

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DE FORMIGA-UNIFOR - MG**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**FELIPE VINÍCIUS SILVA**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS SUJEITOS A  
VERIFICAÇÃO AO FOGO SEGUNDO A NBR 15.200 DE 2012**

**FORMIGA MG**  
**2018**

FELIPE VINÍCIUS SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS SUJEITOS A  
VERIFICAÇÃO AO FOGO, SEGUNDO A NBR 15.200 DE 2012

Trabalho de conclusão de curso  
apresentado ao curso de Engenharia Civil  
do UNIFOR-MG, como requisito parcial  
para obtenção de título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. D.r Tiago de Moraes Faria  
Novais

FORMIGA MG

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Biblioteca UNIFOR-MG

S586 Silva, Felipe Vinícius.  
Análise comparativa de elementos estruturais sujeitos a verificação ao fogo segundo a NBR 15.200 de 2012 / Felipe Vinícius Silva. – 2018.  
74 f.

Orientador: Tiago de Moraes Faria Novais.  
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)-  
Centro Universitário de Formiga-UNIFOR, Formiga, 2018.

1. Ação do fogo nas estruturas. 2. Estabilidade estrutural.  
3. Cálculo estrutural. I. Título.

CDD 624.171

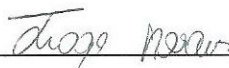
Catalogação elaborada na fonte pela bibliotecária  
Rosana Guimarães Silva – CRB 6-3064

Felipe Vinícius Silva

ANÁLISE COMPARATIVA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS SUJEITOS A  
VERIFICAÇÃO AO FOGO, SEGUNDO A NBR 15.200 DE 2012

Trabalho de conclusão de curso  
apresentado ao curso de Engenharia Civil  
do UNIFOR-MG, como requisito parcial  
para obtenção de título de bacharel em  
Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA



---

Prof. D.r Tiago de Moraes Faria Novais

Orientador



---

Prof.<sup>a</sup> M.<sup>a</sup> Christiane Pereira Rocha Sousa

UNIFOR - MG



---

Eng. Rafaela Amanda de Oliveira

Engenharia Civil

Formiga, 05 de novembro de 2018.

***“Identificar um problema e tomar uma ação, sem ao menos conhecer o processo, é o mesmo que dirigir com os olhos vendados.”***

***Vanderson Luiz Rocha***

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus que me concedeu sabedoria, paciência e perseverança para atravessar os dias difíceis em busca do grande sonho de um futuro melhor.

À minha querida mãe Eliana, obrigado pelas orações e por sempre me apoiar em minhas decisões.

Ao meu amado pai José Maria, pela compreensão e paciência. Obrigado pelo trabalho duro em razão do meu sucesso.

À minha namorada Cecília, pelo amor, carinho, atenção, compreensão, preocupação e amizade. Obrigado por sempre segurar minha mão e me guiar pelo caminho correto. Você é a razão da concretização desse sonho.

Aos melhores amigos, Lucas, Igor, Leandro, Brenner e Felipe, pelos trabalhos compartilhados, pelas risadas e companheirismo. Não teria conseguido passar tantas barras sem vocês

Ao orientador e parceiro de caminhada Tiago. Obrigado pelo empenho, profissionalismo e paciência. E desculpe pelas amolações. Você acrescentou muito no meu caminho profissional e acadêmico.

Aos professores do UNIFOR com os quais pude conviver e usufruir da grande sabedoria e amizade, obrigado por tudo.

Enfim, agradeço a todos aqueles que caminharam ao meu lado e me ajudaram a seguir sorrindo.

## RESUMO

No cenário brasileiro, as leis e normas em relação ao processo construtivo com verificação a situações de incêndio são pouco difundidas, raramente sendo utilizadas em edificações de pequeno e médio porte. Em função disso, ocorrências de risco, que poderiam ser contornadas, tornam-se mais frequentes que o normal. Em uma ocorrência de incêndio, cada material componente do concreto estrutural se comporta de uma maneira própria, o que torna essencial a utilização das normas técnicas para dimensionamento estrutural em ocorrências de incêndio. O objetivo deste trabalho, portanto, é abordar o cálculo estrutural em uma edificação com a utilização da norma relativa ao incêndio, comparando-a com outra sem a utilização da mesma. A edificação escolhida, com 3 pavimentos, sendo 2 pavimentos tipo, foi dimensionada em ambas as situações, através do *software* CypeCAD, mostrando qual a real necessidade de redimensionamento das peças estruturais, além da análise da variação dos deslocamentos sofridos pelas duas edificações calculadas. A utilização da norma NBR 15200 (ABNT, 2012), onde é proposto o dimensionamento estrutural de pilares, vigas e lajes para resistir a situações de incêndio, além de tornar a edificação segura contra essas ações excepcionais, dando aos ocupantes o tempo necessário para uma fuga segura, torna-a, também, mais eficiente a outras ações da natureza, como as cargas de vento.

Palavras-chave: Ação do fogo nas estruturas. Estabilidade estrutural. Cálculo estrutural.

## **ABSTRACT**

In the Brazilian scenario, the laws and norms in relation to the constructive process with verification to the fire situations are little diffused, rarely used in buildings of small and medium size. As a result, occurrences of risk, which could be circumvented, become more frequent than normal. In a fire occurrence, each component of structural concrete behaves in its own way, which makes it essential to use the technical standards for structural dimensioning. The objective of this work, therefore, is to approach the structural calculation in a building with the use of the fire standard, comparing it with another one without using it. The chosen building, with 3 floors, being 2 type pavements, was dimensioned in both situations, through the CypeCAD software, showing the real need to resize the structural pieces, as well as the analysis of the variation of the displacements suffered by the two calculated buildings. The use of standard NBR 15200 (ABNT, 2012), which proposes the structural dimensioning of pillars, beams and slabs to resist fire situations, besides making the building safe against these exceptional actions, giving the occupants the time necessary for a escape, it also makes it more efficient to other actions of nature, such as wind loads.

Palavras-chave: Fire action on structures. Structural stability. Structural calculus.



## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - Esquemas de vigas cimentadas criadas por Joseph Monier .....	16
FIGURA 2 - Marquise da Tribuna do Jockey Club de São Paulo.....	18
FIGURA 3 - Edifício Martinelli.....	18
FIGURA 4 - Modos de ensaio de resistência à tração .....	21
FIGURA 5 - Distribuição normal dos resultados .....	23
FIGURA 6 - Diagrama de tensão deformação do concreto.....	23
FIGURA 7 - Diagrama de tensão-deformação para aços de armadura passiva. .....	25
FIGURA 8 - Diagrama de tensão deformação para aços laminados a quente e a frio .....	26
FIGURA 9 - Curva temperatura de um incêndio .....	27
FIGURA 10 - Modelo de incêndio natural. ....	29
FIGURA 11 - Temperatura máxima de um incêndio .....	29
FIGURA 12 - Tempo máximo de duração de um incêndio. ....	30
FIGURA 13 - Curva tempo-temperatura para incêndio padrão e curva “H”. ....	31
FIGURA 14 - Tunel Great Belt (1994) .....	34
FIGURA 15 - Cinema Cacique (1996) .....	35
FIGURA 16 - Variação da Resistência à Compressão e do Módulo de Elasticidade em função da elevação temperatura. ....	36
FIGURA 17 - Exemplo de resistência residual de aços de construção aquecidos nas temperaturas indicadas na abscissa. ....	38
FIGURA 18 - Incêndio ocorrido no Andraus-São Paulo,1972. ....	40
FIGURA 19 - Incêndio ocorrido no edifício Joelma-São Paulo, 1974. ....	40
FIGURA 20 - Instalações precárias do edifício. ....	42
FIGURA 21 - Início do desabamento do edifício. ....	42
FIGURA 22 - Vista frontal edificação.....	45
FIGURA 23 - Vista Superior edificação .....	45
FIGURA 24 - Planta de forma Edifício pavimento tipo .....	50

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	11
2	JUSTIFICATIVA .....	13
3	OBJETIVOS .....	14
3.1.	Objetivo geral .....	14
3.2.	Objetivos específicos .....	14
4	REFERENCIAL TEÓRICO .....	15
4.1.	Histórico do concreto armado no mundo .....	15
4.2.	Histórico do concreto armado no brasil .....	18
4.3.	Concreto: propriedades mecânicas .....	21
4.3.1	Resistência à tração .....	22
4.3.2	Resistencia à compressão .....	23
4.3.3	Módulo de elasticidade e diagramas tensão-deformação .....	24
4.4	Aço .....	25
4.4.1	Resistência característica à tração .....	26
4.4.2	Módulo de elasticidade .....	27
4.4.3	Relação tensão-deformação .....	27
4.5	Incêndio .....	28
4.5.1	Incêndio natural e incêndio padrão .....	29
4.5.2	Tempo de resistência ao fogo .....	32
4.5.3	Método Tabular .....	33
4.5.4	Método de tempo equivalente .....	34
4.6	Efeitos da temperatura sobre o concreto .....	35
4.7	Efeitos da temperatura sobre o aço .....	37
4.8	Incidentes no Brasil.....	40
4.9	Estados Limites .....	43
5	METODOLOGIA .....	46
5.1	Projeto Arquitetônico .....	47
5.2	Concepção estrutural .....	48
5.3	Software CypeCAD.....	49
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	50
6.1	Comparação estrutural.....	54

<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>57</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>58</b>
	<b>ANEXO A – Histórico do concreto no mundo .....</b>	<b>61</b>
	<b>ANEXO B - Tempo requerido de resistência ao fogo .....</b>	<b>62</b>
	<b>ANEXO C - Classificação das edificações quanto à sua ocupação .....</b>	<b>63</b>
	<b>ANEXO D - Valores das cargas de incêndio específicas.....</b>	<b>66</b>
	<b>ANEXO E - Fatores das medidas de segurança contra incêndio .....</b>	<b>68</b>
	<b>ANEXO F - Valores de <math>\gamma_{s2}</math>.....</b>	<b>69</b>
	<b>ANEXO G - Efeitos decorrentes da elevação de temperatura sobre o concreto. ....</b>	<b>70</b>
	<b>ANEXO H - Características do concreto superaquecido. ....</b>	<b>71</b>
	<b>ANEXO I - Valores de <math>k_s, \theta</math>, para aços de armadura passiva. ....</b>	<b>72</b>
	<b>APÊNDICE A - Planta arquitetônica Pavimento tipo – Sem escala .....</b>	<b>73</b>
	<b>APÊNDICE B - Planta eixo de pilares – Sem escala .....</b>	<b>74</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto são dimensionadas e calculadas para resistir às solicitações em função das ações permanentes, variáveis e excepcionais, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003). Esta norma trata das solicitações sofridas pelas construções durante seu tempo de vida, para o dimensionamento das peças estruturais.

As ações permanentes e variáveis por atuarem frequentemente durante a vida útil da edificação são levadas em consideração, não podendo se tratar da mesma maneira em relação às ações excepcionais, onde são abordadas situações como o incêndio. Essa situação nem sempre é considerada no dimensionamento da estrutura, por falta de normas brasileiras, já que as existentes no Brasil se caracterizam por adaptações de normas estrangeiras, e possível desconhecimento da situação.

Por ser um país de dimensões continentais e com isso, vários contextos financeiros, normas como a NBR 15200 (ABNT, 2012) que trata do dimensionamento das estruturas em relação ao incêndio, e NBR 14432 (ABNT, 2001) que trata do enquadramento das estruturas nos Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF) específicos, oneram em demasia o custo da obra e nem sempre são seguidas.

Edificações de pequeno porte e médio porte são calculadas apenas utilizando-se do que é prescrito pelo Corpo de Bombeiros ou pela NBR 6118 (ABNT, 2014) que trata do dimensionamento das estruturas de maneira geral, o que torna difícil determinar o tempo de resistência da estrutura perante a situações de incêndio, haja visto que, as situações propostas pelas normas de resistência ao fogo não são utilizadas.

As normas referentes a incêndios tardaram a chegar ao Brasil, anteriormente existiam apenas as normas referentes aos códigos de obras de cada cidade, além das utilizadas pelo Corpo de Bombeiros de cada estado, à época, proveniente da área de seguros, que indicavam proteção a incêndio, extintores e hidrantes, e sua correta sinalização. Os acidentes sofridos pelos edifícios Andraus, em 1972 e Joelma, em 1974, ambos localizados na cidade de São Paulo, mobilizaram a mídia quanto à importância da segurança em relação a incêndios, e, após um laudo emitido pelo Instituto de Engenharia de São Paulo mostrar que o Edifício Joelma seguia as normas existentes até então, provou-se necessária a melhora das normas presentes no país,

sendo criado pela legislação estadual de São Paulo o Decreto N° 20.811, aprovação das especificações para instalação de proteção contra incêndios.

O uso das normas referentes a incêndio tem a função de resguardar e garantir que em caso de uma situação de incêndio, todos os ocupantes tenham um tempo hábil para abandonar a edificação, antes da ocorrência de uma falha estrutural. O presente trabalho tem como objetivo mostrar a variação de dimensionamento em uma estrutura com e sem a utilização da norma NBR 15200 (ABNT, 2012), comprovando sua real necessidade de uso. Além de demonstrar as variações de deslocamento das estruturas calculadas, mostrando os benefícios do uso da norma de incêndio para a edificação como um todo.

## 2 JUSTIFICATIVA

O concreto armado é um material formado por vários componentes que, expostos ao fogo, reagem de maneira diferente em cada particularidade de seus elementos. O concreto sofre microfissurações, retração e outros efeitos que tendem a diminuir sua resistência à tração e principalmente a resistência à compressão, sua maior qualidade. O aço, quando submetido ao fogo, também é afetado, sofrendo além de grande perda de sua resistência à tração, recomposição e recristalização, afetando a estrutura cristalina do aço, e suas propriedades mecânicas.

Em uma situação em que uma estrutura está sujeita ao fogo, é necessário que a edificação resista por um certo tempo, sem sofrer rupturas, dando aos ocupantes, uma fuga segura. Esse tempo de fuga é chamado Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). O cálculo do TRRF é necessário, pois o processo de incêndio leva a uma diminuição da resistência dos materiais e elementos estruturais, além do aumento de forças solicitantes por alongamentos axiais e gradientes térmicos, de acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012).

Dito isso, torna-se essencial o projeto de estruturas para situações de incêndio, obedecendo às normas técnicas e aos estudos decorrentes na área. Este trabalho se firma pelo objetivo de expandir e colaborar com a difusão da importância e da necessidade do dimensionamento de estruturas sujeitas a situações de incêndio, uma área de estudo ainda pouco difundida no país.

### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 Objetivo geral**

Avaliar o cálculo de estruturas de concreto armado, segundo as normas brasileiras de projetos de incêndio, e os efeitos aos quais as mesmas estão sujeitas, comparando dois modelos estruturais, com e sem consideração para situações de incêndio.

#### **3.2 Objetivos específicos**

O presente trabalho também possui, como objetivos específicos, os seguintes itens:

- Analisar como o incêndio afeta a estrutura, e as diferenças abordadas entre o cálculo utilizando as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 15200 (ABNT, 2012) ;
- Modelar e realizar uma análise estrutural para uma edificação escolhida, utilizando de gráficos e modelos computacionais para determinar os efeitos do incêndio na estrutura, utilizando o *software* *CYPECAD*;
- Verificar qual a maior solicitação de cargas das peças estruturais, e analisar a variação de deslocamento entre estruturas com e sem dimensionamento referente ao incêndio.

## 4 REFERENCIAL TEÓRICO

### 4.1 Histórico do concreto armado no mundo

Dentre os materiais utilizados pelo homem na construção (concreto, madeira, pedras, argila e cerâmica), o concreto é o de uso mais recente, comparado aos demais materiais construtivos.

Segundo Kaefer (1998), em meados de 300 a.C. até 400 d.C. os romanos já utilizavam uma espécie de “concreto”. Eles descobriram que, ao combinar uma determinada cinza vulcânica do Monte Vesúvio, chamada de pozolana, à cal hidratada, era possível obter uma mistura que solidificava em presença de água. Esse é o esboço do primeiro uso de concreto.

Diferentemente da arquitetura grega, que era composta basicamente de grandes construções de pedras, definidas por linhas retas e colunatas, estilo que define as edificações daquele país, a arquitetura romana se destacou pela utilização de abóbadas, cúpulas e arcos de grandes dimensões. Através da combinação de tijolos de argila, o “concreto” utilizado pelos romanos e demais materiais, foi possível edificar obras magníficas, até então nunca vistas anteriormente, como o Panteão e o Coliseu. O Panteão, foi construído por volta de 27 a.C. com concretos de variados materiais, tendo formato de abóbada, com diâmetro de 43,3 metros, e o Coliseu, a maior obra construída pelo Império Romano, utilizando-se de pedras e concreto, entre 69 e 79 d.C. (BASTOS, 2006).

Em 1824, Joseph Aspdin, utilizando de altas temperaturas, fez a queima de calcário e argila, moídos e misturados, queimando-os até a retirada total do gás carbônico e moendo o material novamente. Aspdin nomeou esse material de cimento Portland em homenagem às jazidas de onde eram retirados os materiais para queima, em Portland, na Inglaterra. Porém a definição do cimento Portland utilizado atualmente não deve ser comparada à criação de Aspdin, pois, além de não ter comprovações que a temperatura utilizada por ele foi a necessária para a transformação dos materiais em clínquer, não houve qualquer patente das proporções de materiais utilizados (KAEFER, 1998).

A criação do cimento Portland trouxe à luz, estudos sobre o concreto armado (a primeira denominação de concreto armado). Joseph Louis Lambot foi pioneiro,



estudando o efeito de introdução de ferragens em uma massa de concreto. Em meados de 1855, Lambot levou sua criação à Exposição Universal de Paris, um barco cuja estrutura era composta por vergalhões de aço treliçados cobertos por uma camada de concreto. (KAEFER, 1998).

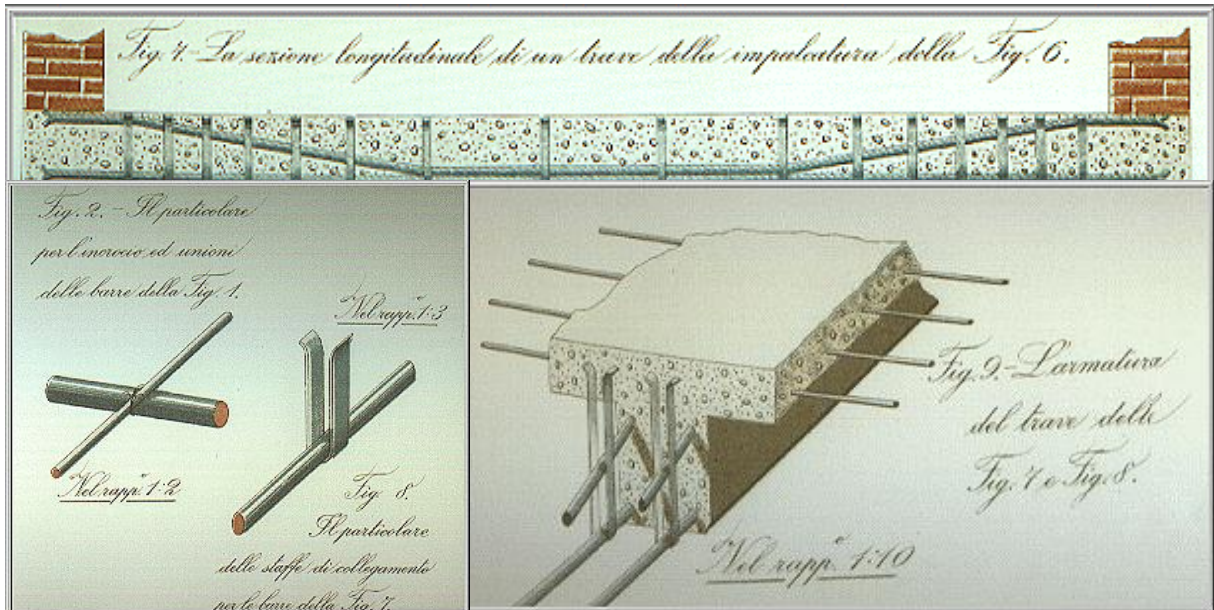
Paralelamente à Lambot, vários outros pesquisadores faziam novas descobertas em relação ao concreto armado. Um norte americano, Thaddeus Hyatt, na data de 1850, após ensaios, enxergou a verdadeira função da armadura relacionada ao concreto, porém devido à falta de publicação, seus estudos não alcançaram grande repercussão. François Coignet também iniciava experiências na área do concreto armado, através da construção de vigotas e peças de tubulação hidráulica (BASTOS, 2006).

Apesar de ser considerado como o criador do concreto armado, as experiências de Joseph Lambot não atraíram muita atenção à época, mas é considerada a inspiração para Joseph Monier avançar nos estudos do concreto armado. (SANTOS, 1961)

Pode-se observar, na tabela disposta no ANEXO A, o resumo histórico da utilização do concreto até os dias atuais.

Em 1861, um jardineiro de profissão, Joseph Monier, utilizou malhas de concreto como reforço de seus vasos, pois os achava muito frágeis. Avançando na ideia de como utilizar do aço em meio ao concreto, patenteou suas ideias e posteriormente as levou para a Exposição Universal de Paris, e, no ano seguinte, patenteou um sistema composto de vigas cimentadas reforçadas com barras de ferro, como visto na FIG. 1, e os expôs na Exposição da Antuérpia em 1879. Durante essa exposição, Monier passou suas patentes para G.A. Wayss, para uso na Alemanha (SANTOS, 1961).

FIGURA 1 - Esquemas de vigas cimentadas criadas por Joseph Monier



Fonte: Istituto Universitario di Architettura di Venezia

Após a compra da patente, G.A. Wayss iniciou estudos experimentais, com o auxílio do engenheiro Matthias Koenen, e publicaram, em 1897, o livro *Das System Monier*, o primeiro livro alemão sobre os fundamentos do concreto armado (KAEFER, 1998).

Conforme Bastos (2006), em 1900, E. Mörsch, professor da Universidade de Stuttgart, lançou a primeira teoria sobre dimensionamento de concreto armado. Suas teorias findaram em ensaios que originaram nas primeiras normas de cálculo do concreto armado. A treliça de Mörsch é uma das mais clássicas invenções da engenharia, permanecendo aceita a mais de 100 anos.

As tensões de tração no concreto, foram um problema encontrado pelos engenheiros, que retardou a evolução do concreto armado, pois não haviam métodos para resolvê-los. Até que M. Koenen propôs, em 1907, solucionar a tração no concreto tracionando previamente as barras de aço, ocasionando tensões de compressão. Era o início do concreto protendido. (Bastos, 2006).

Após esse longo caminho, o concreto armado chegou ao patamar de material construtivo mais usado no mundo, sendo utilizado em todos os tipos de construções e por todos os países e continentes.

## 4.2 Histórico do concreto armado no Brasil

Poucas escolas de engenharia no mundo têm tanto conhecimento em concreto armado quanto a brasileira. Mesmo não sendo criado em terras tupiniquins, as peculiaridades da sociedade, economia e influências levaram ao desenvolvimento de tecnologias variadas para seu uso no país. De acordo com Santos (2008, p.15), “nenhum outro material de construção é tão consumido no Brasil quanto o cimento, ingrediente principal do concreto armado e essencial também para os tipos de vedação que o acompanham.”

Na década de 1900, ocorreram as primeiras construções com concreto armado do país. Casas e sobrados foram erguidos em Copacabana e construídas galerias de água com concreto armado, com comprimento de 47 m e 74 m. Pontes foram construídas com vãos de 5,4 m, à rua Senador Feijó, e foi executada por Echeverria e François Hennebique, um grande pesquisador do concreto armado, uma ponte com vão de 9 m. Ainda na década de 1900, o primeiro prédio foi erguido em São Paulo, com 3 pavimentos, sendo um dos mais antigos em “cimento armado”. (Bastos, 2006).

Conforme Bastos (2006), G. A. Wayss, em 1913, instalou uma de suas fábricas no país, sendo considerada o ponto de maior importância para o crescimento do concreto armado no país. Entende-se que, de 1913 a 1924, G. A. Wayss utilizou da empresa de um conterrâneo, L Riedlinger, construindo mais de 40 pontes com mão de obra estrangeira e, posteriormente, com mão de obra nacional, após transformar sua empresa em uma escola técnica. Em 1924, a empresa de G.A. Wayss é registrada com o nome de Companhia Construtora Nacional, permanecendo em funcionamento até 1974. À partir da década de 20, os cálculos estruturais passaram a ser produzidos no próprio país, e o Brasil passou a acumular feitos na engenharia:

Na FIG. 2 pode-se notar a Marquise da tribuna do Jockey Club de São Paulo, com vão de 22,4 m, um recorde mundial em 1926.

FIGURA 2 - Marquise da Tribuna do Jockey Club de São Paulo



Fonte: (BASTOS, 2006)

Observa-se, na FIG. 3, o Edifício Martinelli, um dos primeiros arranha-céus brasileiros, com 130 m de altura, um recorde mundial.

FIGURA 3 - Edifício Martinelli



Fonte: (BASTOS, 2006)

Entretanto, ainda não era totalmente difundido o uso do concreto armado. Uma pesquisa feita em 1920, na cidade de Recife, acusava que, somente nessa década, o número de casas de concreto armado havia passado em quantidade ao número de casas construídas por taipa<sup>1</sup>, esta última sendo proibida no perímetro urbano da cidade. (SANTOS, 2008 *apud* NASLAVSKY, 1997).

Dados mostram que, em 1913, cerca de 37 mil habitações existiam em Recife, das quais 22,5% eram construídas em taipa. Em 1921, cerca de 75% das novas construções eram de taipa, contra apenas 25% das construções em alvenaria. Em 1927, o panorama já havia se alterado, com 82% das casas de alvenaria e apenas 12% das casas de taipa. (SANTOS, 2008 *apud* NASLAVSKY, 1997).

Para o desenvolvimento do concreto armado e a construção civil no país, os anos 30 foram extremamente importantes. A Reforma Francisco Campos, introduziu o concreto armado no escopo de matérias nos currículos da arquitetura e engenharia. A pesquisa tecnológica tem início, com as cadeiras de Resistência e Estabilidade associando-se a testes laboratoriais e estudos sobre concreto armado. Surgem as primeiras normas e manuais de resistência dos materiais editados no Brasil, e aparecem as primeiras revistas especializadas. São criadas as primeiras construtoras especializadas em concreto armado e surgem os primeiros escritórios de prestação de serviço e fiscalização de projeto e obras. Esse processo inicia o desenvolvimento do campo profissional da engenharia, chamado de “nacionalização da engenharia estrutural” e “valorização da profissão engenheiro”. (SANTOS, 2006 *apud* TELLES, 1994, P.483).

A complexidade matemática nos cálculos referentes ao concreto armado passou a exigir a presença de um engenheiro, deslocando os velhos mestres de obras, engenheiros práticos e profissionais sem diploma. Nesse ponto há a separação entre engenheiros e mestres de obras, onde é incumbido ao engenheiro as tarefas de aplicação de conhecimentos obtidos, como cálculo e topografia, apontamentos e medições, e ao mestre de obras é incumbido solucionar problemas técnicos e de ordem prática, que se relacionem à realização de serviços de obra. (VARGAS, 1994) Emílio Baumgart foi um dos principais influenciadores do concreto armado no país.

De acordo com Carvalho, (2003) Baumgart foi pioneiro em possuir um escritório dedicado exclusivamente à consultoria de cálculo estrutural. Ele foi responsável na

---

<sup>1</sup> Taipa: Processo construtivo de paredes que utilizam barro amassado para preencher os espaços criados por uma espécie de gradeamento feito por paus, bambus, caules de arbustos, etc.

formação de muitos engenheiros calculistas, já que não havia tal disciplina nas escolas de engenharia. Entre 1926 e 1943 Baumgart desenvolveu mais de 800 trabalhos, entre projetos, cálculos e execuções, destacando-se como um dos mais importantes o cálculo do edifício do Ministério da Educação, projetado por Lucio Costa, Oscar Niemayer, entre outros. Baumgart, para resolver problemas estruturais, teve de abrir mão das normas vigentes. Em desacordo com as normas, ele fez uso de “lajes cogumelo” e o engrossamento da cabeça dos pilares em detrimento aos tradicionais capitéis. (CARVALHO, 2003)

O governo de Getúlio Vargas veio para reafirmar e solidificar a base do concreto armado no Brasil. Além das obras públicas da Era-Vargas, o governo atuou diretamente na criação do Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia, conhecidos mais tarde como, CREA e CONFEA, que regem e organizam os cursos de engenharia e trabalham a favor e para o engenheiro. Diversas escolas também foram criadas, por Getúlio Vargas e principalmente por Juscelino Kubitschek. (VASCONCELLOS E CARRIERI JR., 2005).

Durante a década de 1950, 14 estados do Brasil possuíam escolas de engenharia. O início da década é caracterizado pela volta do desenvolvimento após o término da 2ª Guerra Mundial, e a criação do ITA, o Instituto Tecnológico da Aeronáutica, ligado ao Ministério da Aeronáutica e o curso de Engenharia Aeronáutica. No fim da década de 50, o país já possuía 28 escolas, distribuídas nos estados do Brasil de acordo com o desenvolvimento econômico local, sendo concentradas na região sudeste. O processo de industrialização ocasionado por Kubitschek, o “50 anos em 5”, criou novas escolas, até que, no final da década de 1970, o país já contava com 117 escolas em funcionamento e atualmente encontram-se instaladas mais de 450 escolas, formando engenheiros Brasil afora. (MACEDO e SAPUNARU, 2016)

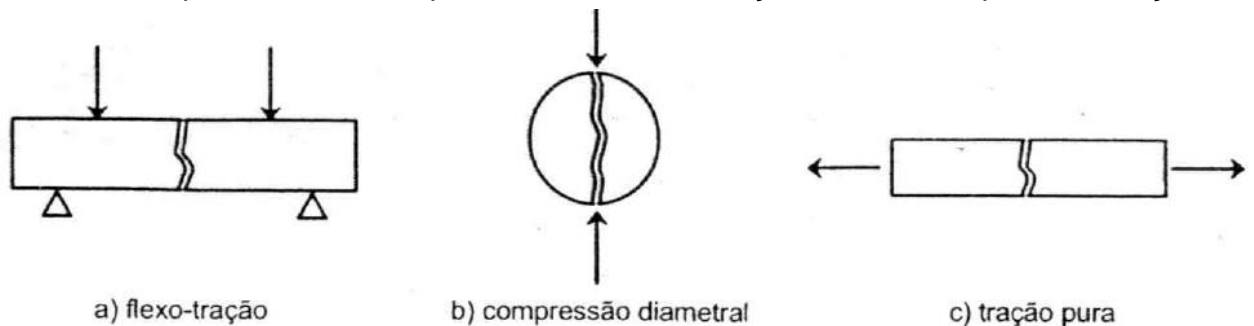
### **4.3 Concreto: Propriedades mecânicas**

As propriedades mecânicas mais significativas para qualquer sistema estrutural são: a resistência à tração e compressão, o módulo de elasticidade e a relação tensão-deformação. Qualquer falha em uma dessas propriedades pode ser a ruína de uma

estrutura, colocando em risco todos ao redor. Logo, cada uma dessas propriedades deve ser analisada com sabedoria e seguindo as normas vigentes (FUSCO, 2006).

#### 4.3.1 Resistência à tração

De acordo com Carvalho e Filho (2016), o concreto é um material com resistência à tração insuficiente, de forma que, normalmente, não se utiliza essa propriedade como função estrutural. No entanto, sua resistência à tração pode estar relacionada a capacidade de resistência da peça, como as peças sujeitas à esforços de forças cortante e diretamente à fissuração, desse modo, é necessário conhecê-las. Existem 3 tipos de ensaios para resistência à tração, são eles: por flexotração,



compressão diametral (tração indireta) e tração direta. (FIG. 4)

FIGURA 4 - Modos de ensaio de resistência à tração

Fonte: CARVALHO E FILHO, 2016.

Segundo Fusco (2006), o ensaio de resistência à tração pura é de difícil execução, pois as garras de fixação da máquina de ensaio não podem interferir na execução do teste. Logo, ensaios alternativos foram aceitos, como a ruptura por flexotração e ruptura por compressão diametral. A NBR 6118 (ABNT, 2014), admite – se relações fixas entre resistência do concreto a tração e à compressão, adotando os valores obtidos pelas equações (1), (2) e (3):

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}; \quad (1)$$

$$f_{ct,sup} = 0,7 f_{ct,m}; \quad (2)$$

$$f_{ct,inf} = 1,3 f_{ct,m}; \quad (3)$$

Onde:  $f_{ct,m}$  = resistência a tração média

$f_{ct,sup}$  = resistência a tração superior

$f_{ct,inf}$  = resistência a tração inferior

### 4.3.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão é a propriedade de maior qualidade do concreto. Ela é medida através de um ensaio padronizado, especificando os procedimentos de moldagem e ensaio dos corpos de prova pelas NBR 5738 (ABNT, 2008) e NBR 5739 (ABNT, 2007) respectivamente. Utilizam-se corpos cilíndricos, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, a ser realizado a 28 dias de idade, sendo que mesmo após os 28 dias, a resistência do concreto ainda tende a crescer na ordem de 20 a 25 % (Fusco, 2008).

A NBR 6118 de 2014 define, que a resistência característica  $f_{ck}$  do concreto a compressão, tem 95% de confiabilidade, de modo que 95% das amostras estejam acima dos valores característicos  $f_k$  e 5% abaixo dos mesmos valores. Essa variação estatística é admitida devido a probabilidade de variações no lote de corpos de prova.

De acordo com Carvalho e Filho, (2016), através dessa definição e admitindo uma distribuição estatística normal dos resultados, através da curva de Gauss (FIG. 5), a resistência à compressão é expressada pela equação 4 e/ou 5:

$$f_{ck} = f_{cm} * (1 - 1,645 * \delta) \text{ ou} \quad (4)$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 * s; \quad (5)$$

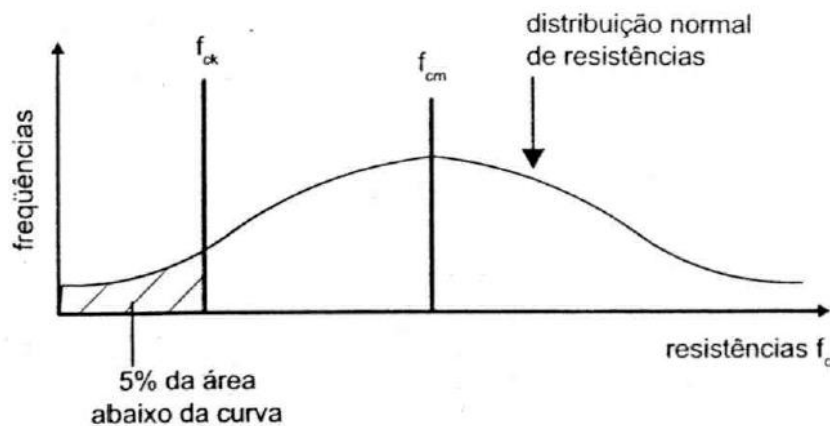
Onde:  $f_{cm}$  é a resistência média e S o coeficiente de variação, expresso pela equação 6:

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \cdot \left(\frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{cm}}\right)^2}; \quad (6)$$

sendo  $s = f_{cm} * \delta$  o desvio padrão.



FIGURA 5 - Distribuição normal dos resultados

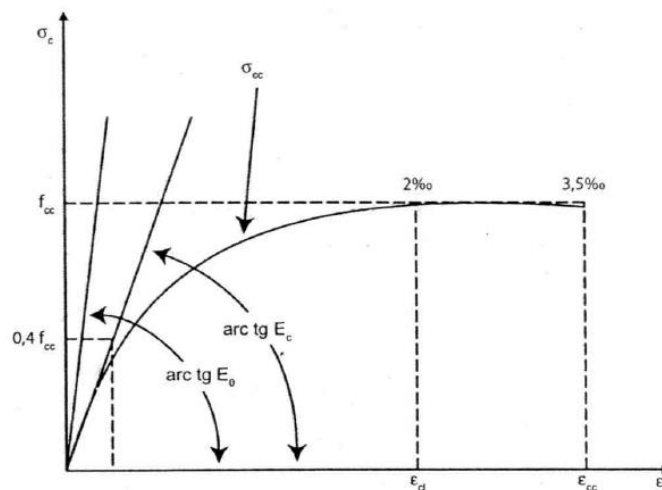


Fonte: CARVALHO E FILHO, 2016

#### 4.3.3 Módulo de Elasticidade e Diagrama Tensão-Deformação

O módulo de elasticidade, segundo Carvalho e Filho (2016), é uma grandeza que quantifica a rigidez de um determinado material sólido, e pode ser obtida através de relações entre as tensões e deformações do material, fornecidas pelo diagrama de tensão-deformação, conforme a FIG. 6.

FIGURA 6 - Diagrama de tensão deformação do concreto



Fonte: CARVALHO E FILHO, 2016.

Sendo:

- Módulo tangente: valor variável em cada ponto, dado pela inclinação da reta, tangente à curva nesse ponto;

- b) Módulo de deformação tangente na origem ( $E_o$ ): dado pela inclinação da reta tangente à curva;
- c) Módulo secante ( $E_{cs}$ ): valor variável em cada ponto, obtido pela inclinação da reta que une a origem a esse ponto. Valor obtido pela equação 7:

$$E_{cs} = \frac{\sigma}{\varepsilon}; \quad (7)$$

Onde:

$\sigma$  = valor da tensão obtida no gráfico;

$\varepsilon$  = valor da deformação obtida no gráfico pelo módulo de elasticidade.

Segundo a NBR 8522 (ABNT, 2008), que trata de métodos para determinação do módulo de elasticidade à compressão do concreto endurecido, o módulo de deformação tangente inicial do concreto ( $E_{ci}$ ), ou apenas módulo de elasticidade inicial, deve ser determinado através de ensaios especificados na norma, aos 28 dias de idade do concreto, ou pode ser estimado pelas equações 8 e 9:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para concretos de 20 a 50 mPa}; \quad (8)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right) \text{ para concretos de 55 a 90 mPa}; \quad (9)$$

Onde: :  $\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcários;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito;

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em mPa.

#### 4.4 Aço

O aço está presente em todas as etapas da construção civil, desde a fundação, alvenaria e acabamento. Trabalhando juntamente com o concreto, formando o concreto armado, o aço tem a função de resistir às forças de tração e cisalhamento sofridas pelas peças estruturais (CARVALHO E FILHO, 2016).

#### 4.4.1 Resistência característica à tração

Conforme Carvalho e Filho (2016), a resistência característica à tração do aço é a tensão total que a barra de aço consegue suportar na fase elástica, sem se romper, pois ao chegar à fase plástica, o aço sofre deformações definitivas. Os aços CA 25 e CA 50 apresentam patamar de escoamento definido, já o aço CA 60 não se encaixa nesse parâmetro, assim, é estabelecido a ele uma tensão equivalente à deformação específica permanente de 0,002 (0,2% ou 2%). Os aços que se enquadram no patamar de escoamento definido, tem a deformação de cálculo obtida na equação 10:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}; \quad (10)$$

Em que:

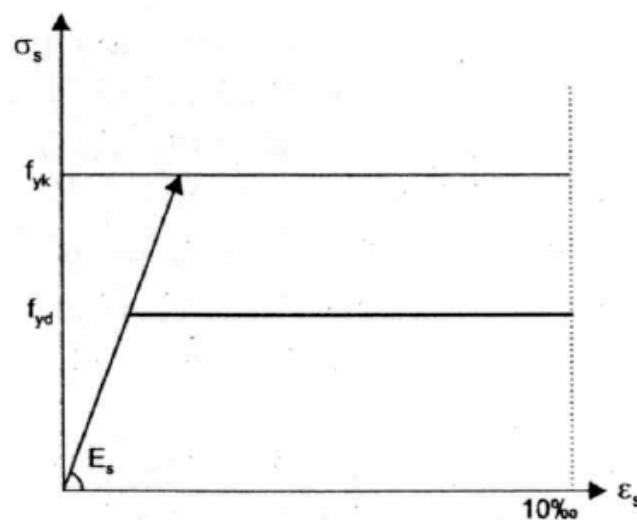
$E_s$  = Módulo de elasticidade do aço, igual a 210000 mPa ( $2,1 \cdot 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>);

$f_{yd}$  = tensão de escoamento do aço, sendo  $f_{yk}/1,15$ ;

$E_s$  = resistência característica do aço à tração.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite para o aço CA 60, no item 8.3.6, utilizar os cálculos nos estados limite último e estado limite de serviço, de acordo com a FIG. 7. Tal diagrama é aceito para situações que variam de -20 °C a 150 °C, sendo aceito para tração e compressão.

FIGURA 7 - Diagrama de tensão-deformação para aços de armadura passiva.



Fonte: CARVALHO E FILHO, 2016.

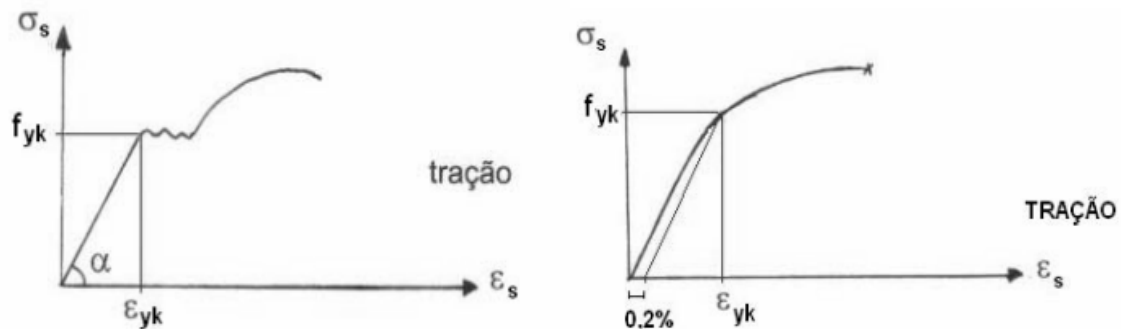
#### 4.4.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do aço, para laminados a quente, é de 2.100.000 kgf/cm<sup>2</sup>, em temperatura ambiente, já para o aço laminado a frio, esse valor é de 2.050.000 kgf/cm<sup>2</sup>. Essa diferença acontece aos processos de fabricação dos aços laminados a quente e a frio. O aço laminado a frio requer que seja esfriado e depois aquecido novamente, o que o torna mais resistente, e passa a não apresentar patamar de escoamento definido. (ALMEIDA, 2002)

#### 4.4.3 Relação tensão-deformação

Os diagramas de tensão-deformação dos aços variam conforme sua fabricação. O aço laminado a quente tem um diagrama de tensão deformação diferente do aço laminado a frio. (FIG. 8)

FIGURA 8 - Diagrama de tensão deformação para aços laminados a quente e a frio



Fonte: FREITAS JR.

O primeiro diagrama acima apresenta, inicialmente, que a deformação é proporcional à tensão, essa primeira etapa é chamada de fase elástica, em que o aço consegue retornar ao seu estágio inicial, caso cesse a tensão aplicada. Após, vem a fase plástica, fase onde o metal não consegue retornar ao seu estágio inicial, porém resiste à tensão aplicada. Juntamente à fase elástica, tem-se o encruamento, etapa final da plástica, em que o aço se torna mais rígido. Essa é a última etapa antes da ruptura total do aço (FREITAS JR, 2007).

Assim como o diagrama de tensão-deformação do aço laminado a quente, o diagrama de tensão deformação do aço laminado a frio apresenta a mesma

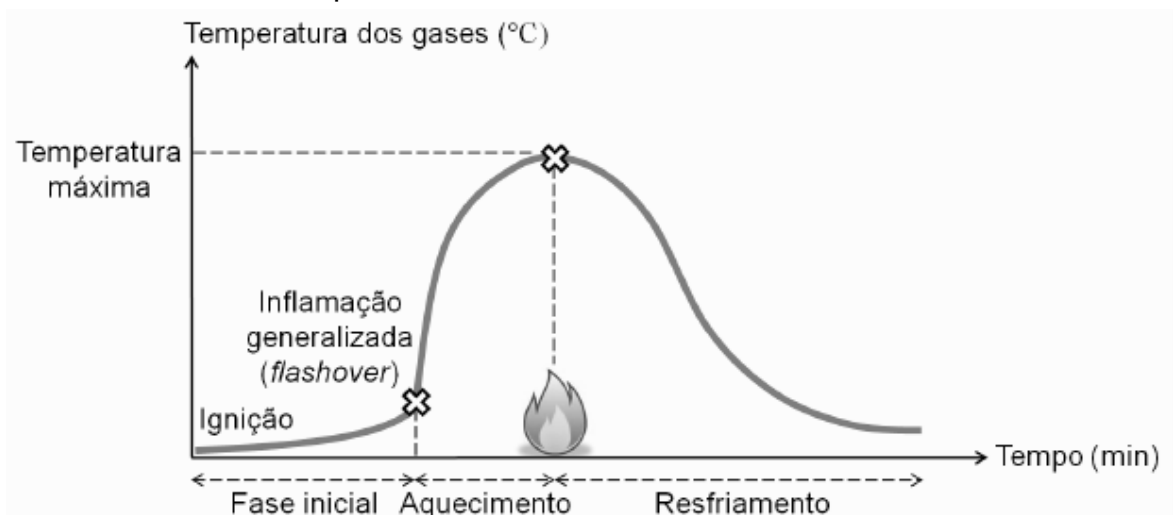
deformação proporcional inicial, porém, nesse caso o patamar de escoamento não pode ser definido, logo, utiliza-se por convenção um valor entre 0,2% e 0,5% da tensão permanente. Para o aço laminado a frio, a fase de encruamento é extremamente importante, uma vez que não existe fase plástica, a fase de encruamento tende a aumentar a resistência (FREITAS JR, 2007).

#### 4.5 Incêndio

Incêndios são ocorrências que podem causar consequências devastadoras em qualquer edificação. Devido à alta temperatura que os materiais atingem estando sujeitos ao fogo, os mesmos podem se fundir, se decompor ou carbonizar, além de liberar gases tóxicos.

De acordo com Silva (2004), o aumento do gradiente de temperatura nos elementos que compõe a estrutura, ocasiona o acréscimo de forças solicitantes, a redução da resistência, e redução da rigidez. Portanto a característica mais importante de um incêndio é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio (FIG. 9), haja visto que essa curva torna possível calcular a temperatura máxima atingida pelas peças e a resistência de cada uma.

FIGURA 9 - Curva temperatura de um incêndio



Fonte: (SILVA, 2004)

O instante inicial de ignição do fogo (fase inicial), apresenta baixas temperaturas no que condiz ao incêndio. O fogo é de baixas proporções e não oferece grandes riscos à vida humana ou à edificação. Caso a estrutura tenha maneiras de

contê-lo de forma eficiente (detectores de fumaça, *sprinklers*, etc.), o fogo se extinguiria antes de se espalhar pela edificação. A inclinação da curva é chamada de *flashover*, que é o aumento abrupto da inclinação da curva, indicando que toda carga combustível no ambiente entra em ignição, desse instante em diante o fogo toma grandes proporções, avançando por todo o compartimento<sup>2</sup>, e elevando a temperatura dos gases ambientes até que todo o material combustível se extinga, ocasionando um decréscimo na temperatura dos gases (SILVA, 2004).

A maioria dos potenciais combustíveis que podem contribuir para o incêndio são materiais em estado sólido. Materiais sólidos são de difícil avaliação pois, dependem de diversos fatores, como composição e propriedades do material, formato da peça, etc. A quantidade de gases expelidos por um material sólido tende a aumentar com o aumento da temperatura, portanto, quando o material é exposto a temperaturas crescentes, geralmente forma-se uma camada combustível na superfície do mesmo, após esse processo, a chama é capaz de se autossustentar (BERTOLINI, 2006).

#### **4.5.1 Incêndio natural e incêndio padrão**

Como dito por Silva (2004), é denominado incêndio natural, o incêndio no qual a temperaturas dos gases obedecem às curvas temperatura-tempo naturais, construídas por ensaios ou modelos matemáticos de situações de incêndio que simulem a ocorrência real de um incêndio. Os ensaios são conduzidos em compartimentos com janelas, onde o incêndio ocorre sem a possibilidade de se propagar para fora dele, em função do isolamento térmico, da estanqueidade<sup>3</sup> e da resistência dos elementos de vedação. Esse modelo também é chamado de natural compartimentado. Os ensaios para obtenção da curva temperatura-tempo mostraram que o incêndio natural depende de 3 fatores:

- a) Carga de incêndio;
- b) Grau de ventilação;

---

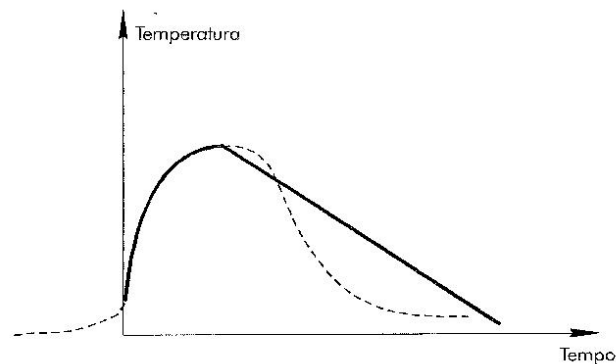
<sup>2</sup> Compartimento é qualquer edificação ou parte dela, que compreenda um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos, construídos para evitar a propagação de chamas para dentro ou fora dos limites da edificação, incluindo edifícios adjacentes, segundo a NBR 14332 (ABNT, 2001).

<sup>3</sup> Estanqueidade a capacidade de um elemento construtivo de impedir que ocorra rachaduras ou aberturas, onde possam propagar chamas e gases em alta temperatura, provocando combustão em um pedaço de algodão, segundo a NBR 5628 (ABNT, 2001) e NBR 10636 (ABNT, 1989).

c) Características do material componente da vedação;

A característica marcante desse modelo é a da ocorrência de uma fase de aquecimento e uma fase de resfriamento, o que não ocorre nas curvas padrão, admitindo-se racionalmente, que os gases envolvidos ao incêndio, não mantêm sua temperatura crescente com o tempo, conforme demonstrado na FIG. 10, onde tem-se o modelo de incêndio natural.

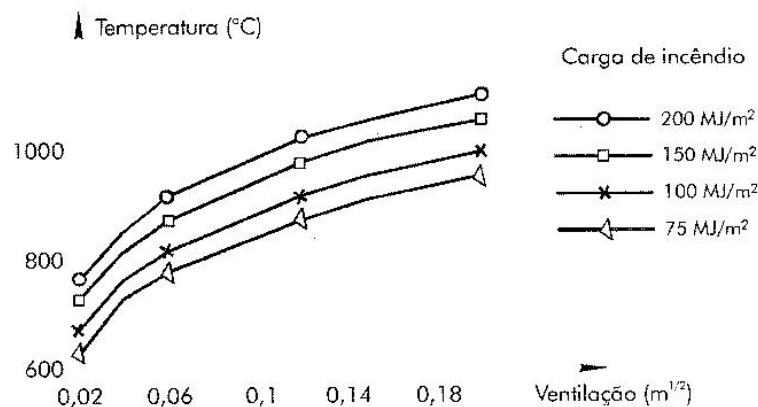
FIGURA 10 - Modelo de incêndio natural.



Fonte: (SILVA, 2004)

Evidencia-se também que o ponto mais alto da curva temperatura-tempo é a temperatura máxima ( $q_{m\acute{a}x}$ ) que os gases podem atingir durante o incêndio, a mesma ocorre no instante  $t_{m\acute{a}x}$ , momento onde o material combustível se extingue. O tempo  $t_{max}$  também pode ser considerado o tempo de ocorrência do incêndio. A FIG. 11 relaciona a variação  $t_{max}$  em função da ventilação recorrente no ambiente e da carga de incêndio disponível.

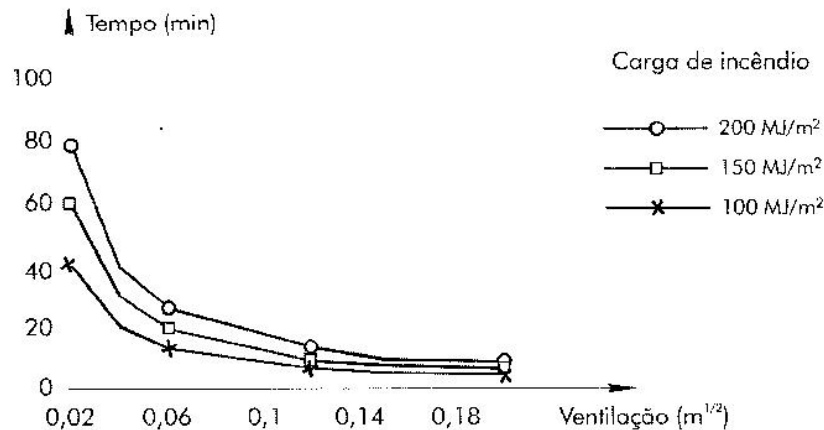
FIGURA 11 - Temperatura máxima de um incêndio



Fonte: (SILVA, 2004)

A FIG. 12 relaciona a variação  $q_{\max}$  em função da ventilação recorrente no ambiente e da carga de incêndio disponível, fundamentada pelas hipóteses do modelo de incêndio natural de Pettersson (SILVA, 2004).

FIGURA 12 - Tempo máximo de duração de um incêndio.



Fonte: (SILVA, 2004)

Pode-se concluir pelas hipóteses de Pettersson que:

- A máxima temperatura de um incêndio aumenta com a elevação da carga de incêndio específica;
- A máxima temperatura de um incêndio aumenta com a elevação do grau de ventilação;
- A duração de um incêndio diminui com a elevação do grau de ventilação.

De acordo com Kaefer e Silva (2003), o incêndio padrão por característica marcante, sua temperatura ser sempre crescente em relação ao tempo. Assim, as curvas de tempo-temperatura para o incêndio padrão seriam apenas ascendente, como mostra a FIG. 13, etapa equivalente a fase de aquecimento. Portanto, essa curva não corresponde a uma situação real de incêndio, mas um patamar para verificação da severidade do fogo que a estrutura em questão irá suportar. A equação 11 é definida pela ISO 834 (1994):

$$\theta_g = 345 \cdot \log(8t + 1) + 20; \quad (11)$$

Onde:

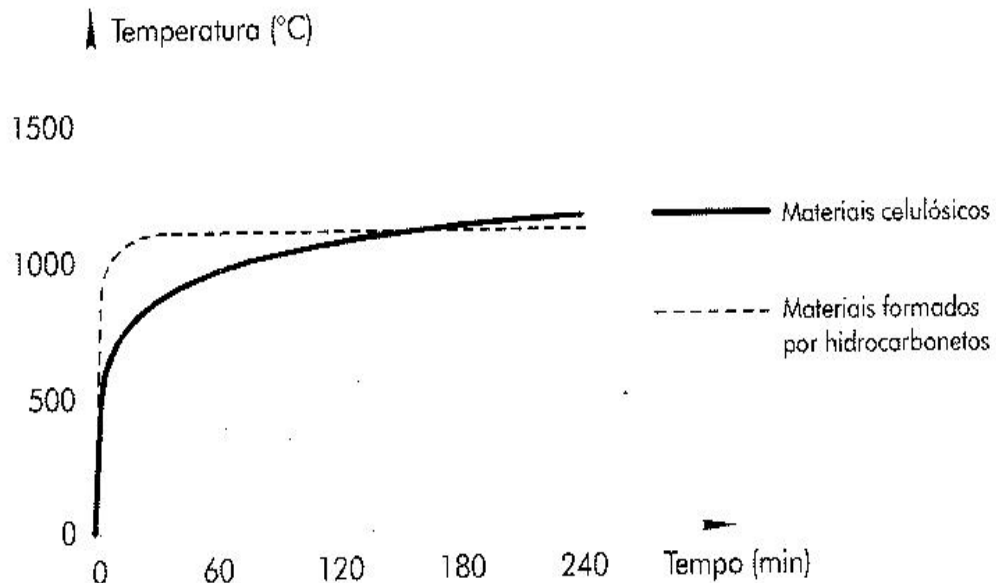
$\theta_g$  = temperatura dos gases, em °C;

$t$  = tempo em minutos



A curva padrão é empregada em casos onde a carga de incêndio é a base de material celulósico. Entretanto o incêndio pode ser de maior intensidade devido a presença de materiais com presença de hidrocarbonetos. Nesse caso, utiliza-se a chamada curva H, conforme a figura a seguir (KAEFER E SILVA, 2003).

FIGURA 13 - Curva tempo-temperatura para incêndio padrão e curva "H".



Fonte: (SILVA, 2004)

#### 4.5.2 Tempo de resistência ao fogo e Tempo requerido de resistência ao fogo

O incêndio tem por característica marcante a temperatura dos gases que estão no ambiente. Esse dado é obtido através de fatores ocorridos durante a combustão dos materiais, como a carga de incêndio, a ventilação e as características dos materiais de vedação, originando a curva temperatura-tempo para o incêndio. Quanto maior for a temperatura em que se encontram os gases, maior dano a estrutura sofrerá em função do calor, e maior sua chance de colapso. Com a intenção de garantir a estabilidade estrutural em casos de ocorrência de incêndio, foram criados o Tempo de Resistência ao fogo (TRF) e o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

O TRF é o maior tempo onde o elemento estrutural consegue manter suas funções de estabilidade estrutural, segundo os critérios de resistência ao fogo: estanqueidade, isolamento e estabilidade. Para caracterizar o TRF determina-se quando o valor de cálculo combinado com base nas ações excepcionais em situação de incêndio se iguala aos valores calculados dos esforços resistentes, calculados

utilizando-se para os materiais, coeficientes de ponderação da situação excepcional. (NBR 15200. ABNT, 2012)

Já o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, é o tempo-mínimo em que os elementos construtivos devem resistir, sem que suas estruturas se rompam em função do calor ou das forças adicionais que passam a atuar em função dele. De acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001), o TRRF é avaliado de acordo com a altura da edificação, seu uso e sua carga de incêndio. Por exemplo, um edifício de 6 metros, residencial, de acordo com a norma, pede 30 minutos de exigência para TRRF, e um edifício nas mesmas condições de edificação, porém com 30 metros requer um tempo de 120 minutos. Como os dois edifícios estão sob as mesmas condições, o risco de incêndio é o mesmo, o que altera o tempo pedido é a altura do mesmo, para dar condições de saída segura de seus ocupantes. Outro exemplo a ser usado é o tipo de instalação, uma edificação onde está um escritório com 6 metros de altura pede 30 minutos de tempo requerido, um shopping nas mesmas condições pede 30 ou 60 minutos de tempo requerido, uma vez que sua carga incendiária é maior. No ANEXO B relaciona-se o tempo requerido de resistência ao fogo, em minutos.

O TRRF é escolhido por consentimento, de acordo com cada localidade, por isso cada país e cada norma pede um TRRF específico. Os Estados Unidos, indicam como TRRF máximo 180 min, a Nova Zelândia pede TRRF máximo 80 min e o Reino Unido, assim como no Brasil, pedem TRRF máximo 120 min. As normas de incêndio brasileiras são baseadas no EURO CODE, a norma que rege o Reino Unido, por isso valores iguais para TRRF máximo. O cálculo do TRRF pode ser feito de 2 maneiras, do modo tabular e método do tempo equivalente, ambos constando anexos à NBR 14432 (ABNT, 2001).

#### **4.5.3 Método Tabular**

O método tabular consiste em analisar as tabelas encontradas nos ANEXOS C e D, de acordo com a classificação da edificação e altura, obtendo assim, uma estimativa do TRRF.

#### 4.5.4 Método do tempo equivalente

Esse método quantifica a temperatura do elemento estrutural, a partir da curva padrão de incêndio para um tempo definido, chamado este de tempo equivalente. A temperatura calculada é a temperatura máxima em que um elemento estrutural qualquer pode chegar. Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), a determinação do tempo equivalente é dada pela equação 12:

$$te = 0,07 \cdot q_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \cdot w; \quad (12)$$

Com:

$te$  = é o tempo equivalente determinado pela equação

$q_{fi}$  = valor dado pela tabela (ANEXO E), com a carga de incêndio compartimentado, em MJ/m<sup>2</sup>.

$\gamma_n$  = valor ponderado da equação  $\gamma_n = \gamma_{n1} \gamma_{n2} \gamma_{n3}$ , obtidos no ANEXO F, que leva em consideração, equipamentos que podem exterminar ou atrasar o incêndio; em caso de não existência de algum meio de proteção, adota-se  $\gamma_n=1$ .

$\gamma_s = \gamma_{s1} \gamma_{s2}$ , obtidos na tabela do ANEXO G, que leva em conta o potencial de risco da edificação, dado pela equação 13:

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f(h+3)}{10^5}; \quad (13)$$

Sendo:

$A_f$  = área de piso do compartimento;

$h$  = altura do piso de maior elevação do compartimento;

e o  $\gamma_{s2}$  leva em consideração o potencial de risco do local da instalação, podendo ser enquadrado em risco pequeno, normal, médio e alto, de acordo com o ANEXO G.

E como último parâmetro,  $w$ , fator que leva em consideração as características de ventilação do local e altura, de acordo com a equação 14:

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[ 0,62 + 90 \left( 0,4 - \frac{A_v}{A_f} \right)^4 \right]; \quad (14)$$

$$\geq 0,5$$

sendo:

H = altura do pé direito, em metros.

$A_v$  = área de ventilação vertical para fora do edifício em  $m^2$ , assentindo que as janelas se quebrarão em caso de incêndio;

$A_f$  = área perímetro interno do compartimento em  $m^2$ ; admite-se que  $\frac{A_v}{A_f}$  seja maior que 0,025 e menor ou igual 0,3. Caso maior que 0,3, usa-se 0,3.

#### 4.6 Efeitos da temperatura sobre o concreto

É consensual que o concreto tem alta resistência ao fogo, quando comparado aos demais materiais construtivos, principalmente madeira e aço. Segundo Lima *et al* (2004), um exemplo disso é que o concreto é utilizado como camada protetiva das estruturas em aço. Mesmo observando-se uma redução da capacidade estrutural do concreto sob temperaturas altas, ele tem uma resistência grande ao calor sem colapsar, entretanto, o aumento do gradiente térmico afeta suas propriedades químicas e físicas. As alterações comportamentais do concreto frente ao fogo, ocorrem pela perda de água por evaporação, presente na matriz cimentícia. Quando os poros são abertos, a estrutura libera o vapor, ocasionando alívio de parte das tensões geradas pelo aquecimento.

Indícios empíricos evidenciaram que, na ocorrência de um incêndio, em um concreto com um determinado grau de umidade, exposto a um alto gradiente de temperatura, tendem a ocorrer o deslocamento das camadas superficiais com temperatura elevada, das camadas mais frias. Tal efeito é denominado *spalling* e pode ser visto nas FIG. 14 e FIG. 15 (LIMA *et al*, 2004).

FIGURA 14 - Tunel Great Belt (1994)



Fonte: (LIMA *et al*, 2004)

FIGURA 15 - Cinema Cacique (1996)



Fonte: (LIMA *et al*,2004)

O grau de fissuração é maior onde há juntas, regiões mal adensadas do concreto e nos planos de barra da armadura, ocasionando uma perda significativa de material nesses locais, levando a perda de cobertura da armadura, isso traz um imenso perigo pois, alcançando o nível das armaduras, a mesma conduz calor, acelerando o processo. Esses efeitos costumam ocorrer nos primeiros 30 minutos de incêndio em temperaturas entre 250° C e 400° C (MORALES, CAMPOS E FAGANELLO, 2011).

A tabela prevista no ANEXO H detalha o comportamento do concreto conforme a temperatura dos gases no incêndio se alteram.

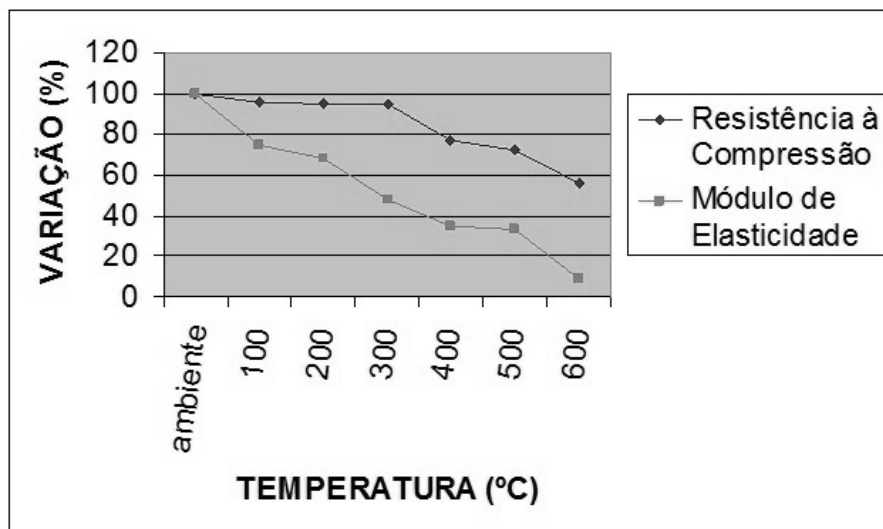
A partir de 300°C, o concreto já passa a sofrer perdas consideráveis em sua resistência, ocorrendo também a mudança de cor, em decorrência da temperatura. Esse fato pode mostrar importantes dados sobre a resistência e a qualidade do concreto que foi aquecido, vide ANEXO I.

Como dito anteriormente, o aumento do gradiente térmico, ocasiona a perda de água do concreto, originando o aumento da pressão no interior da peça estrutural, em função do vapor contido, que pode superar sua resistência à tração e ocasionar trincas e explosões (MORALES, CAMPOS E FAGANELLO, 2011).

Segundo Neville (1997), a perda de resistência do concreto tende a diminuir quando os agregados utilizados não contêm sílica, utilizando-se assim, rochas calcárias, ígneas básicas, material cerâmico e escória de alto forno. A ocorrência de perda da resistência abaixo de 300°C, não são consideráveis, porém, as perdas de

resistência em temperaturas acima de 300°C comprometem a integridade da estrutura. Para situações em que as temperaturas não ultrapassem os 500°C, é possível através de uma reidratação posterior, recuperar até 90% da resistência do concreto, já temperaturas a partir de 600°C ocasionam a perda total e irreversível das propriedades mecânicas do concreto. A FIG. 16 relaciona a perda de resistência com a temperatura em que o concreto se encontra.

FIGURA 16 - Variação da Resistência à Compressão e do Módulo de Elasticidade em função da elevação temperatura.



Fonte: NEVILLE (1997)

#### 4.7 Efeitos da temperatura sobre o aço

Desde o início do século XIX, data de início da construção dos edifícios construídos em aço, é sabido que tal componente estrutural sofre diminuição de resistência com a elevação da temperatura. Com o advento do concreto e a criação do concreto estrutural, concreto e aço, passaram a trabalhar juntos, entretanto não era de conhecimento geral que o concreto também é afetado pela alta temperatura. Essa falta de compreensão causou colapsos globais em edifícios de múltiplos andares (SILVA E PANNONI, 2010).

O aumento contínuo da temperatura causa, uma resistência menor e uma maior suscetibilidade à deformação dos elementos construtivos. Não obstante, em altas temperaturas ocorrem fenômenos de recomposição e recristalização, que tendem a afetar a estrutura cristalina do aço, e conseqüentemente afetando seu comportamento

mecânico mesmo após o resfriamento. Os efeitos causados pelo aumento do gradiente térmico podem ser tanto de ordem transitória, quanto de ordem residual (BERTOLINI, 2006).

De acordo com Vieira *et al* (2016), uma estrutura construída ou com componentes de aço, deve resistir até que possibilite a fuga com segurança de usuários e de qualquer pessoa envolvida sem colapsar. Para que o elemento estrutural não venha ao colapso em uma situação de incêndio, é necessário que a temperatura do elemento não ultrapasse a temperatura crítica. Tal critério é verificado pela equação 15:

$$\theta_a \leq \theta_{cr}; \quad (15)$$

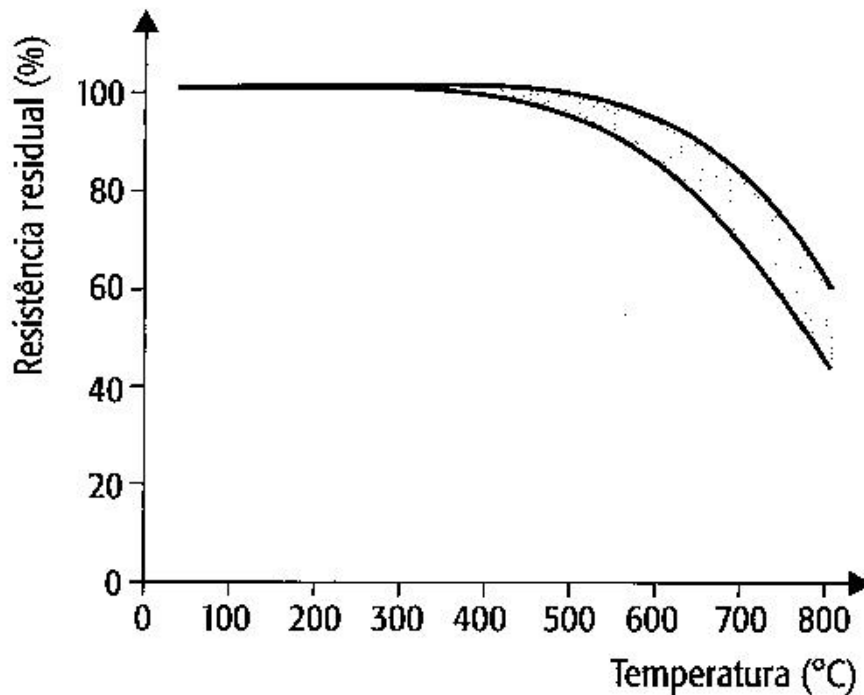
Onde:

$\theta_a$  = temperatura do aço;

$\theta_{cr}$  = temperatura crítica.

Geralmente, os efeitos residuais causados pelo incêndio passam a ter relevância quando o gradiente térmico ultrapassa os 500°C. De acordo com a FIG. 17, temperaturas que ultrapassem os 500°C, causam variações microestruturais, que anulam os efeitos de tratamentos termodinâmicos de reforço que são submetidos ao aço. Perda de resistência durante o incêndio pode levar uma estrutura de aço ao colapso, e para que isso não ocorra, vários tipos de revestimento são utilizados para a proteção do aço estrutural. Além da proteção que o próprio concreto confere ao aço estrutural, também podem ser utilizados vernizes e revestimentos de espessura (estes últimos 2 modelos são utilizados quando o aço está em contato direto com o fogo) (BERTOLINI, 2006).

FIGURA 17 - Exemplo de resistência residual de aços de construção aquecidos nas temperaturas indicadas na abscissa.



Fonte: (BERTOLINI, 2006)

A resistência do aço é extremamente influenciada pela temperatura, ocasionando grandes chances de deformações, perda na capacidade de carga, por isso, se torna importante saber o quanto a estrutura de aço é afetada, para evitar o colapso de edificações. A equação 16, calcula a resistência característica das armaduras passivas de aço em uma situação de incêndio:

$$f_{y, \theta} = k_{s, \theta} \cdot f_{yk}; \quad (16)$$

Onde:

$f_{y, \theta}$  = resistência característica da armadura passiva, na temperatura  $\theta$ , em MPa;

$f_{yk}$  = resistência característica da armadura passiva, na temperatura ambiente, em MPa;

$k_{s, \theta}$  = fator de redução do aço na resistência à tração na temperatura  $\theta$ .

A tabela presente no ANEXO I, parte da na NBR 15200 (ABNT, 2012), fornece os fatores de redução da resistência, utilizados quando a deformação específica do aço no escoamento  $\epsilon_{yi}$  é maior ou equivalente a 2% (para lajes, tirantes e armaduras



tracionadas), ou menor que 2% (armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes) (ALBUQUERQUE, 2012).

#### 4.8 Incidentes no Brasil

O Brasil sempre foi um país atrasado quanto às normas técnicas sobre situações de incêndio. Até meados dos anos 70, o país não tinha uma norma regulamentadora sobre incêndio para chamar de sua, foram necessárias várias catástrofes, para que a necessidade de uma norma técnica entrasse em evidência.

Desastrosos acidentes ocorreram no país como o ocorrido no Gran Circo Norte-americano, em 1961 no Rio de Janeiro, onde um ex-empregado do circo ateou fogo à lona com o auxílio de 2 comparsas, fazendo-a queimar sobre mais de dois mil espectadores. A falta de artifícios para combate ao incêndio, além da ausência de saídas de emergência e pessoas treinadas para lidar com o pânico, ocasionou a morte de mais de 500 pessoas, a maioria crianças (FREIRE, 2009).

Segundo Ono:

A área de segurança contra incêndio ganhou impulso no país, especificamente no Estado de São Paulo, na primeira metade da década de 1970, quando ocorreram dois incêndios de grandes proporções na cidade de São Paulo e de repercussão internacional: no Edifício Andraus e no Edifício Joelma. Esses incidentes sensibilizaram autoridades e acadêmicos, o que resultou na criação do Laboratório de Ensaios de Fogo no Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) do Estado de São Paulo em 1976 e numa extensiva compilação e sistematização de informações sobre segurança contra incêndio na FAUUSP, pelo Professor Teodoro Rosso, que preparava sua livre-docência nessa área. (Ono, 2007, p. 99):

Os acidentes ocorridos nos edifícios acima citados estão entre os maiores e mais chocantes já ocorridos no país. O edifício Andraus, FIG. 18, sofreu na data de 24 de fevereiro de 1972, o primeiro grande incêndio ocorrido em um prédio elevado, causado por uma sobrecarga no sistema elétrico do edifício. O fogo causou explosões na estrutura, o que ocasionou tremores, e dos 31 pavimentos existentes no edifício, 29 foram tomados pelo incêndio. Apenas os 2 últimos andares ficaram livres das chamas, sendo utilizados para retirar os sobreviventes do local. O ocorrido causou cerca de 16 mortos e 330 feridos. Atualmente o prédio abriga a Secretaria Municipal de Finanças, em São Paulo. (DO EDIFÍCIO ..., 2018)

FIGURA 18 – Incêndio ocorrido no Andraus-São Paulo, 1972.



Fonte: (BOL/FOLHAPRESS, 2017)

Segundo Gomes (2014), o Edifício Joelma, FIG. 19, também situado na cidade de São Paulo, foi o de maior catástrofe, ocasionando a perda de 179 vidas e deixando outras 320 feridas. No dia 1 de fevereiro de 1974, um curto circuito ocorrido em um ar condicionado iniciou o incêndio. A carga de incêndio do edifício era extremamente alta, já que o edifício possuía além dos móveis de madeira, pisos acarpetados e forros internos de fibra sintética. Todos esses fatores acarretaram no alastramento do fogo, que tomou conta de 13 andares dos 25 existentes no edifício.

FIGURA 19 – Incêndio ocorrido no edifício Joelma-São Paulo, 1974.



Fonte: VEJASP

Os dois fatos ocorridos em um espaço de tempo tão curto, não mais que dois anos, abriu os olhos da mídia para a necessidade de se implantar uma norma de incêndio, sendo esta criada na data de 1983, o Decreto N° 20.811, com o objetivo de “fornecer um nível razoável de segurança aos ocupantes de uma edificação em caso de incêndio, bem como, minimizar às probabilidades de propagação do fogo para prédios vizinhos e diminuir os danos” (São Paulo, 1983).

Infelizmente, nem todo edifício possui os devidos equipamentos protetores de incêndio, e quando ocorre o fato a edificação está desprovida de segurança. Prova cabal disso foi o acidente ocorrido, mais uma vez, na cidade de São Paulo, na data de 01 de maio de 2018. O edifício Wilton Paes de Almeida, ocupado irregularmente, pegou fogo, que rapidamente se alastrou pela estrutura e veio a desabar. Ainda não se sabe as causas do incêndio, porém peritos do Instituto de Criminalística de São Paulo, trabalham com a possibilidade de se ter ocorrido por botijões de gás, possivelmente um acidente doméstico, porém outras hipóteses, como curto-circuito, serão apuradas. (GERBELLI, 2018)

De acordo com Tavares (2018), um documento liberado pela Prefeitura da cidade de São Paulo, mostra que o edifício era totalmente isento de equipamentos de segurança contra incêndio, possuindo:

- Ausência de extintores;
- Sistema de hidrantes inoperante;
- Ausência de luzes de emergência;
- Ausência de sistemas de alarme;
- Instalações elétricas irregulares, fios sem isolamento adequado, expostos e entrada de energia improvisada;
- Elevadores inoperantes;
- Ausência de corrimão nas escadas.

O edifício possuía instalações precárias e malfeitas, e sua ocorrência fez com que o prédio desabasse, conforme mostra as FIG. 20 e FIG. 21.

FIGURA 20-Instalações precárias do edifício.



Fonte: (TAVARES, 2018)

FIGURA 21-Início do desabamento do edifício.



Fonte: G1.

Estes equipamentos que o edifício não possuía, são exigidos pelo Decreto 20.811, de 1983, que atualmente possui 44 instruções técnicas, e provavelmente teria salvo a vida dos moradores nessa situação.

#### 4.9 Estados limites

Uma estrutura é projetada para receber cargas e, conseqüentemente, passá-la para a próxima peça estrutural, até o descarregamento no solo. As lajes descarregam em vigas, que descarregam em pilares, que por sua vez tendem a descarregar na fundação (seja ela constituída por sapatas, vigas baldrame ou outras), e a fundação

leva essas cargas ao solo. Essas cargas as quais as peças estruturais estão sujeitas são divididas em permanentes, variáveis, excepcionais e acidentais.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) limita os requisitos exigidos a verificação da segurança das estruturas e os critérios de quantificação das ações a serem consideradas. Ela classifica as cargas em:

- Cargas permanentes: podem ser diretas ou indiretas. Sendo elas diretas o peso próprio dos elementos estruturais, e dos elementos construtivos permanentes, empuxo do peso próprio por terras não removíveis, e outras ações permanentes aplicadas. Sendo indiretas existem a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais construtivos.

- Cargas variáveis: podem ser normais ou excepcionais. Sendo normais as ações do vento, variações de temperatura, dentre outras ocorrências que tenham grande chance de acontecer. As cargas variáveis excepcionais encontram-se em uma ocorrência menor, como furações, abalos sísmicos ou cargas de natureza com intensidades especiais.

- Cargas excepcionais: são cargas com ocorrência quase inexistente ou com mínima chance de ocorrer, se enquadrando explosões, choques de veículos, enchentes ou incêndios.

Para que as peças estruturais resistam por um tempo mínimo de segurança dos ocupantes de uma edificação, existem os estados de serviço, sendo eles Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), o ELU é caracterizado por perda de equilíbrio global ou parcial, admitindo-se um corpo rígido; ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais; transformação da estrutura total ou parcialmente em hipostática; instabilidade por deformação. Basicamente, como diz o nome, Estado Limite Último é o último instante antes da total ruptura da peça estrutura.

O ELS é caracterizado por danos ligeiros à estrutura, que podem comprometer sua estética ou durabilidade; deformações excessivas que afetem o aspecto visual; vibração excessiva ou desconfortável. O Estado Limite de Serviço é o estado em que a estrutura trabalha, sem sofrer danos graves.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) elaborou a partir da norma NBR 8681 (ABNT, 2003) tabelas de combinações de serviços, para verificação dos valores de ELU e ELS.

O Quadro 1, mostra as combinações existentes e as equações para obter cada uma delas.

Quadro 1 - Estados limites de serviço

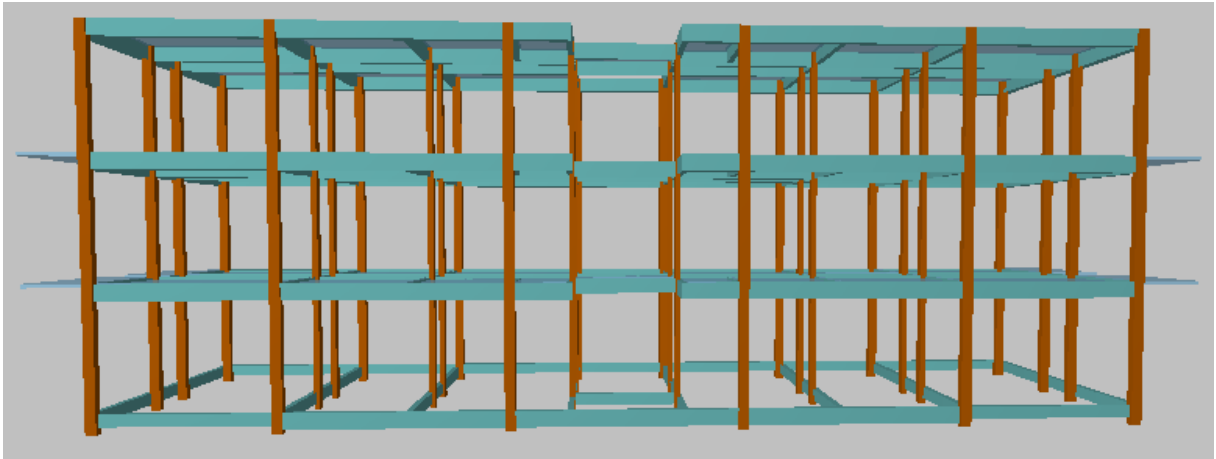
COMBINAÇÕES DE SERVIÇO (ELS)	DESCRIÇÃO	CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES
Combinações permanentes de serviço (CP)	Nas combinações quase permanentes de serviço todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d, ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações frequentes de serviço a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ , e todas as demais ações são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada por seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais são tomadas por seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$
<p>Onde: <math>F_{d,ser}</math> é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;  <math>F_{q1k}</math> é o valor característico das ações variáveis principais diretas;  <math>\psi_1</math> é o fator de redução para combinação frequente de ELS  <math>\psi_2</math> é o fator de redução para combinação quase permanente de ELS</p>		

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

## 5 METODOLOGIA

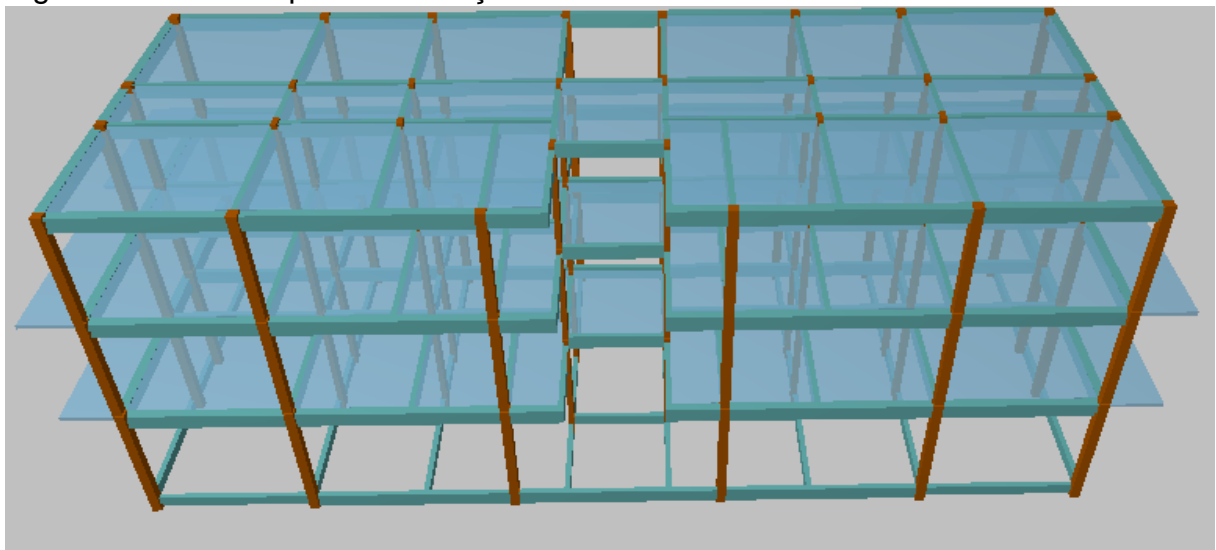
O seguinte trabalho consistiu em um dimensionamento de uma estrutura de 3 pavimentos, conforme FIG 22 e FIG 23, sendo o 1º pavimento para utilização de garagem e os demais pavimentos tipo, com pé direito de 2,90 metros, para resistir a um incêndio com o TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo) máximo de 60 minutos. O tempo requerido foi estimado com base na NBR 14432 (ABNT, 2002), onde constam os tempos máximos em que uma edificação deve resistir às ações em decorrência do incêndio, de acordo com seu enquadramento, grau de carga de incêndio e altura.

Figura 22 – Vista frontal edificação



Fonte: Autor

Figura 23 - Vista Superior edificação



Fonte: Autor.

Foi escolhido o TRRF máximo de 60 minutos, de acordo com as tabelas dispostas nos ANEXOS C e D, que constam no referencial teórico existente. Pela classificação do ANEXO C, o objeto de estudo deste trabalho (edificação de 3 pavimentos, com área construída em aproximadamente 791 m<sup>2</sup>), se enquadraria na divisão A2 (Habitações multifamiliares), que inclui edifícios de apartamentos em geral.

Avaliando posteriormente o ANEXO B, analisando que a estrutura terá um pé direito de 2,90 metros, leva-se em consideração duas opções que podem alterar o TRRF máximo, que são elas:

- A profundidade do subsolo da edificação;
- A altura da edificação.

Mesmo se tratando de um edifício de apartamentos, a profundidade do subsolo não excederá os 10 metros, e por se tratar de uma estrutura com 3 pavimentos, a altura da edificação alcançará 9 metros. Diante desse enquadramento, observa-se que é indicado para a estrutura 30 minutos de TRRF máximo, podendo, entretanto, ser utilizado o tempo de 60 minutos. Tal escolha deve ser feita pelo projetista.

Para a criação e confecção do projeto arquitetônico, utilizou-se o programa de desenho computacional *AutoCAD*, versão 2015, produzido pela empresa *Autodesk*, e, para os cálculos de pilares, vigas e lajes, foi utilizado o programa de cálculo estrutural *CypeCAD*, versão 2016, produzido pela empresa *Múltiplus*.

## 5.1 Projeto Arquitetônico

A estrutura arquitetônica foi projetada para acomodar duas unidades familiares por pavimento, com pé direito de 2,9 metros de altura, contendo 2 quartos, 1 banheiro social, sala de TV, copa, cozinha com área para lavanderia e um *hall*, sendo todos pavimentos tipo, conforme APÊNDICE A.

Os cálculos feitos pelo programa estrutural *CypeCAD*, utilizaram como padrão as normas NBR 6118 (ABNT, 2014), NBR 15200 (ABNT, 2012), NBR 8800 (ABNT, 2008) que estabelecem os requisitos a serem seguidos nos projetos de estruturas mistas de concreto e aço e NBR 14762 (ABNT, 2010) que estabelece os requisitos a serem seguidos no dimensionamento, à temperatura ambiente, de perfis de aço formados a frio, caso necessário.

A estrutura em questão foi calculada em concreto estrutural e alvenaria de tijolos cerâmicos, utilizando lajes maciças de concreto. Escolheu-se, para fins de



cálculo, concreto 20 mPa para pilares, vigas e lajes, e 18 mPa para a fundação e barras de aço CA 50 e CA 60, para cálculo das ferragens de lajes, vigas, pilares e fundação.

Optou-se, no projeto arquitetônico, por utilizar blocos cerâmicos de vedação de 19 centímetros de largura, 19 centímetros de altura e 29 centímetros de comprimento, argamassa de vedação com a espessura de 1,5 centímetros e revestimentos interno e externo de 3 centímetros de espessura para paredes externas e platibandas e paredes internas com blocos cerâmicos de vedação de 14 centímetros de largura, 19 centímetros de altura e 29 centímetros de comprimento, argamassa de vedação com a espessura de 1,5 centímetros e revestimentos interno e externo de 3 centímetros de espessura. As paredes de vedação, bem como as platibandas, têm carga permanente, dada em kN/m, que pode ser obtida através do peso específico do bloco cerâmico, da espessura da argamassa e dos revestimentos. Os pesos específicos de cada um dos materiais podem ser vistos na Tabela 1, obtida na NBR 6120 (ABNT, 1980), que trata das condições para determinação dos valores de cargas a serem utilizadas nos projetos de edificações, independente da classe ou destinação.

**Tabela 1 - Peso específico dos materiais de construção**

MATERIAL UTILIZADO	PESO ESPECÍFICO ( KN/M <sup>3</sup> )
Bloco cerâmico de tijolo furado	13
Argamassa de cimento e areia	21

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 1980)

## 5.2 Concepção estrutural

Para o cálculo de pilares foi, inicialmente, estipulada a espessura de 25x25 centímetros para pilares externos e 15x25 centímetros para pilares internos, superando a área mínima exigida, de 360 cm<sup>2</sup>, conforme NBR 6118.

Evitou-se utilizar vãos livres com mais de 6 metros de comprimentos para vigas, conforme o APNEDICE B. Para não afetar a estética da arquitetura, procurou-se local os pilares nas áreas menos nobres da residência como os cantos de porta, para que não fiquem aparentes nas áreas abertas como salas e dormitórios.

Para a altura inicial de vigas, foi estipulado 10% em cima do maior vão do edifício, utilizando-se vigas de 25x40 centímetros para paredes externas e 15x40

centímetros para internas. As cargas lineares em vigas foram calculadas de acordo com a TAB. 1 anteriormente citada. Cabe ao projetista dimensionar a carga linear que a parede descarrega na viga e o programa estrutural, adiciona o peso próprio da peça estrutural.

Para o dimensionamento de lajes, foi utilizada a espessura mínima de 8 centímetros, logo corrigida pelo programa estrutural em 10 centímetros. Para as cargas superficiais em lajes, foi utilizada a NBR 6120 (ABNT, 1980), onde é proposto a terraços sem acesso ao público, a carga superficial de 0,5 kN/m<sup>2</sup>, 1,5 kN/m<sup>2</sup> para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro e 2 kN/m<sup>2</sup> para despensas, áreas de serviço e lavanderias.

### **5.3 Software CypeCAD**

O *software* de cálculo estrutural *CypeCAD*, responsável pela verificação do cálculo estrutural com e sem a verificação ao fogo, diferentemente de outros programas disponíveis no mercado, não dimensiona o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). Cabe ao projetista analisar a estrutura com base na norma NBR 14432 (ABNT, 2001) e verificar em qual das situações a estrutura a ser calculada se encaixa.

Primeiramente é feita a concepção estrutural de como será o projeto, após essa etapa, é feito o enquadramento da estrutura de acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001), estipulando-se assim o TRRF da estrutura. Após a escolha do TRRF, a estrutura é introduzida no *software*, e adotados todas as verificações desejadas, dentre elas a NBR 6123 (ABNT, 1988), que estabelece condições para consideração de forças devido a ação de cargas de vento e ação estática, e NBR 15200 (ABNT, 2012). A próxima etapa é o dimensionamento estrutural gerado pelo programa, onde cabe ao engenheiro corrigir as imperfeições deixadas pelo *software* e possíveis erros.

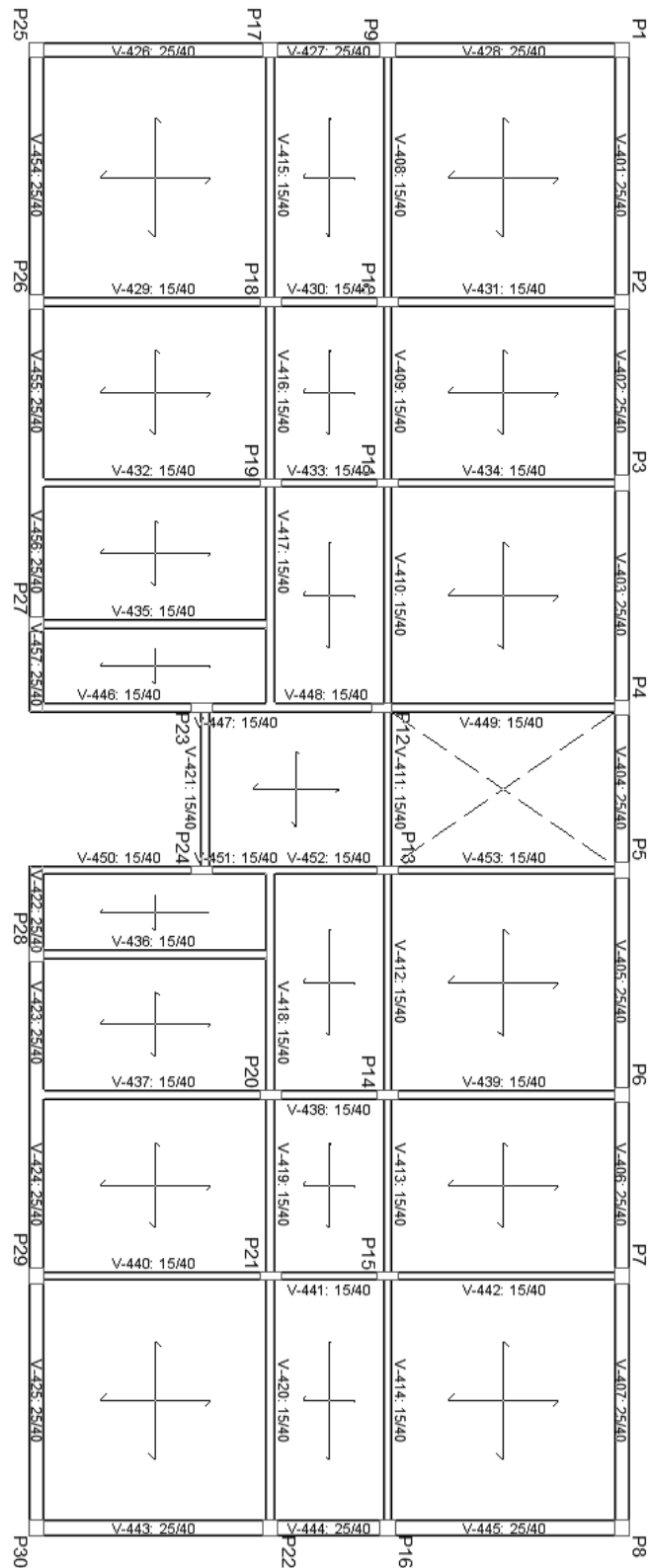
## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O edifício pavimento tipo, objeto de estudo deste trabalho, após ser dimensionado pelo programa de cálculo estrutural *CypeCAD*, verificou as condições estruturais necessárias para que a edificação se mantivesse estática.

Quando não utilizadas, as verificações de resistência ao fogo são estipuladas pela norma NBR 15200 (ABNT, 2012), a utilização da temperatura ambiente, dada em 20° C, para o cálculo de dimensionamento.

A FIG. 24, apresenta o dimensionamento de vigas para a estrutura pavimento tipo.

Figura 24 - Planta de forma Edifício pavimento tipo



Fonte: Autor

O cálculo estipulou vigas de diversos tamanhos, sendo padronizadas pelo autor em 25x40 centímetros as vigas externas, e 15x40 centímetros as vigas internas. Essa

padronização tem a função de facilitar o processo construtivo. Os pilares externos permaneceram no tamanho inicial, 25x25 centímetros, e os pilares internos obtiveram um acréscimo de tamanho, passando de 15x25 centímetros, para 15x35 centímetros, devido ao cálculo de estado limite de ruptura de forças normais, referente à norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

Após a aplicação da norma NBR 15200 (ABNT, 2012), utilizando um Tempo Requerido de Resistência ao Fogo máximo de 60 minutos, a estrutura foi recalculada com todos os elementos dimensionados com a função corta-fogo<sup>4</sup>. Com a aplicação dos novos dados da norma acima citada, o programa calculou novas espessuras para as peças estruturais que não estavam com dimensionamento de acordo com a norma NBR 15200 (ABNT, 2012), sendo necessário aumentar a espessura de todos pilares internos da estrutura.

A TAB. 2 mostra a relação dos elementos estruturais que necessitaram de redimensionamento.

Tabela 2 - Elementos estruturais em não conformidade com o TRRF – 60 min

PAVIMENTOS	PILARES	VIGAS	LAJES
Térreo	10,11,12,13,14,15, 18,19,20,21,23,24.		
1° Pavimento	10,11,12,13,14,15, 18,19,20,21,23,24.		
2° Pavimento	10,11,12,13,14,15, 18,19,20,21,23,24.		
Cobertura	10,11,12,13,14,15, 18,19,20,21,23,24.		

Fonte: Autor

Após a utilização da norma referente ao fogo, verificou-se que apenas as peças estruturais pilares, foram influenciadas pelo TRRF máximo escolhido em projeto. Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, deve-se utilizar o cálculo de Tempo de Resistência ao Fogo como parâmetro, e este deve ser maior que o TRRF máximo, avaliado em 60 minutos.

<sup>4</sup> A função Corta-fogo não permite que o fogo ou o calor ultrapasse a estrutura, impedindo assim o início de novos focos de incêndio. Tal função compreende estanqueidade e isolamento térmico à passagem das chamas. (ABNT NBR 15200.2004)

O TRF foi calculado em 93 minutos para os pilares com dimensionamento 15x35 centímetros, um tempo necessário maior que estimado em projeto, de 60 minutos. Este tempo condiz com o que a norma exige, onde TRF deve ser maior que TRRF, entretanto esse dimensionamento esbarra em outra verificação da norma de incêndio. Embora a NBR 6118 (ABNT, 2014) permita pilares com a menor dimensão de até 14 centímetros, desde que adotados os devidos majoramentos, essa regra não se aplica à NBR 15200 (ABNT, 2012).

Segundo o método analítico para cálculo de pilares, a menor dimensão aceita para pilares é de 19 centímetros, o que leva à necessidade de aumentar o menor lado para 20 centímetros, obtendo assim o tamanho de 20x35 centímetros, se encaixando então em todas as verificações. Vigas e lajes também estão sujeitas à análise de verificação ao fogo. Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), ensaios mostram que vigas sujeitas ao fogo tendem a se romper por flexão ou flexo-compressão e não por cisalhamento, em função disto, apenas a armadura longitudinal é levada em consideração no dimensionamento da verificação ao incêndio. Devido ao aquecimento que o calor do incêndio produz, o aço tende a perder sua capacidade de resistir à tração, e o concreto perde sua capacidade à compressão, sendo cada vez menor o momento resistente da peça estrutural. Para as peças estruturais vigas, não houve necessidade de redimensionamento, uma vez que as dimensões anteriormente calculadas eram condizentes com o que a norma NBR 15200 (ABNT, 2012) exige.

A TAB. 3 mostra o dimensionamento mínimo para vigas de acordo com o TRRF escolhido em projeto.

TABELA 3 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.

TRRF EM MINUTOS	COMBINAÇÕES DE B <sub>MIN</sub> E C1 MM/MM				BW <sub>MIN</sub> MM
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/35	250/25	-	-	100
120	200/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	

Fonte: Tabela 4 NBR 15200 (ABNT, 2012)

Para o dimensionamento das peças estruturais lajes maciças, o cálculo é semelhante ao feito para vigas, fornecendo espessuras mínimas de acordo com o

aquecimento da peça estrutural na face inferior e o valor de  $c_1$  das armaduras inferiores, em conjunto ao TRRF. Por terem sido dimensionadas lajes com espessura mínima de 10 centímetros, com a função corta-fogo, todas passaram pela verificação à norma, não havendo necessidade de redimensionamento.

A TAB. 4 dimensiona as lajes maciças de acordo com o TRRF escolhido em projeto.

Tabela 4 - Espessuras de laje de acordo com o TRRF.

TRRF EM MINUTOS	H EM MM	C1 MM		
		ARMADA EM 2 DIREÇÕES		ARMADA EM 1 DIREÇÃO
		$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$	
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

\*com função corta-fogo

Fonte: Tabela 6 NBR 15200 (ABNT, 2012)

## 6.1 Comparação estrutural

A utilização da norma NBR 15200 (ABNT, 2012), tende a alterar todo o comportamento estrutural de uma edificação. Desde o arquitetônico, tudo deve ser revisto. Lajes e vigas não precisaram ser recalculadas, pois o dimensionamento inicial foi suficiente para suprir as necessidades estruturais exigidas pela norma, entretanto os pilares internos necessitaram ser redimensionados de 15x35 centímetros para 20x35 centímetros. Essa variação pode ser sentida tanto no projeto arquitetônico, quanto na parte estrutural. Pilares com maior dimensão que as paredes deixam espalas<sup>5</sup>, que traria a necessidade de uso de blocos de maior dimensão, exigindo assim um redimensionamento arquitetônico.

Após o redimensionamento dos pilares, com a nova espessura de 20x35 centímetros, foram comparados os estados limites de serviço da estrutura utilizada para o estudo de caso. A primeira estrutura foi calculada somente com a norma NBR

<sup>5</sup> Espala: é um degrau, ou "dente", deixado quando o bloco para paredes utilizado é de menor dimensão que uma das faces do pilar.

6118 (ABNT, 2014), onde constavam os pilares com tamanhos 25x25 centímetros e 15x35 centímetros, e a segunda estrutura utilizou a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) juntamente com a norma NBR 15200 (ABNT, 2012), onde constavam os pilares 25x25 centímetros e os pilares redimensionados em função da norma de incêndio, com a dimensão de 20x35 centímetros.

Os estados limites fazem uma relação das cargas que a estrutura está sujeita, sendo elas: cargas permanentes, peso próprio e cargas de vento, e analisa como ela se comporta ao sofrer com as combinações dessas ações. O estado limite de serviço, utilizado para esse estudo de caso, analisa como a estrutura sofre com as combinações de cargas, relacionando a durabilidade da estrutura, aparência e possíveis riscos aos usuários.

A TAB. 5, relaciona as estruturas utilizadas para esse estudo de caso, com e sem a verificação da norma NBR 15200 (ABNT, 2012) e as deformações relativas a cada um dos estados limite de serviço.

Tabela 5 - Estados limites de serviço

COMBINAÇÕES AVALIADAS	ESTRUTURA 1 DEFORMAÇÃO EM MM	ESTRUTURA 2 DEFORMAÇÃO EM MM	EM %
PP + CP	2,8	2,69	3,93
PP + CP + Qa	3,3	3,17	3,94
PP + CP + V(+x)	3,87	3,44	11,11
PP + CP + Qa + V(+x)	4,29	3,82	10,96
PP + CP + V(-x)	3,83	3,43	10,44
PP + CP + Qa + V(-x)	4,25	3,81	10,35
PP + CP + V(+y)	5,82	5,16	11,34
PP + CP + Qa + V(+y)	6,02	5,39	10,47
PP + CP + V(-y)	6,17	5,28	14,42
PP + CP + Qa + V(-y)	6,46	5,6	13,31

Fonte: Autor.

As combinações de estados limite, foram feitas pelas cargas: PP (Peso próprio), CP (Cargas permanentes), Qa (Sobrecargas), V(+x) Vento +X, V(+y) Vento +Y, V(-x) Vento -X e V(-y) Vento -Y.

Foi observado que, após o cálculo dos dois modelos estruturais, houve uma certa variação de deslocamento entre as estruturas dimensionadas apenas com a



norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e a estrutura calculada com as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 15200 (ABNT, 2012). Com as dimensões alteradas de pilares para 20x35 centímetros, a estrutura redimensionada obteve um ganho em estabilidade, deslocando-se até 13% menos que a estrutura onde os pilares não foram redimensionados, como mostram as combinações de estados limite de serviço. Como as forças de vento são as maiores fontes de deslocamento horizontal em uma edificação, o aumento na dimensão dos pilares diminui a mobilidade da estrutura, consequentemente diminuindo os deslocamentos.

## 7 CONCLUSÃO

As normas contra incêndio sempre ficaram em segundo plano na legislação brasileira, já que as existentes aqui são inspiradas em normas de outros países, sendo insuficientes para prover uma análise mais profunda e contextualizada das diversas peculiaridades encontradas no Brasil. O fato de não existirem normas sobre dimensionamento estrutural em situações de incêndio criadas pela legislação brasileira, ajuda no desconhecimento e na falta de utilização desta norma de segurança.

O cálculo estrutural, verificado neste trabalho, mostrou que o uso da norma NBR 15200 (ABNT, 2012), não só qualifica a estrutura a resistir o Tempo Requerido de Resistencia ao Fogo escolhido em projeto em caso de uma ocorrência de incêndio, como torna toda a estrutura mais estável e menos deslocável. Além de mostrar, em um comparativo, que em relação ao cálculo estrutural utilizando apenas a NBR 6118 (ABNT, 2014), a estrutura redimensionada sobressai resistindo melhor deslocamentos e cargas de vento.

O dimensionamento de pilares sem a utilização da verificação ao fogo, proporcionou dimensões 25x25 centímetros para os pilares externos e 15x35 centímetros para os pilares internos. Este dimensionamento foi aceito de acordo com as verificações da NBR 6118 (ABNT, 2014), resistindo aos esforços solicitados, bem como o dimensionamento de lajes e vigas, não havendo necessidade de mudança. Ao introduzir, nos cálculos, a norma NBR 15200 (ABNT, 2012), com o Tempo Requerido de Resistencia ao Fogo de 60 minutos, as dimensões dos pilares internos necessitaram de redimensionamento. Embora a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), aceite pilares com a menor face de até 14 centímetros, desde que seja utilizada a majoração adequada, tal fato entra em contradição com a aplicação da norma NBR 15200 (ABNT, 2012), o que proporcionou a readequação dos pilares.

O redimensionamento dos pilares internos proporcionou um Tempo Requerido ao Fogo maior, além de diminuir consideravelmente os deslocamentos da edificação com a combinação de estados limite. Logo, nota-se importante a utilização da norma NBR 15200 (ABNT, 2012) não somente pela segurança a ser proporcionada aos moradores durante uma evacuação de incêndio, como também dá mais segurança à própria estrutura para resistir as forças de si mesma e da natureza.

## REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 13528**: revestimento de paredes e tetos de argamassa inorgânicas-Determinação da resistência de aderência à tração. Rio de Janeiro, 2010.

-----. **NBR 14323**: dimensionamento das estruturas de aço de edifício em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 1999.

-----. **NBR 14323**: dimensionamento das estruturas de aço de edifício em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012b.

-----. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. Rio de Janeiro, 2001a.

-----. **NBR 15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012a.

-----. **NBR 5628**: componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001b.

-----. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

-----. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BASTOS, P. S. dos S. **Histórico e principais elementos do concreto armado**. Unesp, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 11 jan. 2018.

BERTOLINI, L. **Materiais de construção**: Patologia, reabilitação, prevenção. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

CARVALHO, G.; ROCHA, C.L.; SINDICATO NACIONAL DA INDUSTRIA DO CIMENTO (BRASIL). **A aventura do concreto no Rio de Janeiro: 1900-1936**. Rio de Janeiro: SNIC, 2003. 126p.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2016. Disponível em: <[http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/8/86/TC030\\_A%C3%A7os.pdf](http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/8/86/TC030_A%C3%A7os.pdf)>. Acesso em: 11 jun. 2018.

**DO EDIFÍCIO Joelma à Boate Kiss. G1**, São Paulo, mai. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/do-edificio-joelma-a-boate-kiss-veja-os-incendios-que-abalaram-o-pais.ghtml>>. Acesso em: 10 jun. 2018

FREIRE, C. D.da R. **Projeto de proteção contra incêndio (PPCI) de um prédio residencial no centro de Porto Alegre.** 2009

FREITAS JR, J. de A. **Aços para concreto.** UFPR, 2007.

FUSCO, P. B. **Tecnologia do concreto estrutural:** Tópicos aplicados/ PERICLES BRASILIENSE FUSCO. [S.I.] Ed. Pini. 1 Ed. Junho/2008

GERBELLI, L. **Morador que era resgatado quando prédio caiu chegou a sair do local, mas voltou para tentar salvar mulheres e crianças.** G1. mai. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/homem-que-era-resgatado-quando-predio-desabou-no-centro-de-sp-tentava-salvar-moradores.ghtml>>. Acesso em: 30 maio 2018.

ISTITUTO UNIVERSITARIO DI ARCHITETTURA DI VENEZIA. Tesi. **I cementi armati del sistema Hennebique.** Disponível em: <<https://www.sacs.it/tesi/c0423.htm>>. Acesso em: 12 abr. 2018.

KAEFER, L. F. **A evolução do concreto armado.** UNESP, 1998. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/HistoriadoConcreto.pdf>>. Acesso em: 10 fev. 2018.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**, vol 1: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro; Interciência 2008.

LIMA, R. C. A.; KIRCHHOF L. D.; CASONATO, C. A.; SILVA FILHO, L. C. P. **Efeito de altas temperaturas no concreto.** In: SEMINÁRIO DE PATOLOGIAS DAS EDIFICAÇÕES, 2, 2004, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: UFRGS., 2004.

MACEDO, G. M.; SAPUNARU, R. A.. **UMA BREVE HISTÓRIA DA ENGENHARIA E SEU ENSINO NO BRASIL E NO MUNDO:** FOCO MINAS GERAIS. REUCP. [S.I.] Volume 10. 2016.

NASLAVSKY, G. **O concreto armado e a nova arquitetura nos anos 30.** In Cardoso, Luiz A. Fernandes. Oliveira, Olivia Fernandes. (orgs). (Re)Discutindo o modernismo: Universalidade e diversidade do movimento moderno em arquitetura e urbanismo no Brasil. Salvador, Mestrado em Arquitetura e Urbanismo da UFBA, 1997.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** Tradução de Salvador E. Giammusso. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997. 828 p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** Tradução: Ruy Alberto Cremonini-5 ed.-Porto Alegre: Bookman, 2016

ONO, R. **Parâmetros para garantia da qualidade do projeto de segurança contra incêndio em edifícios altos.** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2007.

**PRÉDIO DE 24 andares desaba após incêndio no Centro de SP.** G1, São Paulo, mai. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/incendio-atinge-predio-no-centro-de-sp.ghtml>>. Acesso em: 30 maio 2018.

**RELEMBRE O INCENDIO do edifício Andraus, em São Paulo.** BOL, São Paulo, fev. 2017. Disponível em: <<https://noticias.bol.uol.com.br/fotos/imagens-do-dia/2017/02/24/relembre-o-incendio-do-edificio-andraus-em-sao-paulo.htm>>. Acesso em: 22 abr. 2018.

SANTOS, P. F. **A arquitetura da sociedade industrial.** Belo Horizonte: EAUFMG, 1961.

SANTOS, R. E. dos. **A cultura do concreto armado no Brasil:** educação e deseducação dos produtores do espaço construído. In: Anais do IV Congresso Brasileiro de História da Educação. Goiânia: Universidade Católica de Goiânia, 2006.

----- **História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia.** Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

SILVA, V. P. e. **Estruturas de aço em situação de incêndio.** São Paulo: Zigate Editora, 2001.

----- **Estruturas de aço para edifícios:** aspectos tecnológicos e de concepção. São Paulo: Blucher, 2010.

TAVARES, B. **Prédio que desabou não tinha condições mínimas de segurança contra incêndio, aponta relatório da Prefeitura de SP.** G1. mai. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/predio-que-desabou-nao-tinha-condicoes-minimas-de-seguranca-contra-incendio-aponta-relatorio-da-prefeitura-de-sp.ghtml>>. Acesso em: 30 maio 2018.

TELLES, P. C. da S. **História da Engenharia no Brasil:** séculos XVI a XIX. Rio de Janeiro: Clavero, 1994.

VARGAS, Milton. **História da técnica e da tecnologia no Brasil.** São Paulo: UNESP; CEETEPS, c1994. 412 p.

VASCONCELOS, A. C. de; CARRIERI JR, R. **A escola brasileira do concreto armado.** São Paulo: Axis Mundi, 2005. 207 p.

XAVIER, M. **Conheça 5 roteiros do além na capital.** VejaSP. dez. 2016. Disponível em: <<https://vejasp.abril.com.br/cidades/roteiros-do-alem-na-capital/>>. Acesso em: 2 fev. 2018.

## ANEXO A – Histórico do concreto no mundo

HISTÓRICO DO CONCRETO NO MUNDO	
Tempos romanos	Uso de material semelhante ao concreto
1824	Fabricação do cimento Portland por Joseph Aspdin.
1849	Barco de argamassa e cimento feito por Joseph Louis Lambot.
1861	Vasos de flores em argamassa de cimento, areia e malha de aço. Início da divulgação do concreto por Joseph Monier
1877	Ensaio sobre concreto armado e publicação de resultados por Hyatt.
1878	Novas patentes e divulgação do concreto em outros países por Joseph Monier
1884	Compra da patente de Monier e revenda
1886	Wayss compra a patente de Monier, funda empresa que realiza ensaios e publica resultados que inspiram Koenen a desenvolver uma base de cálculo para o concreto
1888	Protensão de armadura por Döhring
1892	Patente de viga com armação por Hennebique
1900	Teoria de dimensionamento de elementos em concreto armado por E. Mörsch
1904	Primeira norma sobre o concreto armado
1912	Desenvolvimento dos princípios do concreto pretendido por E. Mörsch e Koenen
1928	Reconhecimento da importância da protensão na construção civil
1945	Utilização do concreto em escala mundial

Fonte: (PORTO, 2015)

## ANEXO B - Tempo requerido de resistência ao fogo

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação					
			Classe S <sub>2</sub> h <sub>s</sub> > 10 m	Classe S <sub>1</sub> h <sub>s</sub> ≤ 10 m	Classe P <sub>1</sub> h ≤ 6 m	Classe P <sub>2</sub> 6 m < h ≤ 12 m	Classe P <sub>3</sub> 12 m < h ≤ 23 m	Classe P <sub>4</sub> 23 m < h ≤ 30 m	Classe P <sub>5</sub> 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-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120	
I	Industrial	I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120	
		J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60	
J	Depósitos	J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120	

Fonte: NBR 14432 (ABNT, 2001)

### ANEXO C - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

GRUPO	USO/ OCUPAÇÃO	DIVISÃO	DESCRIÇÃO	EXEMPLOS
A	Residencial	A1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A3	Habitações coletiva	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Hospedagem	B1	Hotéis e semelhantes	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C1	Comércios de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C2	Comércio de médio e grande porte	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (shopping centers)
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D1	Locais de prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros
		D2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D3	Serviços de reparação, excetos os classificados em G e I	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educativa e cultura física	E1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E3	Espaços para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança, musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E6	Escolas para portadores de deficiência	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros



## Continuação do ANEXO C - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

GRUPO	USO/ OCUPAÇÃO	DIVISÃO	DESCRIÇÃO	EXEMPLOS
F	Locais de reunião pública	F1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
		F2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros
F	Locais de reunião pública	F6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F7	Construções provisórias	Circos e assemelhados
		F8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros
G	Serviços automotivos	G1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas
		G2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos), borracharia (sem recauchutagem)
		G5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H	Serviços de saúde e institucionais	H1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por dificuldades físicas e mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros
		H3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e outros

## Continuação do ANEXO C - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

GRUPO	USO/ OCUPAÇÃO	DIVISÃO	DESCRIÇÃO	EXEMPLOS
H	Serviços de saúde e institucionais	H4	Prédios e instalações vinculados a forças armadas, polícias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacia distritais, postos policiais e outros
		H5	Local onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I1	Locais onde as atividades exercidas e/ou os materiais utilizados ou depositados apresentem grande potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio não atinja 1 200 MJ/m <sup>2</sup> . Ver tabela C.1
		I2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio ultrapassa 1 200 MJ/m <sup>2</sup> . Ver tabela C.1
J	<b>Depósitos</b>	J1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		J2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros

Fonte NBR 14432 (ABNT, 2001)

### ANEXO D - Valores das cargas de incêndio específicas

Ocupação/ Uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio $q_{fi}$ [MJ/m <sup>2</sup> ]
Residencial	Alojamentos estudantis	A1	300
	Apartamentos	A2	300
	Casas térreas ou sobrados	A1	300
	Pensionatos	A3	300
Serviços de hospedagem	Hotéis	B1	500
	Motéis	B1	500
	Apart-hotéis	B2	300(500)
Comercial varejista	Açougues	C1/C2	40
	Antiguidades	C1/C2	700
	Aparelhos eletrodomésticos	C1/C2	500
	Artigos de bijuterias, metal ou vidro	C1/C2	300
	Artigos de couro, borracha, esportivos	C1/C2	800
	Automóveis	C1/C2	200
	Bebidas destiladas	C1/C2	700
	Brinquedos	C1/C2	500
	Cabeleireiro	C1/C2	300
	Calçados	C1/C2	500
	Drogarias (incluindo depósitos)	C1/C2	1000
	Ferragens	C1/C2	300
	Floricultura	C1/C2	80
	Galeria de quadros	C1/C2	200
	Livrarias	C1/C2	1000
	Lojas de departamento ou centro de compras	C2	600(800)
	Máquina de costura ou escritório	C1/C2	300
	Materiais fotográficos	C1/C2	300
	Móveis	C1/C2	500
	Papelarias	C1/C2	700
	Perfumarias	C1/C2	400
	Produtos têxteis	C1/C2	600
	Relojoarias	C1/C2	300
	Supermercados (vendas)	C2	400(600)
	Tapetes	C1/C2	800
	Tintas	C1/C2	1000
Verduras	C1/C2	200	
Vinhos	C1/C2	200	
Vulcanização	C1/C2	1000	
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	Agências bancárias	D2	300
	Agência de correios		400
	Centrais telefônicas	D1	100(200)
	Consultórios médicos e odontológicos	D1	200(300)
	Copiadora	D1	400
	Encadernadoras	D3	1000
	Escritórios	D1	700
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	Estúdios de rádio, televisão ou fotografia.	D1	300
	Lavanderias	D3	300
	Oficinas elétricas	D3	600
	Oficinas hidráulicas ou mecânicas	D3	200
	Pinturas	D3	500
	Processamento de dados	D1	400

## Continuação do ANEXO D - Valores das cargas de incêndio específicas

Ocupação/ Uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio $q_{fi}$ [MJ/m <sup>2</sup> ]
Educativa e cultura física	Academias	E3	300
	Creches	E5	400
	Escolas	E1/E2/E4	300
Locais de reunião pública	Bibliotecas	F1	2000
	Cinemas ou teatros	F5	600
	Igrejas	F2	200
	Museus	F1	300
	Restaurantes	F8	300
Serviços automotivos	Estacionamentos	G1/G2	200
	Oficinas de conserto de veículos	G4	300
Serviços de saúde e institucionais.	Asilos	H2	350
	Hospitais	H1	300

Fonte NBR 14432 (ABNT, 2001)

**ANEXO E - Fatores das medidas de segurança contra incêndio**

<b>Valores de <math>\gamma_n</math></b>		
<b>Chuveiros automáticos</b>	<b>Brigada contra incêndio</b>	<b>Detecção automática</b>
$\gamma_{n1} = 0,60$	$\gamma_{n2} = 0,90$	$\gamma_{n3} = 0,90$

Fonte NBR 15200 (ABNT, 2012)

**ANEXO F - Valores de  $\gamma_{s2}$** 

$\gamma_{s2}$	Risco	Exemplo de ocupação
0,85	Pequeno	Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu
1,00	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, depósito (produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, vendas de acessórios automotivos)
1,20	Médio	Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica
1,50	Máximo	Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis

Fonte NBR 15200 (ABNT, 2012)

**ANEXO G - Efeitos decorrentes da elevação de temperatura sobre o concreto.**

<b>100°C - 500°C</b>	Lascamento, "explosive spalling", início do processo de desidratação do gel de C-S-H, que se intensifica em 300°C e prossegue até próximo de 400°C;
<b>200°C</b>	idem e retração por perda de água da tobermorita e dilatação dos agregados;
<b>300°C - 400°C</b>	Redução da água do gel com a formação de silicatos anidros ocorrendo fissuras superficiais;
<b>400°C - 500°C</b>	Idem e retração acentuada por desidratação do hidróxido de cálcio;
<b>500°C - 600°C</b>	Desidratação mais rápida do hidróxido de cálcio;
<b>575°C</b>	Expansão do quartzo na transformação de alfa para beta, com fissuração da matriz cimentícia;
<b>600°C - 700°C</b>	Transformações de outros agregados; O CaCO <sub>3</sub> começa a se transformar em Cão e a liberar CO <sub>2</sub> .
<b>800°C</b>	Retração por perda de água combinada da tobermorita;
<b>870°C</b>	Expansão do quartzo na transformação de beta em tridimita.

Fonte: (MORALES, CAMPOS E FAGANELLO, 2011).

## ANEXO H - Características do concreto superaquecido.

Temperatura	Coloração	Aspecto/Desempenho
< 250°C	Cinza	Perda de resistência pequena e irregular
285°C - 300°C	Cinza-róseo	Fissuração superficial, lascamento explosivo (vapor)
50°C - 400°C	Rosa	Início de mudança de cor
535°C - 550°C	Roxo	Redução do módulo de deformação
575°C	Vermelho pálido	Fissuração profunda-friabilidade superficial
650°C	Cinza esbranquiçado	Pipocamento dos grãos de quartzo
790°C - 800°C	Amarelo alaranjado	Perda das propriedades mecânicas
900°C	Amarelo claro	Lascamento do revestimento das armaduras, com perda de até 25% da superfície
1000°C		Superfície pulverulenta

Fonte: (MORALES, CAMPOS E FAGANELLO, 2011).

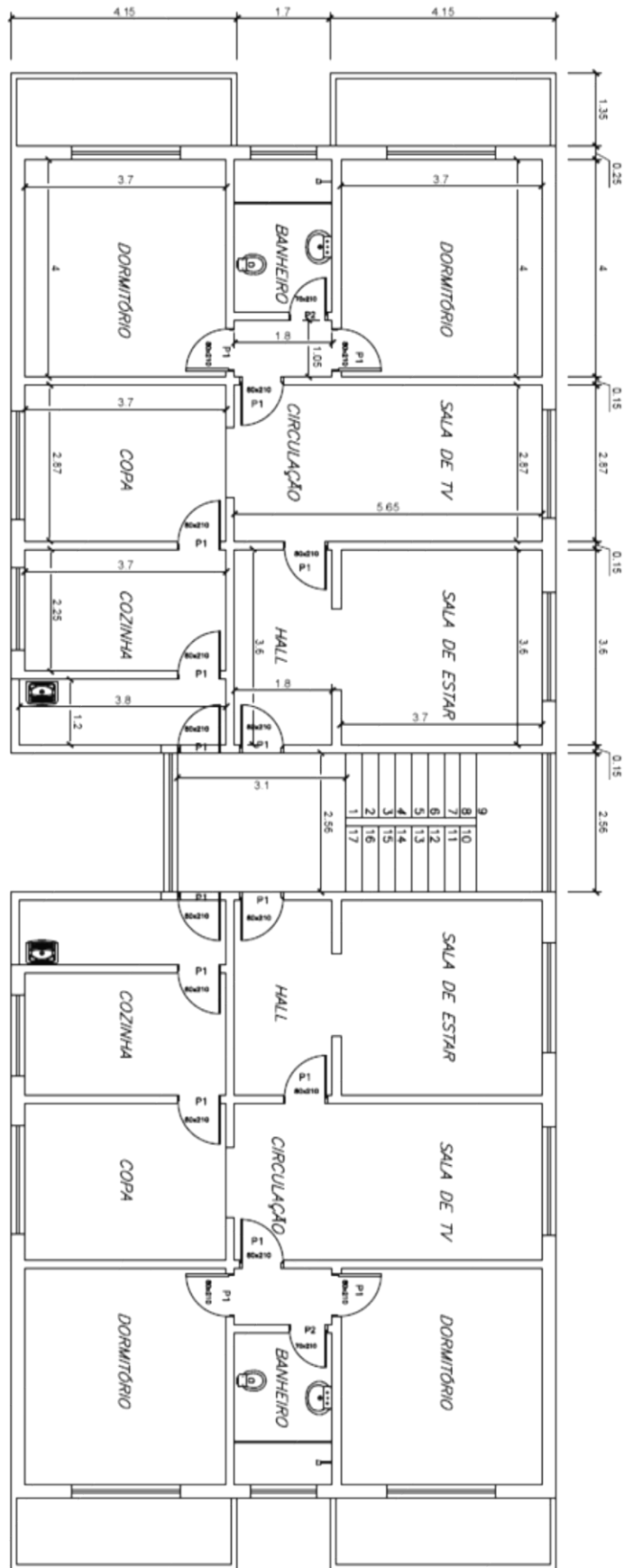


**ANEXO I - Valores de  $k_s, \theta$ , para aços de armadura passiva.**

Temperatura do aço (°C)	$k_s, \theta$ adimensional		
	Tração		Compressão
	CA 50	CA 60	CA 50 e CA 60
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89
300	1,00	1,00	0,78
400	1,00	0,94	0,67
500	0,78	0,67	0,56
600	0,47	0,40	0,33
700	0,23	0,12	0,10
800	0,11	0,11	0,08
900	0,06	0,08	0,06
1000	0,04	0,05	0,04
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

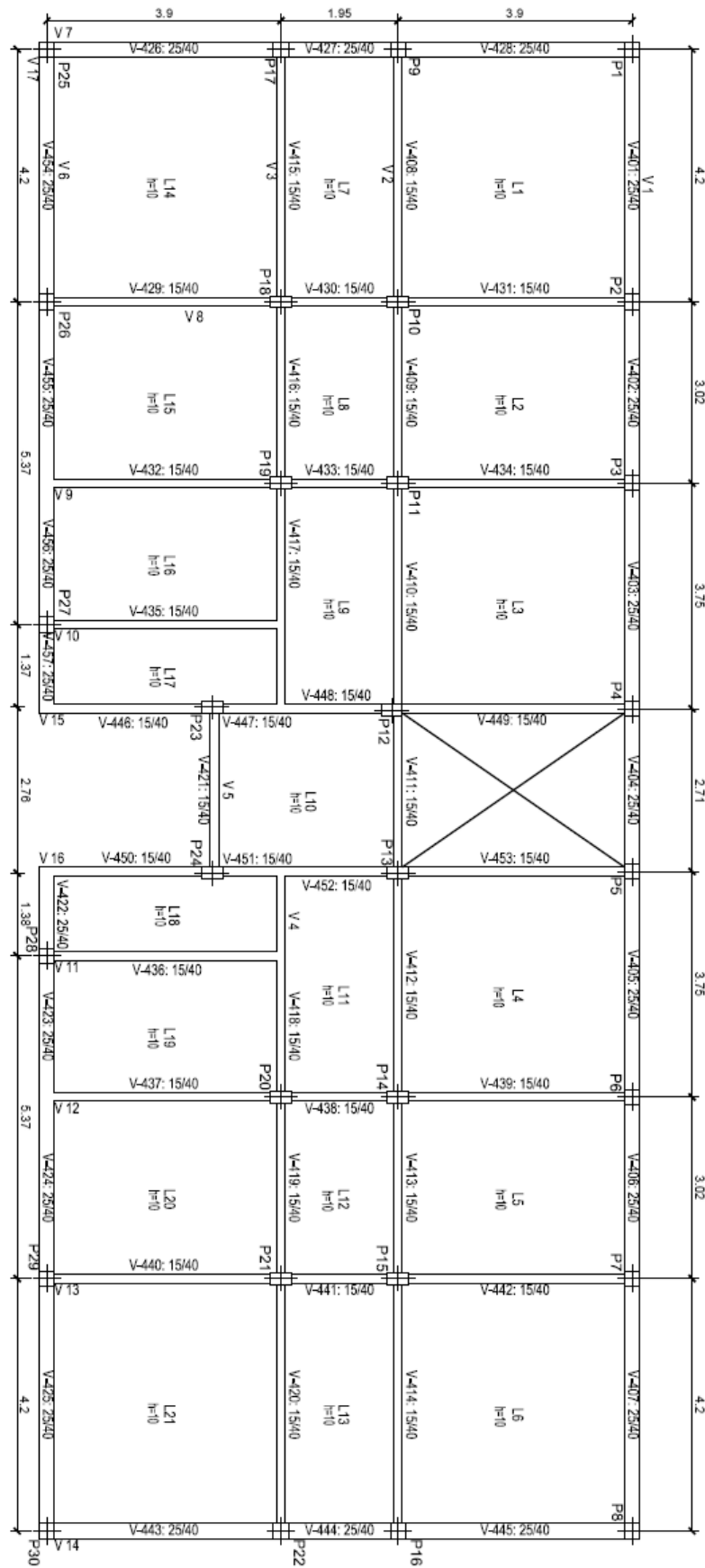
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012)

APÊNDICE A - Planta arquitetônica Pavimento tipo – Sem escala



Fonte: Autor

## APÊNDICE B - Planta eixo de pilares – Sem escala



Fonte: Autor