

# DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO: AÇÕES NORMAIS X SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Renata da Silva Andrade (1), Daiane dos Santos da Silva Godinho (2);

*UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense*

*(1) [re\\_engcivil@hotmail.com](mailto:re_engcivil@hotmail.com); (2) [dss.engcivil@gmail.com.br](mailto:dss.engcivil@gmail.com.br)*

## RESUMO

A exposição do elemento estrutural com a ação de incêndio causa alterações na micro e na macroestrutura do concreto endurecido, afetando as propriedades mecânicas do concreto armado. Por essa razão, a estrutura quando sofre um aumento de temperatura tem sua resistência a compressão axial e seu módulo de elasticidade reduzidos. A norma NBR 15200:2004 – “Projetos de estrutura de concreto em situação de incêndio – Procedimentos” apresenta o método tabular para o dimensionamento de lajes, vigas e pilares em situação de incêndio. Neste trabalho é apresentado o dimensionamento de um edifício comercial em concreto armado em situações normais comparados com situação de incêndio, dimensionado através do programa computacional CAD TQS, utilizando o método tabular da norma brasileira NBR 15200:2004. Os elementos estruturais nos quais não atendem a solicitação de incêndio, são comparados com as normas brasileiras e com referências bibliográficas, fazendo com que suas dimensões sejam alteradas conforme a normatização para que a estrutura atenda sua verificação de incêndio.

*Palavras chaves: Incêndio; Estrutura de concreto armado; Normatização; Dimensionamento;*

## 1. INTRODUÇÃO

Segundo PIGNATTA (2009), no século XVII, com a revolução industrial inglesa, ocorreu alguns casos de incêndio, cujo os prédios eram construídos em madeiras para as instalações de fabricas de tecelagens, onde ocorriam facilmente os incêndios. Em 1796 o Engenheiro Charles Bage, utilizou em suas novas construções o ferro fundido, nos lugares das vigas e pilares e, blocos não combustíveis como piso, assim acreditando que criara o “Edifício à prova de incêndio”. No século XIX, o concreto começa a fazer parte do processo de construção, como um revestimento do aço contra ação de incêndio, sem função estrutural alguma. Inicia-se um pouco mais adiante deste mesmo século a construção de prédios em concreto armado, onde se unem aço e concreto, com suas funções estruturais, sendo tomada de maneira diversa a proteção contra incêndio.

O Incêndio em edificação é um evento que deve ser combatido e evitado por todas as maneiras possíveis, tanto em fase de projeto quanto em fase de construção, serviço ou reforma.

Com a ocorrência de grandes incêndios no Brasil, a preocupação aumentou e foram criadas legislações e normas para a segurança contra incêndio. As exigências contra incêndio nas edificações são definidas em Legislação Estadual, em São Paulo, Minas Gerais e Goiás, existem legislações específicas a serem seguidas, exigem que a estrutura seja verificada contra a ação de incêndio.

De acordo com PIGNATTA (2009), o primeiro grande incêndio ocorrido no Brasil em prédios elevados foi no Edifício Andraus, Figura 1, localizado na Av. São João, São Paulo em 24 de fevereiro de 1972; edifício comercial de 31 andares. Acredita-se que o fogo tenha sido provocado pela loja de cartazes de publicidades que ficava no pavimento térreo do mesmo. Foram mortas neste dia, 16 pessoas e 336 ficaram feridas.

Figura 1: (a) incêndio no Edifício Andraus; (b) resgate dos trabalhadores.



Fonte: (<http://www.pilotopolicial.com.br/>) último acesso 11/09/2014.

Outro incêndio marcante foi o do Edifício Joelma, Figura 2, localizado na Praça da Bandeira, São Paulo, em 1º de fevereiro de 1974. Tratava-se de um edifício comercial alugado ao Banco Crefisul de investimentos, o incêndio foi ocasionado por um aparelho de ar condicionado localizado no 13º pavimento, pois houve um curto circuito e o fogo se espalhou em todos os pavimentos. Este incêndio ocasionou a morte de 191 pessoas e 300 ficaram feridas.

Figura 2: (a) incêndio no Edifício Joelma; (b) edifício após o incêndio.



Fonte: (<http://www.saopauloantiga.com.br/o-incendio-do-edificio-joelma/>) último acesso 11/09/2014.

Além da primordial preocupação com a vida humana, existem os danos causados ao meio ambiente decorrente dos incêndios em edificações, pois ocorre a poluição do ar através da emissão atmosférica dos produtos e subprodutos da combustão.

O concreto é um material composto, cujos diferentes constituintes não reagem da mesma forma diante das altas temperaturas, o que torna o efeito do fogo um grave problema.

Segundo Figueiredo, Costa e Silva (2002), o aumento da temperatura dos elementos estruturais, decorrentes da ação térmica devido aos incêndios, causa alterações na micro e na macroestrutura do concreto. A elevação gradual de temperatura provoca efeitos distintos no concreto e nas argamassas, verificando-se alteração na coloração, e perda de resistência mecânica, esfrelamento superficial, fissuração até a própria desintegração da estrutura.

A resistência a compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, como mostra a Tabela 1. Com o processo de aquecimento a pasta de cimento é a principal componente do concreto afetada.

Costa e Silva (2004), afirmam que a pasta de cimento Portland desestrutura-se quimicamente por desidratação, enfraquecendo o concreto endurecido. A água livre presente na pasta evapora-se à medida que a temperatura se eleva. Após 100 °C, as águas, livre e capilar, presentes na pasta de cimento começam a evaporar, retardando desta forma o aquecimento do concreto.

Tabela 1- Transformações sofridas por pastas de cimento durante o processo de aquecimento.

Temperatura (°C)	Transformações
20-80	Processo de hidratação acelerado, com perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão.
100	Marco no aumento da permeabilidade a água
80-200	Aumento da taxa de perda d'água quimicamente combinada
80-850	Perda de água quimicamente combinada
150	Pico do primeiro estágio de composição C-S-H
300	Marco no aumento da porosidade e micro fissuras
350	Decomposição de alguns tipos de agregados de rio
374	Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre.
400-600	Dissociação do C-S-H em CaO e água
573	Possível transformação de fase para agregados quartzosos e ligeira expansão.
550-600	Marco no aumento dos efeitos térmicos
700	Dissociação do CaCO <sub>3</sub> em CaO e CO <sub>2</sub> (pasta e agregados carbonáticos)
720	Segundo pico da decomposição do C-S-H em ?-C <sub>2</sub> S e ?-CS
800	Modificação nas ligações químicas com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica.
1060	Começo do derretimento de alguns constituintes

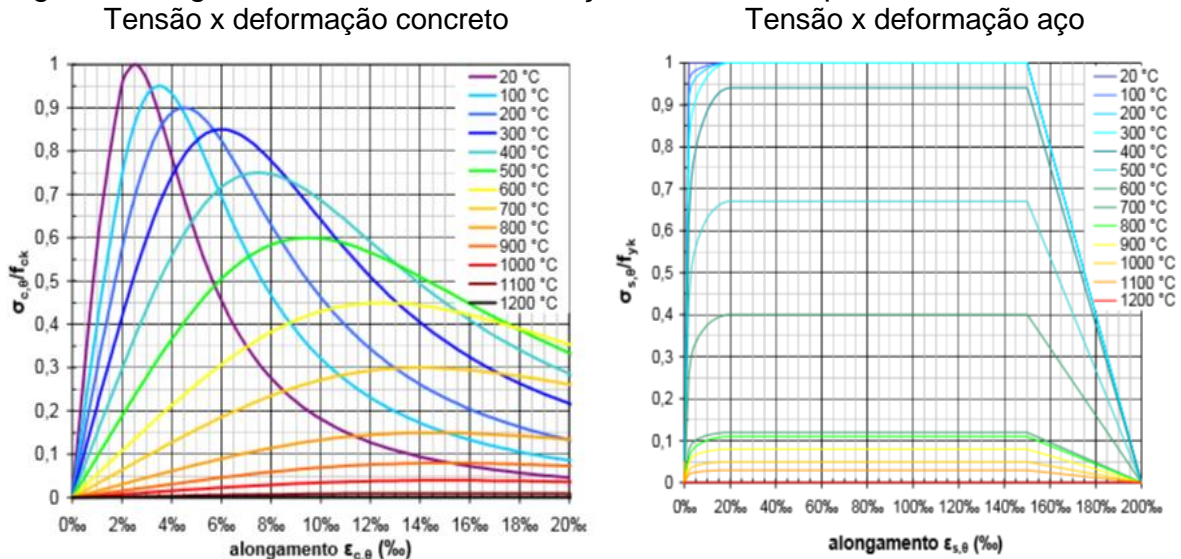
Fonte: Castellote et al(2003) – apud Silva, D. Santos (2009).

Conforme Rita, Costa e Silva (2004), o incêndio normalmente não chega a uma temperatura elevada que possa levar o aço a fusão, mas apresenta temperatura suficiente para aquecer a região periférica da estrutura de concreto, reduzindo significativamente a resistência do aço.

Para PIGNATTA (2009), com aumento de temperatura, além redução de resistência do elemento estrutural, também tem a redução do módulo de elasticidade, onde as deformações de origem térmicas aparecem através dos esforços solicitantes adicionais, como a radiação e a convecção.

Com o aumento de temperatura o aço reduz sua resistência e seu módulo de elasticidade, apresentando efeitos de fluência e dilatações excessivas. O concreto reduz a resistência em suas propriedades mecânicas, perde área resistente por causa do spalling, um lascamento da superfície do elemento de concreto submetido a um incêndio. A Figura 3, demonstra as deformações do aço e do concreto com o aumento de temperatura.

Figura 3: Diagrama de tensão x deformação em altas temperaturas.



Fonte: prEN 1992-1-2 et al(2002) - apud Costa, Rita e Silva (2004 p. 4).

Dentre as causas que podem levar uma estrutura sujeita a altas temperaturas ao colapso, estão à temperatura máxima atingida, o tempo de exposição, o traço de concreto, o tipo de estrutura, o elemento estrutural e a velocidade de resfriamento.

O dimensionamento de edifícios de concreto armado em situação de incêndio, levam em consideração os parâmetros de dosagem e as características geométricas dos elementos estruturais (forma, dimensões, cobrimentos das armaduras) com critérios de segurança adequados a essa situação ao ciclo típico de um incêndio.

A estabilidade de uma edificação vem por meio de um conjunto de meios ativos, como projeto estrutural realizado adequadamente verificando a segurança da estrutura em situação de incêndio, projeto preventivo contra incêndio (constando extintores, hidrantes, sistemas automáticos de detecção de calor ou fumaça, rota de saídas e escadas de segurança) e projetos de instalações elétricas, respeitadas as normas técnicas, etc.

Conforme ABNT NBR 14432:2000 “Exigências de resistência o fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento”, a ação correspondente ao incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão, através das características da edificação é determinado o intervalo de tempo, chamado tempo de requerimento de resistência ao fogo (TRRF).

O tempo de requerimento de resistência ao fogo (TRRF) é o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão, não é o tempo de duração do incêndio ou tempo de desocupação da edificação,

TRRF é um parâmetro em forma de tempo, utilizado em projetos em situação de incêndio. Pode ser obtido através do método tabular ou método do tempo equivalente. De acordo com a ABNT NBR 14432:2000, obtém-se o TRRF através dos dados da edificação (tipo de ocupação, divisão, profundidade do subsolo e altura da edificação), conforme a Tabela 2.

Tabela 2: Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos:

Grupo	Ocupação/ Uso	Divisão	Profundidade do Subsolo		Altura da edificação				
			Classe S <sup>2</sup> hs>10	Classe S <sup>1</sup> hs≤10	Classe P1 h>6	Classe P2 6<h≤12	Classe P3 12<h≤23	Classe P4 23<h≤30	Classe P5 h>30
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60(30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 a 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 publico	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	Industriais	I-1	90	60(30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60(30)	60(30)	90(60)	120(90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60(30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90(60)	120(90)	120

Fonte: Tabela A-1 ABNT NBR 14432:2000.

A Norma ABNT NBR 15200:2004 – “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento”, apresenta o método tabular para o dimensionamento de lajes, vigas e pilares em função do TRRF. O método é uma aplicação simples e direta de dimensões mínimas tabeladas, entretanto requer o conhecimento de cálculo para a determinação do valor calculado em situação de incêndio.

“O método tabular é o mais difundido pelas normas internacionais, nos países contemplados por códigos de segurança de incêndio para projetos de estruturas de concreto. A simplicidade do dimensionamento está na aplicação imediata das dimensões mínimas, organizadas em tabelas, para cada tipo básico de elemento estrutural.” COSTA, C. N. e PIGNATTA, V. S. (2004, p.1).

Formulada a partir do Eurocode 2, a NBR 15200:2004 apresenta as diretrizes básicas de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. A verificação da estrutura será realizada através do método tabular, onde é o mais difundido pelas normas internacionais, nos países contemplados por códigos de segurança de incêndio para projetos de estruturas de concreto. A simplicidade do dimensionamento está na aplicação imediata das dimensões mínimas, organizadas em tabelas, para cada tipo básico de elemento estrutural.

Este artigo tem por objetivo geral analisar as diferenças nos resultados obtidos no dimensionamento de um edifício, sujeito a receber ações normais e em comparação com ações em situação de incêndio.

A prevenção do colapso progressivo, na fase de projeto, tem como objetivo fundamental salvar vidas, ao reduzir a extensão dos danos e evitar colapso desproporcional da edificação, até que tenha sido evacuado.

## **2. MATERIAIS E MÉTODOS**

### **2.1. CAD TQS – SISTEMA COMPUTACIONAL**

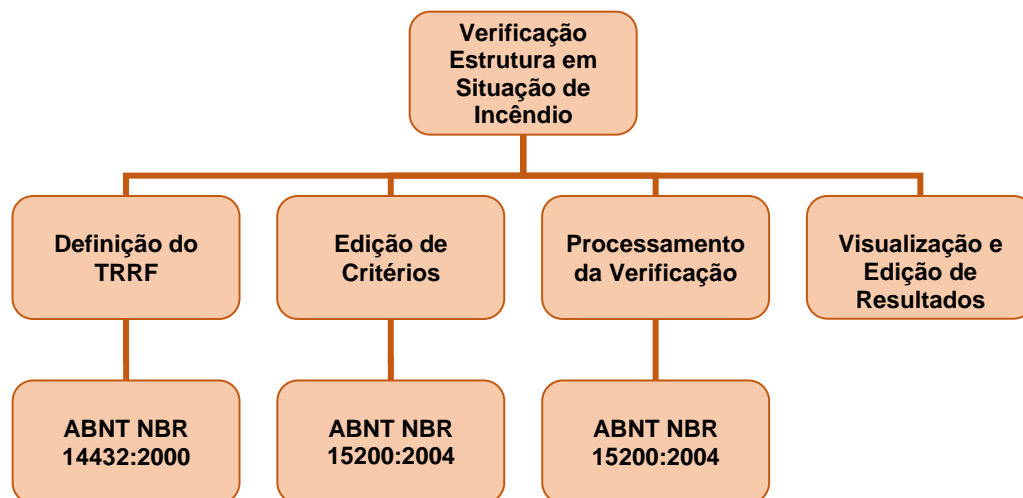
A avaliação de toda a estrutura em situação de incêndio será realizada através do programa CAD TQS, onde são verificados todos os elementos (vigas, lajes e pilares) respeitando o detalhamento de suas armaduras.

Toda implementação do programa foi baseada na NBR 15200:2004, na NBR 14432:2000, e no artigo “Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa ao método tabular da NBR 15200:2004” do Prof. Dr. Valdir Pignatta.

#### **2.1.1. Procedimentos de verificação CAD TQS**

Na Figura 4, tem-se o fluxograma de verificação da estrutura em situação de incêndio, onde mostra como o sistema computacional CAD TQS realiza a verificação de incêndio.

Figura 4: Fluxograma de verificação da estrutura em situação de incêndio.



Fonte: Autor, 2014.

Em condições usuais, as estruturas são projetadas em temperatura ambiente e, dependendo de suas características e uso, devem ser verificadas em situação de incêndio. Esta verificação deve ser feita no seu ELU (Estado Limite Ultimo) e satisfazer a Equação 1.

$$S_{d,fi} = (\gamma_g * F_{gk} + \gamma_q * \sum_2^n \psi_{2j} * F_{qjk}) \leq R_{di} \quad \text{Equação 1.}$$

Onde:

$S_{d,fi}$  = Solicitação de situação de incêndio.

$R_{di}$  = Resistência ao fogo.

A resistência ao fogo da estrutura deve ser maior que a solicitação  $S_{d,fi} \leq R_{di}$ .

#### 2.1.1.1. Definição do Tempo de Requerimento ao Fogo (TRRF)

O sistema computacional CAD TQS utiliza parâmetros da Norma NBR 14432:2000, em função das características da construção e de seu uso, aplicando os dados de ocupação, grupo de divisão, altura de subsolo e altura da edificação.

#### 2.1.1.2. Edições de critérios

É feita a verificação em situação de incêndio, onde o sistema computacional utiliza critérios do método tabular da norma NBR 15200:2004. Existem processos presentes nesta norma que permite averiguar o atendimento da expressão  $S_{d,fi} \leq R_{di}$ . Um deles é o método tabular, que consiste em uma verificação por meio de dimensões mínimas dos elementos estruturais de acordo com a ação do



fogo representado pelo TRRF. São valores de dimensões mínimas ( $b_{min}$ ) e a distância do centro de gravidade da armadura à face de concreto exposta ao fogo (C1), especificadas para lajes, vigas e pilares.

### 2.1.1.3. Processamento da verificação

O processamento de verificação faz o cálculo da força normal em situação de incêndio ( $N_s, d_i$ ), necessária a verificação de lajes, vigas e pilares, é efetuada de forma automática pelo sistema computacional, obtidas a partir do processamento do pórtico espacial ELU e pode ser realizada pelo uso da envoltória fogo que leva em consideração as combinações do ELU excepcional (Equação 2):

$$F_d = \gamma_g * F_{gk} + F_{ql\ exc} + \gamma_q * \sum_2^n * \psi_{0j} * F_{qjk} \quad \text{Equação 2.}$$

Onde:  $\gamma_g * F_{gk}$ , são as cargas verticais permanentes;

$F_{ql\ exc} + \gamma_q * \sum_2^n * \psi_{0j} * F_{qjk}$ , são as cargas acidentais + excepcionais;

Como a situação de incêndio tem baixa probabilidade de ocorrência, a NBR 6118:2003 nos permite substituir  $\psi_{0j}$  por  $\psi_{2j}$ . Dessa substituição resulta que as ações de vento são desconsideradas nas combinações, pois  $\psi_{2j}$  multiplica a carga de vento que é igual a 0 “zero”, assim a ação de vento  $F_{ql\ exc}$  pode ser desconsiderada. A equação da solicitação de incêndio fica conforme a Equação 3:

$$S_{d, fi} = \gamma_g * F_{gk} + \gamma_q * \sum_2^n * \psi_{2j} * F_{qjk} \quad \text{Equação 3.}$$

As solicitações de cálculo em situação de incêndio ( $S_{d, fi}$ ) podem ser admitidas iguais a 70% das solicitações de cálculo de situação normal ( $S_d$ ), conforme a Equação 4:

$$S_{d, fi} = 0,70 S_d \quad \text{Equação 4.}$$

#### 2.1.1.3.1. Dimensionamento de vigas de concreto Armado

Em conformidade com a NBR 15200:2004, em situação de incêndio, as peças rompem usualmente por flexão ou flexo-compressão e não por cisalhamento, assim considera-se apenas a armadura longitudinal no método tabular. Em situação de incêndio o método tabular atende as dimensões mínimas das tabelas da norma em combinação do TRRF com o elemento estrutural, à menor dimensão da viga ( $b_{min}$ ) e a distância entre o CG da armadura e a face exposta ao fogo (C1).

As tabelas desse método são construídas admitindo-se as seguintes hipóteses: vigas sob lajes, aquecimento nas três faces da viga (laterais e inferior), temperatura máxima admissível na armadura inferior igual a 500 °C.

Tabela 3: Dimensões mínimas para vigas contínuas.

TRRF min	Combinações de bmin/c1 - mm/mm			bw min mm
	1	2	3	
30	80/25	160/12	190/12	80
60	120/25	190/12	300/12	100
90	140/35	250/25	400/25	100
120	200/45	300/35	450/35	120

Fonte: Tabela 9 - ABNT NBR 15200:2004.

Os valores de C1, indicados na Tabela 3, foram determinados a partir das Equações 5 e 6:

$$\frac{Sd, fi}{Sd} = 0,7 \text{ e } \frac{As, calc}{As, ef} = 1 \quad \text{Equação 5 e 6.}$$

Onde:

*Sd, fi e Sd*, são os valores de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio e normal.

*As, calc e As, ef*, são os valores das áreas da armadura necessária conforme ABNT NBR 6118.

### 2.1.1.3.2. Dimensionamento de lajes de concreto Armado

O dimensionamento de lajes é semelhante ao de vigas, as tabelas do método tabular fornecem valores de espessuras mínimas para lajes com aquecimento na face inferior e valor de C1 das armaduras inferiores em combinações com o TRRF. Para o projeto em situação de incêndio, a laje é usualmente um dos elementos construtivos que cumpre, simultaneamente, a função corta fogo e de estabilidade estrutural. Os valores de h na Tabela 4, são mínimos para garantir a função corta-fogo.

Tabela 4: Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas.

TRRF min	h* mm	C1 mm		Armada numa direção
		Armada em duas direções		
		$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	35	40

Fonte: Tabela 4 - ABNT NBR 15200:2004.

### 2.1.1.3.3. Dimensionamento de pilares de concreto Armado

Em pilares, o método tabular mostrado pela norma NBR 15200:2004, mostra a combinação do TRRF com o elemento estrutural, a menor dimensão do pilar ( $b_{min}$ ), a menor distância entre o eixo da armadura longitudinal, a face do concreto exposta ao fogo (C1min) e a relação  $\mu_{fi}$ , que é expressa pela Equação 7.

$$\mu_{fi} = \frac{N_{sd,fi}}{N_{Rd}} \quad \text{Equação 7.}$$

Onde:

$N_{sd,fi}$  é o valor de cálculo da força normal solicitante em situação de incêndio, calculada por meio da combinação excepcional de ações.

$N_{Rd}$  é o valor de cálculo da força normal resistente em situação normal, considerando-se as excentricidades decorrentes da não linearidade (segunda ordem) em situação normal.

A Tabela 5 mostra esta combinação.

Tabela 5: Dimensões mínimas para pilares.

TRRF min	Combinações de $b_{min}/c1$ - mm/mm			Uma face Exposta
	Mais de uma face exposta			
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
	1	2	3	
30	190/25	190/25	190/30	140/25
60	190/25	190/35	250/45	140/25
90	190/30	300/45	450/40	155/25
120	250/40	300/45	450/50	175/35

Fonte: Tabela 10 - ABNT NBR 15200:2004.

### 2.1.1.4. Visualização e Edições de Resultados

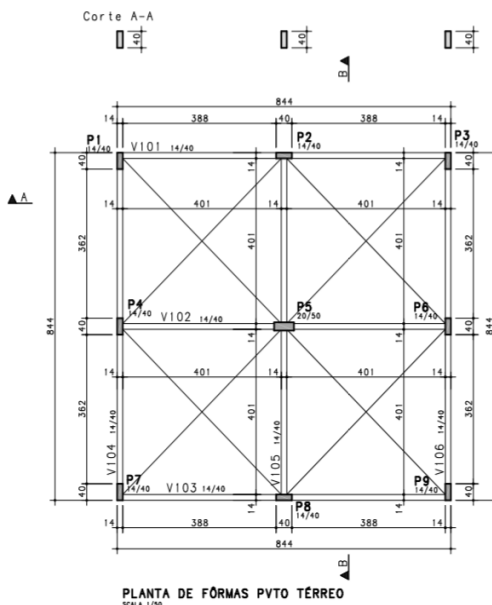
A partir da visualização dos resultados obtidos pelo programa computacional CAD TQS, é possível editar os valores obtidos da verificação de incêndio, caso o mesmo não passe na verificação, adotando medidas técnicas para que a estrutura adquira resistência para absorver as solicitações de incêndio.

## 2.2. PROJETO DE ESTUDO

Foi analisado o dimensionamento de um edifício comercial de 4 pavimentos, constando (pavimento térreo, pavimento tipo 1, pavimento tipo 2 e cobertura), cuja estrutura é composta por pilares, vigas e lajes, as Figuras 5, 6, 7 e 8 ilustram as plantas de forma do edifício residencial.

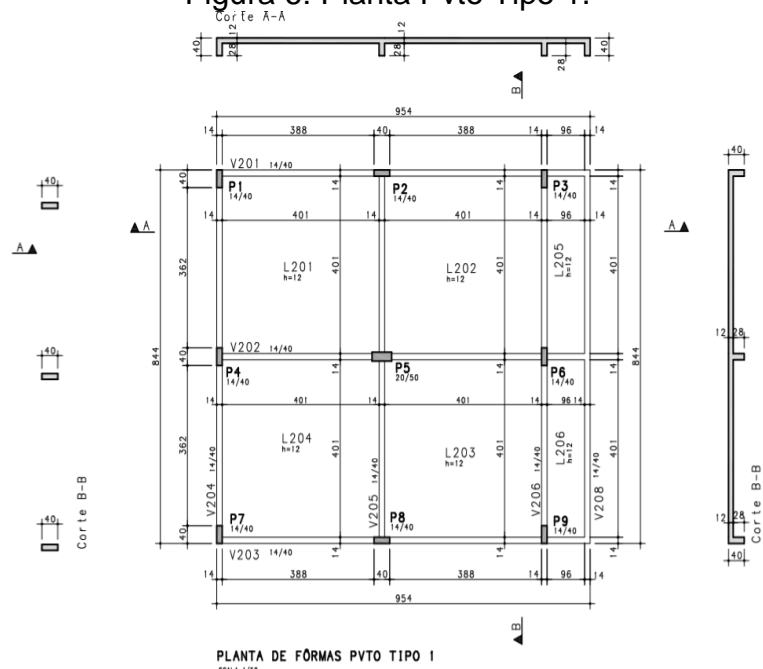
Esta análise foi feita com a ajuda do sistema computacional CAD/TQS, onde foi calculada a estrutura do edifício com ações normais e posteriormente a estrutura do mesmo com ações de incêndio.

Figura 5: Planta Pvto Térreo.



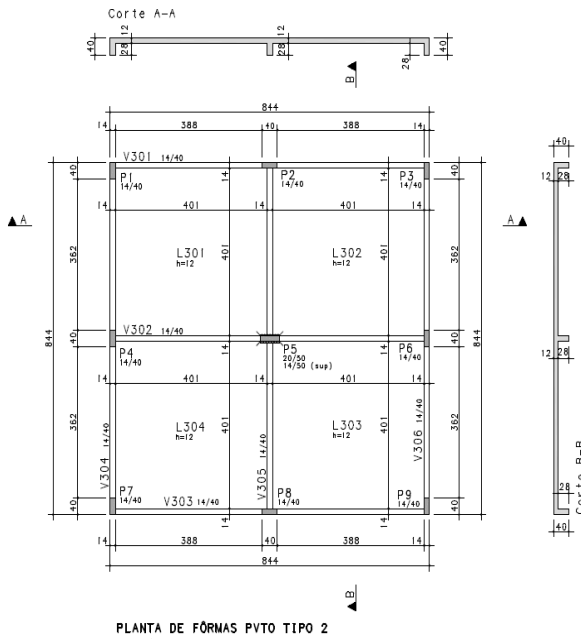
Fonte: Sistema computacional TQS.

Figura 6: Planta Pvto Tipo 1.



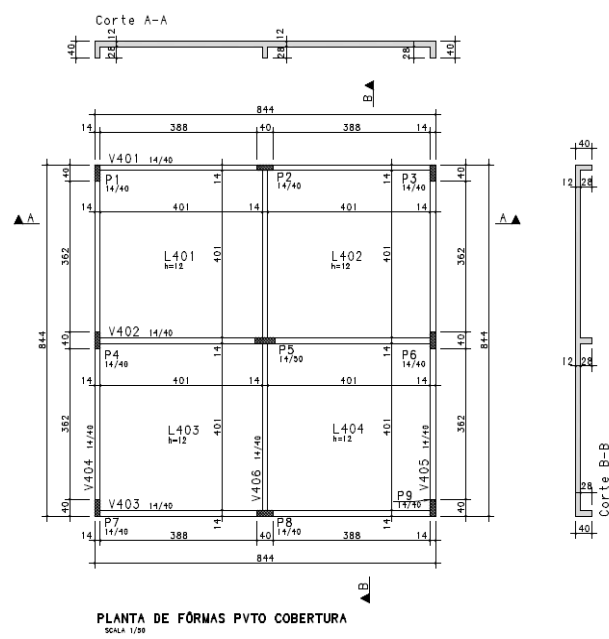
Fonte: Sistema computacional TQS.

Figura 7: Planta Pvto Tipo 2.



Fonte: Sistema computacional TQS.

Figura 8: Planta Cobertura.



Fonte: Sistema computacional TQS.

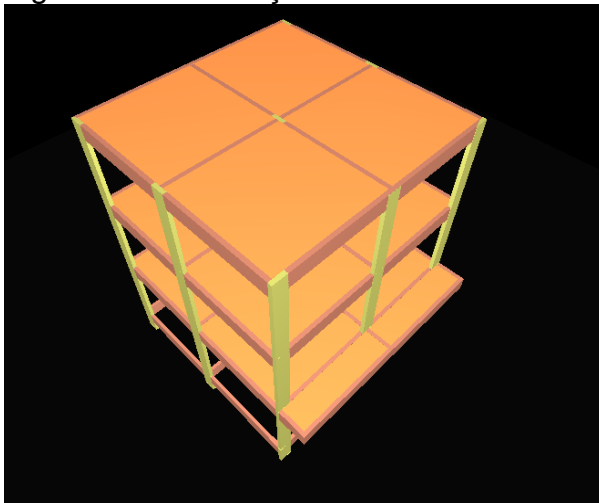
Neste projeto foi utilizada a Classe de agressividade ambiental II – Moderada, com fck adotado de 25 MPa. Nas lajes o cobrimento nominal adotado foi de 25 mm e em vigas e pilares foi adotado de 30 mm, conforme ABNT NBR 6118:2003.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

No presente trabalho foi realizada uma análise comparativa entre o dimensionamento de uma estrutura de 4 pavimentos para ações normais e posteriormente para situação de incêndio.

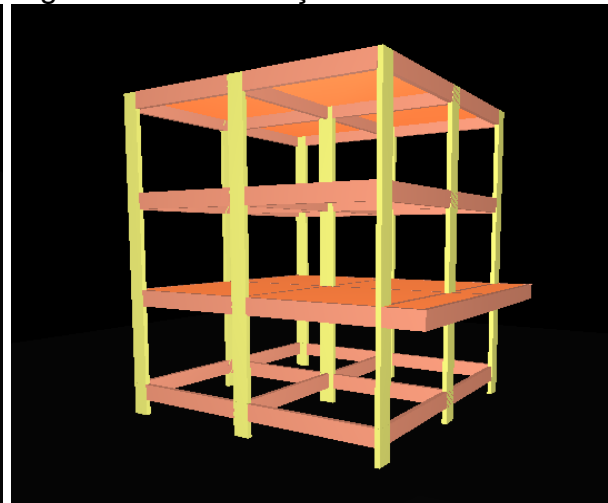
As Figuras 9 e 10 ilustram uma vista em 3D do edifício em estudo, onde é possível verificar no corte esquemático da Figura 11 que o edifício possui 4 pavimentos, sendo a altura de cada pavimento de 3 metros e a altura total de 9 metros.

Figura 9: Visualização 3D do Edifício.



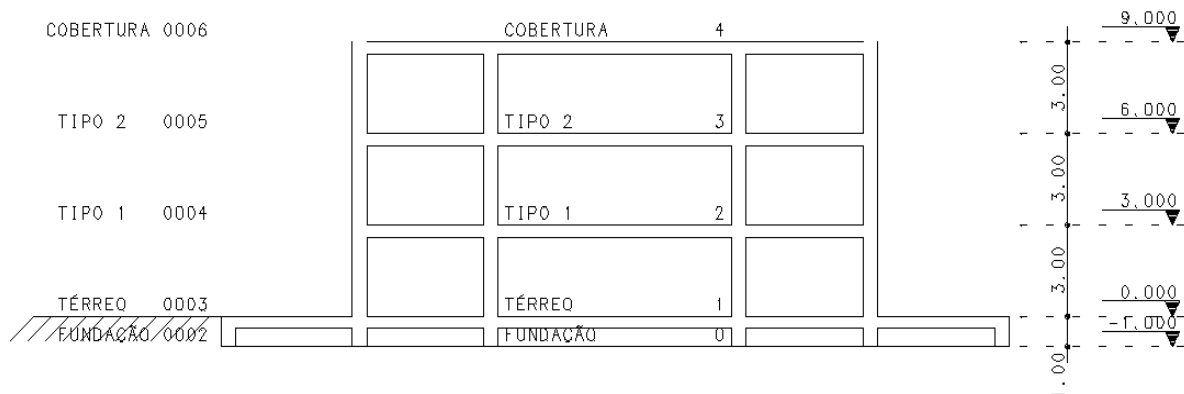
Fonte: Sistema computacional TQS.

Figura 10: Visualização 3D do Edifício.



Fonte: Sistema computacional TQS.

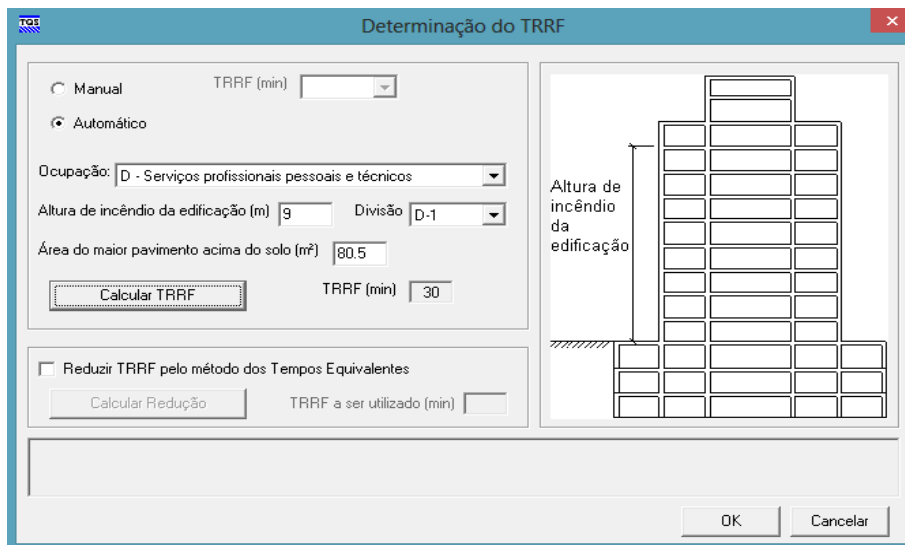
Figura 11: Corte Esquemático do Edifício.



Fonte: Sistema computacional TQS.

De acordo com a NBR 14432:2000, o cálculo do TRRF deve obedecer às características da edificação e de seu uso, conforme a Figura 12, o programa computacional CAD TQS nos fornece o TRRF automático, através dos dados da edificação, considerando ocupação do Grupo D, de acordo com a Tabela 6. Com sua divisão D-1, de acordo com a Tabela 7. Constando também dados de altura da edificação e área maior do pavimento acima do solo.

Figura 12: Determinação do TRRF no sistema computacional CAD/TQS.



Fonte: Sistema computacional TQS.

Tabela 6: Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos:

Grupo	Ocupação/ Uso	Divisão	Profundidade do Subsolo		Altura da edificação				
			Classe S2 hs>10	Classe S1 hs≤10	Class e P1 h≤6	Classe P2 6<h≤12 m	Classe P3 12<h≤23 3m	Classe P4 23<h≤30 0m	Classe P5 h>30
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120

Fonte: Tabela A-1 - ABNT NBR 14432:2000.

Tabela 7: Classificação das edificações quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/ Uso	Divisão	Descrição	Exemplos
D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios.	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras, repartições públicas, cabelereiros laboratórios de análises, centro profissionais e outros.
		D-2	Agencias bancarias.	Agencias bancarias e assemelhados.
		D-3	Serviços de reparação	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros.

Fonte: Tabela B-1 - ABNT NBR 14432:2000.

Conforme a NBR 14432:200 – Anexo A, “os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolos em que a área bruta de cada pavimento seja  $\leq$  a 500 m<sup>2</sup> e em edificações onde cada pavimento acima do solo tenha área  $\leq$  a 750 m<sup>2</sup>”. Assim de acordo com a norma mostrada na tabela 5, classe P2 6<h≤12, com seu TRRF de 60

(30) minutos, o programa computacional CAD/TQS determinou o TRRF de 30 minutos para esse estudo.

### 3.1. TRRF 30 MINUTOS

O TRRF calculado de 30 minutos, realizou-se o dimensionamento da estrutura para a situação de incêndio. A Tabela 8 apresenta os elementos estruturais que não apresentaram capacidade de resistência ao fogo para esta verificação.

Tabela 8: Verificação dos elementos estruturais com TRRF de 30 minutos.

Elementos Estruturais não conformes com TRRF 30 min			
Pavimentos	Lajes	Vigas	Pilares
Cobertura			P5
Pvto Tipo 2			
Pvto Tipo 1			P3, P6, P9
Térreo			

Fonte: Autor, 2014.

De acordo com a Tabela 8, é possível observar que os pilares P5 (pavimento cobertura), P3, P6 e P9 (pavimento tipo 1) não apresentaram resistência mínima suficiente para o tempo de 30 minutos. Pilares estes, internos e de extremidade, com duas faces diretamente expostas ao fogo e com as suas dimensões comparadas aos valores limites relacionados aos  $\mu_{fi}$  tabelados em norma. Utilizando os valores de  $\mu_{fi}$  para mais de uma face exposta ao fogo conforme a Tabela 9 da NBR 15200:2004 e; de acordo com a análise estrutural, as dimensões mínimas de pilares ( $b_{min}$ ) devem ter 190 mm. De acordo com o projeto estrutural, os pilares P3, P5, P6 e P9 tem suas dimensões mínimas ( $b_{min}$ ) de 140mm.

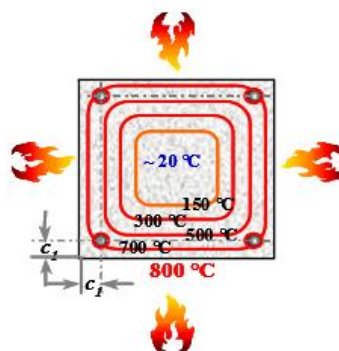
Tabela 9: Dimensões mínimas para pilares.

TRRF min	Combinações de $b_{min} / c1$ - mm/mm			Uma face Exposta
	Mais de uma face exposta			
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
30	1	2	3	140/25
	190/25	190/25	190/30	

Fonte: Tabela 10 (TRRF 30 minutos) - ABNT NBR 15200:2004.

“As tabelas do método tabular baseiam-se no princípio de que, quanto mais afastada estiver a armadura da face exposta ao calor (cobrimento maior), menor será sua temperatura. Em síntese, quanto maior o valor de  $C1$ , menor a temperatura de um ponto qualquer da seção.” Costa C. N., Pignatta V. (2004, p.1). (Figura 13).

Figura 13: Distribuição da temperatura na seção do concreto submetida ao calor em todas as faces.



Fonte: Costa C. N., Pignatta V. (2004).

Para a estrutura ter sua resistência mínima ao incêndio no TRRF 30 min, os pilares P3, P5, P6 e P9, terão seus valores de dimensões alterados de 140x400 mm para 190x400 mm.

Comparativamente, a estrutura em estudo foi redimensionada para os demais tempos (TRRF) 60, 90 e 120 minutos, indicados na NBR14432:2000 e na NBR 15200:2004.

### 3.2. TRRF 60 MINUTOS

Para TRRF de 60 minutos, dimensionou-se a estrutura para a situação de incêndio. A Tabela 10 apresenta os elementos que não passaram nesta verificação e, foram os mesmos resultados obtidos para o TRRF de 30 minutos.

Tabela 10: Verificação dos elementos estruturais com TRRF de 60 minutos.

Elementos Estruturais não conformes com TRRF 60 min			
Pavimentos	Lajes	Vigas	Pilares
Cobertura			P5
Pvto Tipo 2			
Pvto Tipo 1			P3, P6, P9
Térreo			

Fonte: Autor, 2014.

### 3.3. TRRF 90 MINUTOS

Para TRRF de 90 minutos, dimensionou-se a estrutura para a situação de incêndio. A Tabela 11 apresenta os elementos que não passaram nesta verificação.

Tabela 11: Verificação dos elementos estruturais com TRRF de 90 minutos.

Elementos Estruturais não conformes com TRRF 90 min			
Pavimentos	Lajes	Vigas	Pilares
Cobertura			P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9
Pvto Tipo 2			P1, P2, P3, P4, P6, P7, P8, P9
Pvto Tipo 1	L205, L206		P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9
Térreo			P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9

Fonte: Autor, 2014.



De acordo com a Tabela 11, é possível observar que a maioria dos elementos estruturais não obtiveram resistência mínima para a solicitação de incêndio ao TRRF 90 min. Para a estrutura ter sua resistência mínima ao fogo, C1 e bmin devem atender os valores obtidos nas Tabelas 12 e 13, respectivamente.

Tabela 12: Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas.

TRRF min	h* mm	C1 mm		
		Armada em duas direções		Armada numa direção
		$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$	
90	100	15	20	30

Fonte: Tabela 4 (TRRF 90 minutos) - ABNT NBR 15200:2004.

Tabela 13: Dimensões mínimas para pilares.

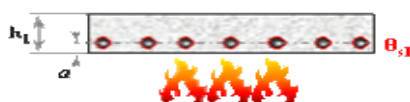
TRRF min	Combinações de bmin / c1 - mm/mm			Uma face Exposta
	Mais de uma face exposta			
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
	1	2	3	
90	190/30	300/45	450/40	155/25

Fonte: Tabela 10 (TRRF 90 minutos) - ABNT NBR 15200:2004.

“Em situação de incêndio, alguns elementos estruturais, tais como lajes podem assumir a função de compartimentação; nesses casos, eles terão a tripla função de estabilidade, estanqueidade e isolamento”. COSTA, C. N. (2008, p.178).

Na análise de incêndio de lajes, é considerado a condição de fogo por baixo, isto é, incêndio sob a laje. (Figura14).

Figura 14: Temperatura das armaduras, de área e centro geométrico de lajes.



Fonte: Costa C. N., Pignatta V. (2004).

### 3.4. TRRF 120 MINUTOS

Para TRRF de 120 minutos, dimensionou-se a estrutura para a situação de incêndio.

A Tabela 14 apresenta os elementos que não passaram nesta verificação.

Tabela 14: Verificação dos elementos estruturais com TRRF de 120 minutos.

Elementos Estruturais não conformes com TRRF 120 min			
Pavimentos	Lajes	Vigas	Pilares
Cobertura		V401, V402, V403, V404, V405, V406	P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9
Pvto Tipo 2		V301, V302, V303, V304, V305, V306	P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9
Pvto Tipo 1	L205, L206	V301, V302, V303, V304, V305, V306	P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9
Térreo		V301, V302, V303, V304, V305, V306	P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9

Fonte: Autor, 2014.

De acordo com a Tabela 14, é possível observar que a maioria dos elementos estruturais não obtiveram resistência mínima para a solicitação de incêndio ao TRRF 120 min. Para a estrutura ter sua resistência mínima ao fogo, C1 e bmin devem atender os valores obtidos nas Tabelas 15,16 e 17, respectivamente.

Tabela 15: Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas.

TRRF min	h* mm	C1 mm		
		Armada em duas direções		Armada numa direção
		$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$	
120	120	20	25	40

Fonte: Tabela 4 (TRRF 120 minutos) - ABNT NBR 15200:2004.

Tabela 16: Dimensões mínimas para vigas contínuas

TRRF min	Combinações de bmin/c1 - mm/mm			bw min mm
	1	2	3	
120	200/45	300/35	450/35	120

Fonte: Tabela 9 (TRRF 120 minutos) - ABNT NBR 15200:2004.

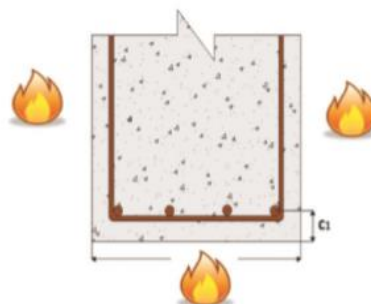
Tabela 17: Dimensões mínimas para pilares.

TRRF min	Combinações de bmin /c1 - mm/mm			Uma face Exposta
	Mais de uma face exposta			
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
120	1 250/40	2 300/45	3 450/40	175/35

Fonte: Tabela 10 (TRRF 120 minutos) - ABNT NBR 15200:2004.

Pignatta, V./IBRACON (2011) afirma, as tabelas desse método simplificado são construídas admitindo-se as seguintes hipóteses: Vigas sob lajes; Aquecimento nas faces laterais e inferior da viga (Figura 15); Temperatura máxima admissível na armadura inferior ( $\theta_{cr}$ ) igual a 500 °C.

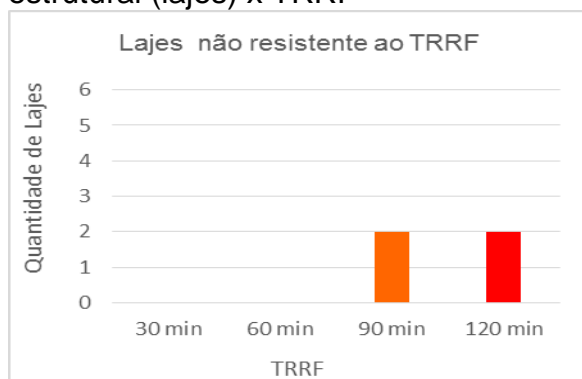
Figura 15: Temperatura das armaduras, de área e centro geométrico de vigas.



Fonte: Pignatta, V./IBRACON (2011).

As Figuras 16, 17 e 18 ilustram os resultados obtidos do estudo para os elementos estruturais que apresentaram deficiência quanto ao dimensionamento em situação de incêndio, sendo os elementos lajes, vigas e pilares respectivamente.

Figura 16: Gráfico em relação elemento estrutural (lajes) x TRRF



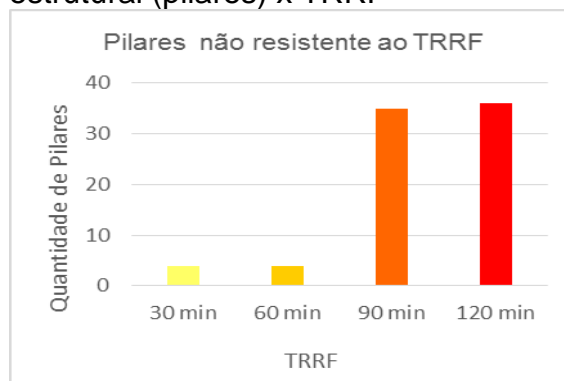
Fonte: Autor, 2014.

Figura 17: Gráfico em relação elemento estrutural (vigas) x TRRF.



Fonte: Autor, 2014.

Figura 18: Gráfico em relação elemento estrutural (pilares) x TRRF



Fonte: Autor, 2014.

O gráfico da Figura 16, demonstra a relação do elemento estrutural (lajes) em função do TRRF. Para as situações de incêndio nos TRRF's de 90 minutos e 120 minutos, 2 lajes não passaram nos determinados tempos (L205 e L206), por serem lajes engastadas e armadas em uma só direção, assim segundo a normatização as lajes devem obedecer as dimensões mínimas de C1 de 30 mm para TRRF de 90 minutos e 40 mm para TRRF de 120 minutos; onde anteriormente o cálculo dos valores de C1 para os TRRF's de 90 e 120 minutos eram de 28 mm.

O gráfico da Figura 17, demonstra a relação do elemento estrutural (vigas) em função do TRRF. Para as situações de incêndio no TRRF de 120 minutos, todas as vigas não passaram, segundo a normatização as dimensões mínimas (bmin) para vigas com TRRF de 120 minutos é de 200 mm, onde anteriormente o cálculo dos valores de bmin para o TRRF de 120 minutos, eram de 140 mm.

O gráfico da figura 18, demonstra a relação do elemento estrutural (pilares) em função do TRRF's de 30, 60, 90 e 120 minutos, onde para TRRF's de 90 e 120 min.

a maioria dos pilares não atenderam a resistência mínima ao fogo; para TRRF's de 30 e 60 min. 4 pilares não atenderam a resistência mínima ao fogo. Os resultados obtidos em função de  $b_{min}$  de projeto de 140 mm, comparados com os  $b_{min}$  limites normatizados, passam a atender a resistência mínima alterando suas dimensões ( $b_{min}$ ) para 190 mm nos TRRF's de 30 e 60 min e; para 155 mm (uma face exposta) e 190mm (mais faces expostas) no TRRF de 90 min. e; para 175 mm (uma face exposta) e 250mm (mais faces expostas) no TRRF de 120 min.

#### 4. CONCLUSÃO

Realizou-se neste estudo o comparativo de dimensionamento de um edifício comercial, analisado e projetado para atender ações normais e em situação de incêndio, onde conclui-se os seguintes pontos:

- Para TRRF de 30 e 60 minutos, a estrutura em situação de incêndio, não atendem a verificação de incêndio 4 pilares (P3, P5, P6 e P9);
- Para TRRF de 90 minutos, a estrutura em situação de incêndio, não atendem a verificação de incêndio 2 lajes (L205 e L206) e 35 pilares.
- Para TRRF de 120 minutos, a estrutura em situação de incêndio, não atendem a verificação de incêndio 2 lajes (L205 e L206), todas as vigas e todos os pilares.

Para que a estrutura atenda a solicitação de incêndio, os elementos estruturais deverão ser alterados atendendo as dimensões mínimas tabeladas na NBR 15200:2004.

Segundo a NBR 6118:2003, a seção transversal de pilares, qualquer que seja a sua forma, não devem apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 e 12 cm, desde que multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional, não permitindo pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Um projeto estrutural atendendo a NBR 6118:2003, com as dimensões dos seus elementos estruturais de acordo com esta norma, passivamente atende as solicitações de incêndio da NBR 15200:2004.

## 5. REFERÊNCIAS

**14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimentos.** ABNT. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118 – Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento.** ABNT. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15200 – Projeto de Estrutura de Concreto em Situação de Incêndio – Procedimento.** ABNT. Rio de Janeiro. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681 – Ações e Segurança na Estrutura - Procedimento.** ABNT. Rio de Janeiro. 2003.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio.** Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo. 2008.

COSTA, C. N. e PIGNATTA, V. S. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio.** XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural. Brasília, DF. 2004.

COSTA, C. N., RITA, I. A., SILVA, V. P. - **Projeto de Estruturas de Concreto - Princípios do “método dos 500 °C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente.** IBRACON - Volume VI – São Paulo (2004).

FIGUEIREDO, A. D.; COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas.** In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NÚCLEO DE PESQUISA EM TECNOLOGIA DA ARQUITETURA E URBANISMO, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002.

SILVA, D. S. **Propriedades mecânicas residuais pós incêndio de concreto usado na construção civil na grande Florianópolis.** Dissertação (Pós-graduação) – Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia de Estruturas, Santa Catarina. 2009.

SILVA, V. P; **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: Conforme ABNT NBR 15200:2004.** São Paulo: Blucher, 2012 (Livro).

SILVA, V. P; **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode.** IBRACON - Volume VI – São Paulo (2011).

TQS – **Sistema Computacional de Engenharia Estrutural.** Disponível em <http://www.tqs.com.br>. Acesso em: Novembro 2014.