreto à compressão, a uma temperatura elevada θ_M (°C), no meio da seção transversal do elemento estrutural [adimensional];
- $b^* = \begin{cases} b_f = \text{largura da mesa colaborante (momentos positivos)} [m]; \\ b_{fi} = \text{largura reduzida (momentos negativos)} [m]. \end{cases}$

O Método dos 500 °C assume a referida temperatura como a limite, e quando ultrapassada, as regiões de concreto aquecidas são desprezadas. O domínio de deformação do concreto solicitado assumido é o 3 e a posição da linha neutra é determinada conforme a Equação (34) (COSTA; SILVA, 2005).

$$x_{,fi} = \begin{cases} \frac{(k_{s,\theta} \cdot f_{yd}) \cdot A_s}{0,68 \cdot b^* \cdot f_{cd}} \rightarrow \text{zona tracionada aquecida} \\ \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,68 \cdot b^* \cdot f_{cd}} \rightarrow \text{zona comprimida aquecida} \end{cases} \quad (34)$$

Para ambos os métodos, os diagramas de tensão-deformação do concreto assumido é o simplificado (retangular). Em ambos os resultados também apresentam-se mais satisfatórios quando analisados elementos pouco esbeltos sujeitos a temperatura superior a 500 °C (COSTA; SILVA, 2005).

3 ANÁLISE ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

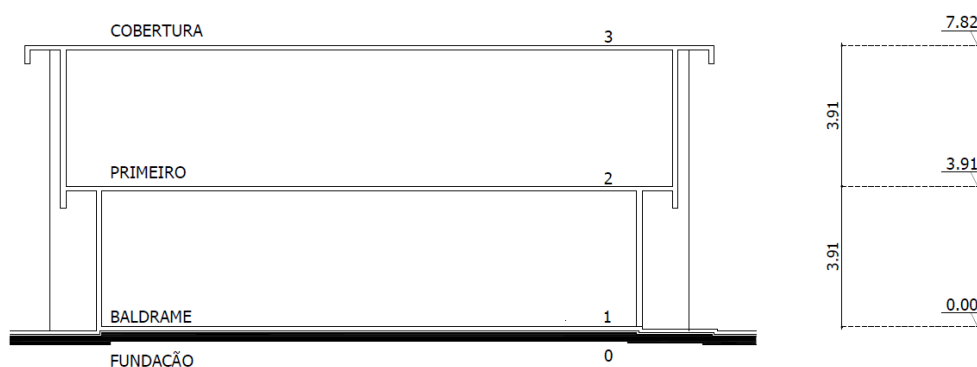
O presente trabalho consiste em analisar a estrutura da edificação do Laboratório de Habilidades Médicas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), Campus Mossoró, realizando a verificação quanto ao atendimento às exigências de resistência ao fogo da ABNT NBR 15200:2012, através da utilização de seu projeto estrutural. Três de seus elementos estruturais são apresentados de modo a exemplificar a aplicação do Método Tabular de verificação adotado.

Através da reprodução da estrutura da edificação em software tipo CAD, voltado para o projeto de estruturas de concreto, procura-se, também, obter os esforços atuantes nos pilares, assim como suas características construtivas quando trabalhando em temperatura ambiente, de modo a possibilitar a verificação através do método analítico para pilares.

3.1 APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

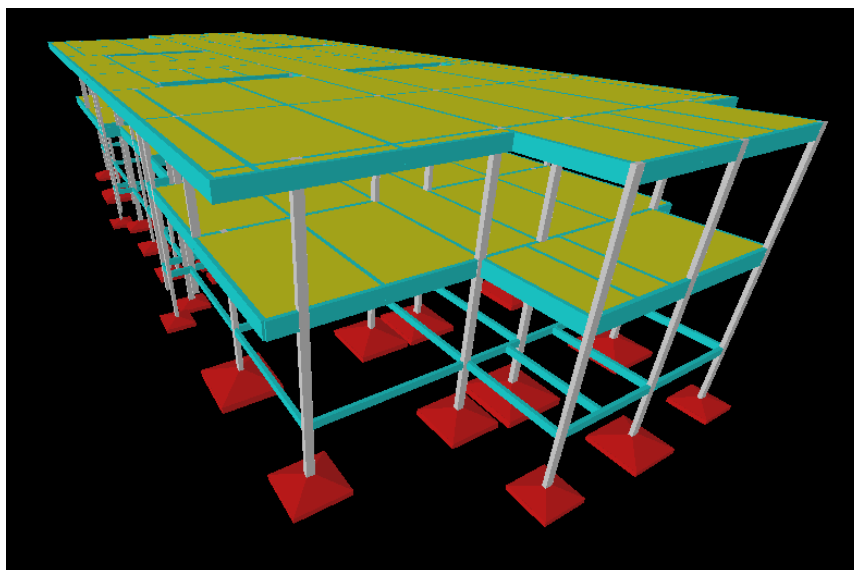
O Laboratório de Habilidades Médicas da UFERSA, Campus Mossoró, trata-se de uma edificação de 2 pavimentos (Figura 12 e 13). Possui área total construída de 1340,91 m² e pé-esquerdo (distância de piso a piso) de 391 cm, estando seu último elemento estrutural (laje de cobertura) situado à altura de 782 cm. Sua estrutura é de concreto armado, composta por pilares, vigas e lajes maciças e nervuradas. As lajes nervuradas são armadas apenas na menor direção e são constituídas de treliças, atuando como nervuras, e lajotas cerâmicas como material de enchimento. As lajes maciças, por sua vez, são armadas em ambas as direções.

Figura 12 – Corte esquemático.



Fonte: Acervo do autor (2018).

Figura 13 – Vista 3D no software utilizado, baseada na estrutura do Laboratório de Habilidades Médicas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido.



Fonte: Acervo do autor (2018).

Como a edificação situa-se em ambiente de Ensino Superior, através da aplicação da tabela de Classificação das edificações quanto à sua ocupação, fornecida pela ABNT NBR 14432:2001, é possível classificar a mesma no Grupo E, cuja ocupação é de cunho educacional e cultural física, a qual encaixa-se na divisão E-1, abrangendo escolas de primeiro, segundo e terceiro grau.

Uma vez classificada, a edificação pode obter seu TRRF através da Tabela 5. Tendo em vista que esta não possui subsolo, seu TRRF é determinado apenas em função da sua altura, sendo então da classe P_2 (a qual engloba edificações de altura dentro do intervalo de 6 m a 12 m), admitindo 30 minutos de tempo requerido de resistência ao fogo.

À título de informação adicional, a edificação do Laboratório, a partir da tabela dos valores das cargas de incêndio específicas fornecida pela ABNT NBR 14432:2001 e de sua classificação quanto à ocupação, admite carga de incêndio equivalente a 300 MJ/m².

3.2 VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA PELA ABNT NBR 15200:2012

3.2.1 Método Tabular

Neste item, os elementos estruturais vigas, lajes e pilares são verificados quanto ao atendimento das dimensões mínimas exigidas pelo Método Tabular da ABNT NBR 15200:2012.

3.2.1.1 Lajes de concreto armado

A edificação estudada é composta por lajes maciças e nervuradas treliçadas. As lajes maciças têm função principal suportar as cargas referentes ao peso das caixas d'água que abastecem todo o prédio. As demais, nervuradas, são solicitadas, principalmente, pelas cargas acidentais (que atuam em função do uso da estrutura: móveis, usuários etc.), ou por apenas cargas permanentes, no caso das lajes de cobertura.

A partir da análise do projeto estrutural das lajes maciças, que encontram-se identificadas em uma quantidade de 8 lajes, é possível concluir que estas apresentam características semelhantes, podendo distingui-las em apenas dois grupos (Tabela 17).

Todas as oito lajes maciças do projeto são armadas em duas direções, em virtude disto, a armadura mais próxima da face inferior do concreto foi determinada através do cálculo da quantidade de área de aço por metro linear (cm^2/m), cujo maior valor obtido determinou o diâmetro da barra da armadura escolhida para ser considerada no cálculo da distância entre o eixo da armadura longitudinal do canto e face mais próxima da laje (c_1).

Para aplicação do método tabular, inicialmente é necessário o cálculo da distância do centro de gravidade da armadura longitudinal às faces da laje. Sendo assim, como exemplo para o primeiro grupo de lajes L-A, a distância c_1 , medida da face inferior da laje, é:

$$c_1 = \text{cobrimento} + \left(\frac{\phi_p}{2}\right) = 30 + \left(\frac{8}{2}\right) = 34 \text{ mm}$$

Para o grupo L-B, temos:

$$c_1 = \text{cobrimento} + \left(\frac{\phi_p}{2}\right) = 30 + \left(\frac{10}{2}\right) = 35 \text{ mm}$$

Tabela 17 – Dados das lajes maciças para verificação das mesmas em situação de incêndio.

LAJE	Armadura positiva (mm)	ϕ	Cobrimento da armadura (mm)	c_1 (mm)	Altura da laje h (mm)
L-A	8		30	34	120
L-B	10		30	35	120

Fonte: Acervo do autor (2018).

Tomando como base esta análise prévia da estrutura das lajes maciças e considerando-as contínuas, pode-se realizar a verificação das mesmas quanto às exigências da ABNT NBR 15200:2012 através da Tabela 9.

Analisando apenas os valores de c_1 obtidos na Tabela 17 e comparando-os com as dimensões mínimas dispostas na Tabela 9, as lajes maciças em questão atenderiam um TRRF superior ao de 180 minutos, uma vez que este tempo exige um c_1 mínimo de 30 mm. Levando em consideração a exigência da altura mínima da laje, esta já não é obedecida.

$$\text{TRRF} = 180 \text{ min} \rightarrow h = 150 \text{ mm} / c_1 = 30 \text{ mm}$$

Colocando em análise ambas as dimensões as quais são exigidas atender a um valor mínimo para lajes contínuas, as lajes maciças da estrutura do Laboratório atendem até o TRRF de 120 minutos, atendendo, portanto, ao TRRF de toda a estrutura, de 30 minutos.

$$\text{TRRF} = 120 \text{ min} \rightarrow h = 120 \text{ mm} / c_1 = 20 \text{ mm}$$

Já as lajes nervuradas treliçadas da edificação estudada apresentam, por sua vez, armadura em uma única direção. De acordo com a ABNT NBR 15200 (2012), lajes dispostas dessa maneira, pelo Método Tabular, são verificadas através da utilização das Tabelas 8 e 13, analisando a capa e a nervura das mesmas, respectivamente.

De modo geral, através da análise do projeto estrutural do Laboratório, as lajes nervuradas apresentam-se de 3 maneiras diferentes (Tabela 18), as quais diferem entre si apenas pelo diâmetro da armadura adicional utilizada, alterando, por consequência, a distância entre o eixo da armadura da nervura e a face exposta mais próxima da laje (c_1^a). Os diâmetros da armadura adicional variam de acordo com as cargas solicitadas e o comprimento dos vãos que as nervuras encobrem.

Tomando como exemplo a situação do grupo de lajes LT-A, o valor de c_1^a é obtido da seguinte maneira:

$$c_1^a = \text{cobrimento} + \left(\frac{\phi_a}{2}\right) = 20 + \left(\frac{5}{2}\right) = 22,5 \text{ mm}$$

Tabela 18 - Dados das lajes nervuradas para verificação das mesmas em situação de incêndio.

LAJE NER- VURADA TRELIÇADA	Armadu- ra adici- onal ϕ (mm)	Cobrimento da armadura da nervura (mm)	Largura da nervura b (mm)	c_1^a (mm)	Espessura da capa c_1^b (mm)	Altura total da laje h (mm)
LT-A	5	20	120	22,5	40	120
LT-B	6,3	20	120	23,15	40	120
LT-C	8	20	120	24	40	120

Fonte: Acervo do autor (2018).

A verificação do atendimento às exigências da ABNT NBR 15200:2012 pelo Método Tabular é realizada, primeiramente, analisando as capas das lajes nervuradas e comparando-as às dimensões mínimas determinadas pela Tabela 8. Uma vez que esses elementos são armados em uma única direção e possuem os valores da altura total e c_1^b dispostos na Tabela 18, é possível verificar que todos atendem às dimensões mínimas exigidas para a obtenção de um TRRF de 120 minutos, sendo superior ao TRRF da estrutura da própria edificação.

Na análise das nervuras, comparando-as às dimensões mínimas dispostas na Tabela 13, pode-se verificar que tanto a largura da nervura (b) quanto o valor de c_1^a são superiores a uma das combinações mínimas exigidas para um TRRF de 30 minutos e inferiores às do TRRF de 60 minutos.

TRRF = 30 min → Combinações de $b_{\min}/c_1 = 80/25$ e $100/20$

TRRF = 60 min → Combinações de $b_{\min}/c_1 = 100/45$ e $120/40$

Como as nervuras e capas das lajes admitem tempos requeridos de resistência ao fogo diferentes, adota-se o menor TRRF entre estes para determinar o das lajes nervuradas, ou seja, 30 minutos.

Desta maneira, observa-se que ambos os tipos de lajes, sejam elas maciças ou nervuradas treliçadas atendem ao TRRF da estrutura (determinado através da aplicação do Método Tabular da ABNT NBR 14432:2001).

3.2.1.2 Vigas de concreto armado

As vigas que compõem toda a estrutura do Laboratório de Medicina encontram-se em um total de 175 vigas, as quais distribuem-se como cintas (cintamento), vigas do primeiro e segundo pavimento. Pela elevada quantidade destas, da área que a edificação abrange e das diferentes cargas que atuam sobre determinadas áreas da estrutura, as vigas, em sua maioria, diferem bastante umas das outras, admitindo dimensões da seção transversal e área de aço diferentes.

Para a aplicação do método tabular da NBR 15200:2012 para verificação de vigas em situação de incêndio, é necessário conhecer as dimensões de suas seções transversais, assim como as distâncias entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). O valor do c_1 adotado é a menor dimensão entre o c_{1h} (horizontal) e o c_{1v} (vertical) da seção da viga, como apresentado na Equação 26. De maneira a exemplificar a realização do cálculo de obtenção do c_1 , para um grupo de vigas com base igual a 150 mm, altura de 600 mm, cobrimento de 30 mm, armadura longitudinal de 6,3 mm e transversal igual a 5 mm, temos:

A distância horizontal (c_{1h}) vale:

$$c_{1h} = \frac{c_1 A_{s\phi_l}}{A_{s\phi_l}} = \frac{\left[30 + 5 + \left(\frac{6,3}{2}\right)\right] \cdot 31,17}{31,17} = 38,15 \text{ mm}$$

A distância vertical (c_{1v}) é:

$$c_{1v} = \frac{c_1 A_{s\phi_l}}{A_{s\phi_l}} = \frac{\left[30 + 5 + \left(\frac{6,3}{2}\right)\right] \cdot 31,17}{31,17} = 38,15 \text{ mm}$$

Portanto, c_1 é o menor valor entre c_{1h} e c_{1v} , isto é, $c_1 = 38,15 \text{ mm}$.

Na Tabela 20 foram expostas todas as dimensões existentes entre as vigas analisadas (incluindo as cintas), assim como a menor quantidade de aço encontrada para cada seção transversal, tendo em vista a situação menos favorável, equivalente a um menor valor de c_1 .

Tabela 19 – Dados das vigas para verificação das mesmas em situação de incêndio.

VIGAS	Base da viga b (mm)	Altura da viga h (mm)	Cobrimento da armadura (mm)	Armadura longitudinal ϕ_l (mm)	Armadura transversal ϕ_t (mm)	c_1 (mm)
V-A	150	600	30	6,3	5	38,15
V-B	200	600	30	8	6,3	40,3
V-C	150	500	30	8	5	39
V-D	200	500	30	10	5	40
V-E	150	400	30	8	5	39
V-F	150	300	30	6,3	5	38,15

Fonte: Acervo do autor (2018).

As vigas da Tabela 20 apresentam o arranjo mais simples, tendo sua armadura longitudinal composta por apenas uma camada de aço e o menor diâmetro encontrado entre elas. As vigas com maior área de aço não foram incluídas nos resultados, uma vez que se em situações contrárias atenderem aos requisitos mínimos, estas também o farão.

Analisando as vigas como elementos contínuos, a verificação das mesmas às exigências do Método Tabular da ABNT NBR 15200:2012 pode ser realizada através da comparação com as dimensões mínimas dispostas na Tabela 15.

Através da verificação à Tabela 15 e do disposto no item 8.2.1 da ABNT NBR 15200:2012, todos os grupos de vigas atendem ao TRRF de 90 minutos, admitindo combinação superior à disposta na coluna 1 da referida tabela. Como na coluna 2 da mesma tabela, ao TRRF de 90 minutos, os valores de “b” destas vigas (150 mm e 200 mm) encontram-se inferiores ao $b_{\min}$ fornecido, seus c_{1l} devem admitir valor de 10 mm a mais que o c_1 fornecido. Esta última condição já encontra-se atendida, uma vez que o atual $c_1 = c_{1l}$.

TRRF = 90 min → Combinação de $b_{\min}/c_1 = 140/37$ e $250/25$ (coluna 1 e 2)

Tomando como base os arranjos de vigas mais desfavoráveis, uma vez que estes atendem ao TRRF da própria edificação, equivalente a 30 minutos, as demais disposições de vigas também o faz, tendo em vista que seus valores de c_1 e c_{1l} tendem a ser maiores devido a maior quantidade de armadura presente em suas seções transversais.

3.2.1.3 Pilares de concreto armado

A edificação do Laboratório de Habilidades Médicas da UFERSA apresenta um total de 62 pilares, os quais nascem na fundação e possuem continuidade até a laje de cobertura (contemplando os dois pavimentos), os quais morrem no primeiro pavimento e os que nascem no segundo.

A partir da análise do projeto estrutural desta edificação, é possível constatar que os pilares se apresentam de 4 maneiras diferentes (Tabela 19) entre eles. Sua grande maioria apresenta dimensões da seção transversal de 15 cm por 30 cm, sendo sua armadura longitudinal composta por barras de 10 mm de diâmetro. Os demais variam a menor dimensão de sua seção transversal, assim como o diâmetro da armadura que os compõem.

Tabela 20 - Dados dos pilares para verificação dos mesmos em situação de incêndio.

PILAR	b_w (mm)	h (mm)	Armadura longitudinal ϕ_l (mm)	Armadura transversal ϕ_t (mm)	Cobrimento da armadura (mm)	c_1 (mm)
A	150	300	10	5	30	40
B	150	300	16	5	30	43
C	200	300	10	5	30	40
D	200	300	12,5	5	30	41,25

Fonte: Acervo do autor (2018).

Tomando como base esta análise prévia da estrutura dos pilares, tem-se que os pilares de borda estão inseridos nos grupos A, B e C, podendo ser considerados com apenas uma face exposta ao fogo, permitindo, então, a verificação dos mesmos quanto às exigências da ABNT NBR 15200:2012 através da Tabela 16.

A partir da verificação do atendimento apenas aos valores de c_1 , todos os pilares de borda atenderiam a um TRRF de 120 minutos. Uma vez que é necessário verificar também os valores de b_w , esta unanimidade não ocorre.

Os grupos de pilares A e B, apesar de possuírem valores de c_1 elevados quando comparados aos mínimos dispostos na Tabela 16, em função de sua menor dimensão da seção transversal (b_w) ser inferior ao menor $b_{\min}$ admitido, não atendem ao TRRF de 30 minutos o qual possui a estrutura da edificação.

$$\text{TRRF} = 30 \text{ min} \rightarrow \text{Combinação de } b_{\min}/c_1 = 155/25$$

Já o grupo de pilares C admite um TRRF de até 120 minutos, uma vez que suas dimensões e c_1 obedecem, com elevada folga, a esse tempo, diferentemente da combinação exigida para o atendimento ao TRRF de 180 minutos.

TRRF = 120 min → Combinação de $b_{\min}/c_1 = 175/35$

TRRF = 180 min → Combinação de $b_{\min}/c_1 = 230/55$

Desta maneira, os pilares de borda de seção transversal de 15 cm por 30 cm não atendem ao TRRF da estrutura da própria edificação (30 minutos), enquanto os de seção de 20 cm por 30 cm atendem, através da verificação realizada utilizando a Tabela 16, pelo Método Tabular da NBR 15200:2012.

Os demais pilares, internos e de canto, encontram-se com mais de uma face expostas ao fogo, sendo necessário a aplicação do Método Analítico para pilares.

3.2.2 Método Analítico para pilares

Através da análise do projeto estrutural existente, pode-se identificar os pilares com a maior área de aço efetiva, os quais enquadram-se no grupo D da Tabela 20. De modo a se obter seus esforços solicitantes, assim como suas demais características construtivas, foi realizado o lançamento de toda a estrutura em um software do tipo CAD, voltado para o projeto de estruturas de concreto.

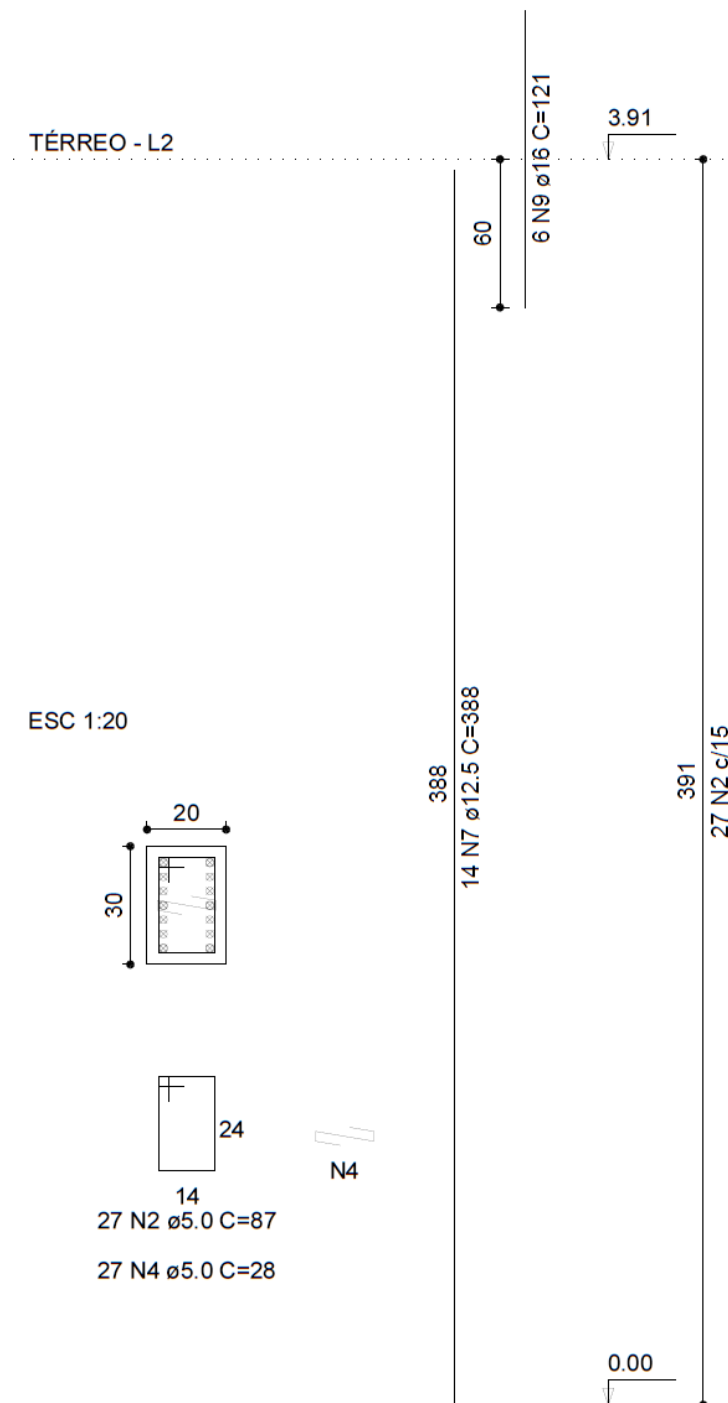
Com a manipulação realizada em software, os pilares escolhidos e analisados (de maior área de aço em sua seção transversal) apresentaram dimensionamento semelhante ao projeto estrutural estudado, dispondo as características fornecidas pela Tabela 21 e detalhamento e seção transversal conforme a Figura 14. Os referidos pilares equivalem a lances situados entre os níveis de baldrame e o do primeiro piso.

Tabela 21 - Dados dos pilares de maior área de aço para verificação dos mesmos em situação de incêndio.

Característica	Item	Valor
Menor direção da seção transversal	b	20 cm
Maior direção da seção transversal	h	30 cm
Cobrimento	c	3 cm
Resistência do concreto	f_{ck}	25 MPa
Tensão de escoamento do aço	f_{yk}	50 MPa
Ação axial atuante de cálculo em temperatura ambiente	N_{sd}	669,3 KN
Ação axial atuante de cálculo em situação de incêndio	$N_{sd,fi}$	468,5 KN
Armadura transversal	ϕ_t	5 mm
Armadura longitudinal	ϕ_l	13 mm
Número de barras da armadura longitudinal	n	14
Área de aço efetiva	A_s	17 cm ²
Área de concreto	A_c	600 cm ²
Comprimento do pilar em temperatura ambiente	l_e	391 cm

Fonte: Acervo do autor (2018).

Figura 14 – Seção transversal e detalhamento do lance dos pilares de maior área de aço, os quais estão situados entre os níveis de baldrame e primeiro piso.



Fonte: Acervo do autor (2018).

O Método Analítico para pilares da ABNT NBR 15200:2012 permite determinar o tempo de resistência do elemento (TRF), tendo em vista que este deve admitir valor inferior ao TRRF obtido pelo Método Tabular proposto pela ABNT NBR 14432:2001.

Uma vez que já se dispõe de todas as informações necessárias, é possível calcular os parâmetros necessários para a determinação do TRF (Tabela 22), conforme a equação 27.

Tabela 22 – Cálculo dos parâmetros para a determinação do TRF dos pilares.

Item	Cálculo	Valor	Condição
c_1	$\text{cobrimento} + \varnothing_t + \varnothing_l$	41,25 cm	$25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm}$
b'	$\frac{2A_c}{(b + h)}$	240 cm	$h > 1,5b \text{ e } b' \geq 190 \text{ mm}$
μ_{fi}	$\frac{N_{sd,fi}}{N_{Rd}}$	0,7	$\mu_{fi} \leq 0,7$
$l_{ef,fi}$	$0,5l_e$	1,955 m	$l_{ef,fi} \leq 6 \text{ m}$
R_n		12	$n > 4$
R_b	$0,09b'$	21,6	$190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$
R_l	$9,6(5 - l_{ef,fi})$	29,232	
R_a	$1,60(c_1 - 30)$	18	
R_μ	$83(1 - \mu_{fi})$	24,9	

Fonte: Acervo do autor (2018).

De acordo com as condições impostas pela ABNT NBR 15200:2012, o fator de redução para o nível do carregamento em situação de incêndio, μ_{fi} , pode possuir valor até 0,7, este sendo adotado quando não é calculado explicitamente, encontrando-se, então, a favor da segurança. Desta maneira, respeita-se, paralelamente, ao disposto na Equação (29).

Aplicando a Equação 27 para determinação do TRF, tem-se:

$$TRF = 120 \left(\frac{R_\mu + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8}$$

$$TRF = 120 \left(\frac{24,9 + 18 + 29,232 + 21,6 + 12}{120} \right)^{1,8}$$

$$TRF = 95,55 \text{ minutos}$$

Por conseguinte, tem-se que os pilares que recebem a maior combinação de ações, admitindo uma maior área de aço, possuem TRF de 95,55 minutos, o que atende ao TRRF da estrutura da edificação (30 minutos). Pode-se, então, concluir que estes pilares, segundo o Método Analítico para pilares, estão seguros em relação à situação de incêndio.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi realizada a análise e verificação em situação de incêndio da estrutura do Laboratório de Habilidades Médicas da UFERSA, Campus Mossoró, de acordo com o Método Tabular e Método Analítico para pilares sugeridos e fornecidos pela ABNT NBR 15200:2012. Com o auxílio de um software tipo CAD, voltado para projetos de estruturas de concreto armado foi possível obter os esforços atuantes nos pilares analisados, permitindo a verificação dos mesmos através do Método Analítico.

De maneira generalizada, todos os elementos analisados, dentre lajes, vigas e pilares, obedecem, inicialmente, às dimensões limites exigidas pela ABNT NBR 6118. As lajes de piso não em balanço, situação definida pela norma, apresenta altura total superior a 8 cm; as vigas apresentam sua menor dimensão da seção transversal maior que 12 cm; os pilares, por sua vez, possuem sua menor direção medindo mais que 14 cm e área de seção transversal superior a 360 cm².

Através do Método Tabular da ABNT NBR 14432:2001, a edificação foi classificada na divisão E.1, que condiz com a realidade de escolas em geral, admitindo, também em virtude de sua altura, um TRRF de 30 minutos. Este tempo requerido de resistência deve ser atendido minimamente por qualquer dos elementos estruturais da edificação, de modo a garantir a evacuação, socorro e ação de combate ao incêndio de maneira eficaz.

Através da análise de todos os elementos, pôde-se constatar que apenas as lajes nervuradas, as quais compõem a maior parte do piso e cobertura da edificação, possuem TRRF semelhante ao da estrutura, e que os pilares de borda cujas dimensões da seção transversal limitam-se às medidas de 15 cm por 30 cm não atendem ao TRRF mínimo exigido.

Em casos que a edificação está apenas na fase de projeto, de maneira a corrigir os déficits de sua estrutura quanto à resistência ao fogo, recomenda-se o redimensionamento da estrutura, admitindo um maior cobrimento da armadura, assim como um melhor arranjo da mesma. Nas situações que a edificação encontra-se em processo construtivo, pode-se adotar a aplicação de revestimentos de elevada aderência, conforme sugerido pela ABNT NBR 15200:2012, assim como os protetores à base de gesso, vermiculita etc. Desta maneira, os valores de c_1 acentuam-se, dificultando o aparecimento de reações da estrutura perante o fogo.

Considerando apenas a aplicação dos referidos métodos para verificação dos elementos estruturais em situação de incêndio, a estrutura como um todo não estaria segura, podendo apresentar o colapso de alguns dos seus elementos estruturais previamente ao tempo mínimo

adotado. Porém é necessário verificar condições as quais a ABNT NBR 14432 isenta as edificações quanto aos requisitos de resistência ao fogo.

Desta maneira, como a edificação em questão apresenta-se com dois pavimentos, área total construída inferior a 1500 m² e carga de incêndio específica inferior a 1000 MJ/m², esta pode estar isenta dos requisitos de resistência ao fogo admitidos pela ABNT NBR 14432:2001, mesmo concluindo através do Método Tabular de verificação da ABNT NBR 15200:2012 que o atendimento ao TRRF da estrutura não é atendido em sua totalidade.

Posteriormente, para trabalhos futuros, é possível realizar a análise da estrutura em questão através da aplicação de métodos alternativos fornecidos pela ABNT NBR 15200:2014 e/ou Eurocode 2, podendo estes serem menos conservadores e mais precisos, os quais possam permitir o atendimento desta mesma estrutura ao TRRF obtido através do Método Tabular da ABNT NBR 14432:2001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: Componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001b.

._____. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio do Janeiro, 2001.

._____. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

._____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

._____. **NBR 15575-2**: Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.

._____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

COSTA, Carla Neves. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 724f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2008.

COSTA, C.; SILVA, V. **Considerações sobre a segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio**. In: NUTAU, São Paulo, 2004. Disponível em: <http://www.lmc.ep.usp.br/grupos/gsi/wp-content/artigos1/Nutau2004_concreto.pdf>. Acesso em: 20 jul. 2018.

COSTA, C.; SILVA, V. **Métodos simplificados para o dimensionamento de estruturas de concreto sujeitas à flexão simples, em situação de incêndio**. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Recife, set. 2005. Disponível em: <http://www.lmc.ep.usp.br/grupos/gsi/wp-content/artigos1/47cbc0540_metodo.pdf>. Acesso em: 20 jul. 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2**: Eurocode 1: actions on structures – Parte 1.2: general rules – actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1.2: general rules - structural fire design. Brussels: CEN, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2**: Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures – Parte 1.2: general rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2005.

G1. **O que se sabe e o que falta esclarecer sobre o incêndio e o desabamento em São Paulo**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/o-que-se-sabe-e-o-que-falta-esclarecer-sobre-o-incendio-e-o-desabamento-em-sao-paulo.ghtml>>. Acesso em: 25 jul. 2018.

MAGALHÃES, Felipe M. **Desenvolvimento de projeto estrutural em concreto armado, da superestrutura do laboratório de pós-colheita de milho – LAPOM – da Universidade Federal Rural do Semiárido**. 2014. 134f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal Rural do Semi-árido, Mossoró, 2104.

OLIVEIRA, Isaac A. **Estrutura de concreto armado em situação de incêndio. Uma análise térmica de uma viga sob flexão simples**. 2013. 80f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2013.

SANTOS, Altair. **Por que o edifício Wilton Paes de Almeida desabou?** Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/por-que-o-edificio-wilton-paes-de-almeida-desabou/>>. Acesso em: 25 jul. 2018.

SEITO, A.I. et al. **A segurança contra incêndios no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora. 2008. 496 p.

SOUSA, D.; SILVA, P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2015. 137f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

TAVARES, T.; NOGUEIRA, U. **Análise de painéis de concreto armado em situação de incêndio**. 2016. 147f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

TÉCHNE. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/99/estruturas-de-concreto-em-situacao-de-incendio-285662-1.aspx>>. Acesso em: 25 jul. 2018.