

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME MÉTODO TABULAR E PRINCÍPIO DE CÁLCULO DAS ZONAS.

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN FIRE SITUATION ACCORDING TO TABULATED DATA AND ZONE METHODS.

Diogo Raniere Ramos E Silva (1); Maria de Lourdes Teixeira Moreira (2); Pablo Juan Lopes e Silva Santos (3); Daniel Mendes Pinheiro (4)

(1) *Mestrando em engenharia civil, UFC, diogoramos2@gmail.com.*

(2) *Professora Doutora, departamento de estruturas UFPI, mmoreira@ufpi.edu.br.*

(3) *Mestrando em engenharia dos materiais, IFPI, pablojuan.engenhariacivil@gmail.com.*

(4) *Engenheiro civil, daniel_mendespinheiro@hotmail.com.*

Avenida Noé Mendes, 6536, bairro São Sebastião, CEP 64084-015, Teresina-PI

Resumo

O processo de criação de medidas de segurança contra incêndio deve-se à ocorrência de grandes catástrofes que levaram à perda de vidas e de bens. No Brasil pode-se destacar os incêndios nos edifícios Joelma e Andraus, esses sinistros motivaram a criação de vários métodos de prevenção e combate a incêndio, que são subdivididos em métodos de proteção passiva e ativa. Esse trabalho faz um estudo de caso a respeito da NBR 15200: 2012, que trata de verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, subdividindo os métodos em três categorias: tabulares, simplificados e avançados. O presente trabalho compara a metodologia tabular e simplificada, quando aplicados em vigas. O método simplificado utilizado no trabalho foi o processo simplificado de HERTZ especificado no EUROCODE 2, parte 1-2. Na metodologia foi utilizado como ferramenta de dimensionamento à temperatura ambiente o software Eberick, versão V8, já para a verificação ao incêndio, segundo o método tabular, foram utilizadas tabelas da ABNT NBR 15200 e para o método de HERTZ (método das zonas) foi seguido o procedimento de cálculo previsto em normas Europeias, EUROCODE 2 parte 1-2.

Palavra-Chave: concreto armado, incêndio, método de hertz

Abstract

The process of creating fire safety procedures is due to the occurrence of major catastrophes that have caused loss of lives and property. In Brazil, it is possible to highlight fires in Joelma and Andraus buildings. These accidents led to the creation of several methods of fire prevention and fire fighting, which are subdivided into methods of passive and active protection. This work presents a study case regarding NBR 15200: 2012, which deals with verification of concrete structures in a fire situation, subdividing the methods into three categories: tabulated, simplified and advanced. The present work compares the simplified and tabulated data methods, when applied in beams. The simplified method used in the work was the simplified HERTZ process specified in EUROCODE 2, part 1-2. In the methodology, the Eberick software, version V8, was used as a tool for design at normal temperature, fire design verification was performed based on two methods: tabulated data and Hertz method, the first one is a few tables from ABNT NBR 15200 which shows minimum thickness that should be used, and the HERTZ method (zone method) was based on European standards, EUROCODE 2 part 1-2 procedures.

Keywords: reinforced concrete, fire, Hertz method.

1. Introdução

O processo de criação de medidas de segurança contra incêndio deve-se à ocorrência de grandes catástrofes que levaram à perda de vidas e de bens. Atualmente os grandes incêndios estão mais restritos às grandes edificações, podendo ser citados os incêndios do edifício Joelma, do Wilton Paes de Almeida, entre outros. Estes incidentes incentivaram pesquisas nesta área e hoje se tem um vasto conhecimento sobre precauções a serem tomadas a respeito de prevenção de incêndios. Vale ressaltar que embora já se tenha uma boa compreensão a respeito do assunto, este ainda é um campo a ser explorado e existe muito ainda a ser aprendido (SILVA. 2012).

O conhecimento adquirido pelas análises de incêndios passados e realização de novas pesquisas está refletido na criação de códigos de segurança contra incêndios que objetivam assegurar a redução da perda de bens e ao risco à vida. Esses códigos de segurança visam a definição de sistemas de prevenção de incêndios que são baseados na definição de proteção ativa e passiva. Segundo a ABNT NBR 14432:2001 a proteção ativa é definida como: “Tipo de proteção contra incêndio que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio” e de acordo com a mesma NBR proteção passiva é: “Conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício [...] que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo, facilitando a fuga dos usuários [...]” (ABNT NBR 14432, 2001. p. 3).

Considerando-se a importância da segurança em edificações, faz-se necessário aos engenheiros conhecerem a maioria das medidas que podem ser tomadas para preservar a vida e bens, destacando-se entre elas a verificação dos sistemas de proteção passiva. Portanto este trabalho objetiva comparar dois dos métodos que podem ser usados por engenheiros para a verificação do risco ao incêndio no tocante a segurança estrutural de edifícios construídos com concreto.

No Brasil a adoção de códigos no sentido de garantir segurança estrutural frente a incêndios acidentais é relativamente recente. Em 2004 surgiu a primeira norma referente a proteção passiva para concreto armado, essa norma foi atualizada em 2012 e permite três níveis de soluções:

- Nível 1: apresenta dados tabelados com as dimensões mínimas dos elementos estruturais para determinado TRRF, solução de aplicação imediata e de fácil entendimento (COSTA e SILVA, 2007).
- Nível 2: engloba os métodos simplificados de verificação a incêndio, esses procedimentos realizam a análise por elementos estruturais e não considera a integração global da estrutura.
- Nível 3: analisa o efeito conjunto de diferentes elementos expostos ao incêndio, geralmente requer mão de obra muito especializada e software que demandam alto investimento.

O presente trabalho considera o método tabular da NBR 15200: 2012 e o método simplificado das zonas (HERTZ) que é sugerido pelo EUROCODE 2. Esses métodos foram base para a análise de vigas para diferentes tempos requeridos de resistência ao

fogo (TRRF). Sendo que o método tabular faz parte do nível 1 de solução, sendo um procedimento de fácil manuseio, o método de Hertz é um método um pouco mais trabalhoso que o tabular, mas que pode ser manuseado por qualquer engenheiro.

2. Metodologia

Primeiramente foi necessário dimensionar a estrutura para as condições normais de uso. A estrutura escolhida foi calculada com o auxílio do software EBERICK versão V8 gold. As premissas adotadas no dimensionamento foram: Concreto armado com f_{ck} de 50 MPa, módulo de elasticidade do concreto igual a 23800 MPa, peso específico do concreto de 25 KN/m³, classe de agressividade ambiental II.

A estrutura é constituída por pavimento térreo, 3 pavimentos intermediários e cobertura, a altura do pavimento térreo até a cobertura é de 13.20 metros. A primeira verificação foi realizada com o auxílio de tabelas presentes na NBR 15200: 2012, pelo método chamado de tabular.

O método tabular é o modelo mais simples e de uso mais geral. Ele é caracterizado por apresentar uma sequência de tabelas em que as características geométricas dos elementos mais usuais são organizadas em função do tempo requerido de resistência ao fogo.

O método tabular previsto na norma brasileira é uma adaptação do modelo presente no Eurocode 2 part 1-2, obtido por meio de modelagem numérica e experimentos. Ao adotar o método tabular não será necessária a posterior verificação da estrutura em situação de incêndio, pois esta será garantida pelas dimensões mínimas (COSTA, 2008).

As dimensões mínimas citadas acima são: a largura das vigas, a espessura das lajes, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e, principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). Vale ressaltar que essa verificação é realizada apenas para armaduras de flexão e flexo-compressão, armaduras longitudinais (ABNT NBR 15200, 2012).

A segunda verificação faz uso de soluções por métodos simplificados. O método utilizado aplica o mesmo procedimento realizado para as situações normais de cálculo, acrescido de análise termo estrutural para avaliar a perda de resistência mecânica dos elementos, sendo aplicável a estruturas analisadas conforme curvas de incêndio padrão (COSTA, 2008).

O método das zonas consiste na subdivisão da seção de concreto em três ou mais faixas de igual espessura, para cada uma das quais é calculada a temperatura média bem como a correspondente resistência à compressão média, $f_{cd(\theta)}$, e o módulo de elasticidade. Também é necessário desconsiderar uma faixa de espessura a_z , zona danificada (EUROCODE 2, PART 1-2: 2004). Este método considera as perdas de resistência do aço e do concreto de acordo com as equações a seguir:

$$f_{c,\theta} = f_{ck} \times K_{c,\theta} \quad (1)$$

$$f_{y,\theta} = K_s, \theta \times f_{yk} / \gamma_s \quad (2)$$

Essa verificação foi realizada com base na comparação entre os momentos resistentes e atuantes. O cálculo do momento resistente é baseado no equilíbrio de forças que agem na zona comprimida e tracionada (COSTA & SILVA. 2005). Para obtenção do momento resistente é necessário calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto, em seguida pode-se calcular o momento resistente, usa-se a equação 4 para o cálculo do momento positivo e a equação 5 para o cálculo do momento negativo.

$$a_{fi} = \frac{f_{yd,\theta} * A_s}{\alpha_{cc} * f_{cd,\theta} * b} \quad (3)$$

$$M_{r, fi} = A_s * f_{yd,\theta} * (d - \frac{a_{fi}}{2}) \quad (4)$$

$$M_{r, fi} = A_s * f_{yd} * (d - a_z - \frac{a_{fi}}{2}) \quad (5)$$

Onde:

d: altura útil;

az: espessura reduzida pelo método de Hertz f_{yd} ,

θ : resistência característica do concreto exposto ao incêndio

A espessura reduzida foi obtida de acordo com metodologia presente no EUROCODE 2 part 1-2, sendo importante no cálculo do momento resistente de peças submetidas a momento negativo. Para momentos positivos a parte do concreto exposta a altas temperaturas estará tracionada, logo não afetará muito o cálculo do momento resistente (COSTA & SILVA. 2005).

Para verificar se o dimensionamento está correto é necessário verificar se o momento resistente de cálculo é maior que o momento atuante, que será obtido por uma simplificação permitida na norma. Segundo a ABNT NBR 15200: 2012 pode-se considerar que as solicitações de situação de incêndio são iguais a 70% das solicitações à temperatura ambiente.

É necessário, também, avaliar o risco de ruptura frágil, o que é feito dividindo se a altura do bloco de concreto comprimido pela altura útil da seção, valor que não poderá ser maior que 45% (COSTA, 2008).

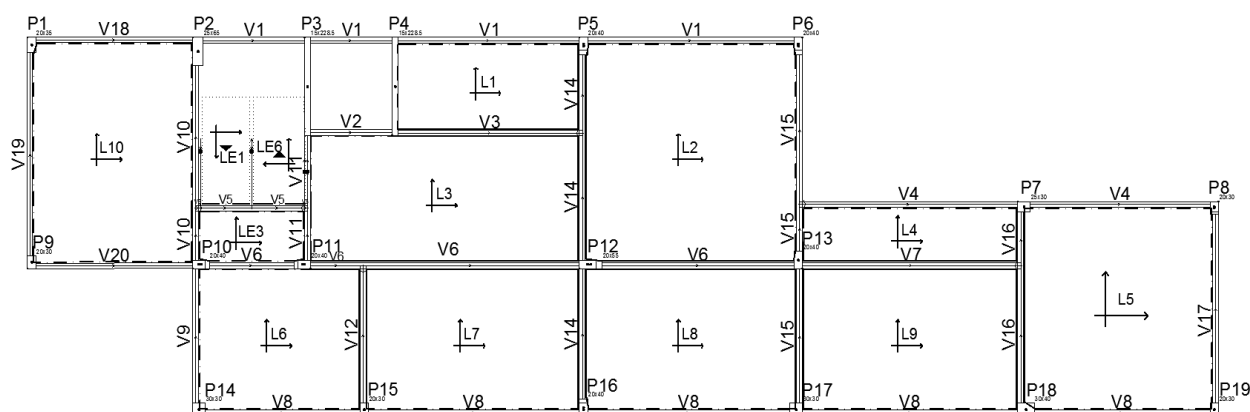
3. Estudo de caso:

Foram selecionadas as vigas do pavimento tipo de uma edificação e supos-se que as mesmas sofreram a ação de um incêndio acidental, na análise do incêndio foi usada a ANAIS DO 60º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2018 – 60CBC2018

curva padrão ISO 834 e analisou-se a estrutura para os TRRFs de 30, 60, 90 e 120 minutos.

Analisou-se os resultados da variação das propriedades mecânicas e o seu reflexo no momento resistente.

Figura 1 - vigas



Observação: algumas vigas não foram verificadas por características do projeto arquitetônico.

4. Resultados:

4.1 Dimensionamento de acordo com o método tabular:

A NBR 15200:2012 traz tabelas com as dimensões mínimas para as vigas contínuas e vigas biapoiadas, as vigas presentes no projeto são de 12 cm e de 14 cm de base, a tabela 1 mostra os resultados para vigas biapoiadas.

Tabela 1– Vigas Biapoiadas.

Método tabular - VIGAS BIAPOIADAS								
TRRF	V2		V3		V7		V9	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	38.15	12.00	39.00	14.00	45.00	14.00	39.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	ERRO	OK	OK	OK	OK
90	OK	ERRO	ERRO	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
TRRF	V10		V11		V12		V16	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	46.00	14.00	40.00	14.00	39	14.00	43.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
90	OK	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
TRRF	V17		V18		V19		V20	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	41.25	12.00	38.15	12.00	39.00	12.00	39.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO
90	OK	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
Nota ¹ : “OK” significa que o elemento estrutural está de acordo com o método tabular.								
Nota ² : “ERRO” significa que o elemento estrutural não está de acordo com o método tabular.								

Fonte: AUTOR (2018)

Os resultados para vigas contínuas podem ser observados na Tabela 2.

Tabela 2- Vigas contínuas

Método tabular - VIGAS CONTINUAS						
TRRF	V1		V4		V6	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	44.73	14.00	39.00	14.00	39.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	OK	OK	OK
90	OK	OK	OK	OK	OK	OK
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
TRRF	V8		V14		V15	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	44.73	14.00	44.73	14.00	40.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	OK	OK	OK
90	OK	OK	OK	OK	OK	OK
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
Nota¹: "OK" significa que o elemento estrutural está de acordo com o método tabular.						
Nota²: "ERRO" significa que o elemento estrutural não está de acordo com o método tabular.						

Fonte: AUTOR (2018)

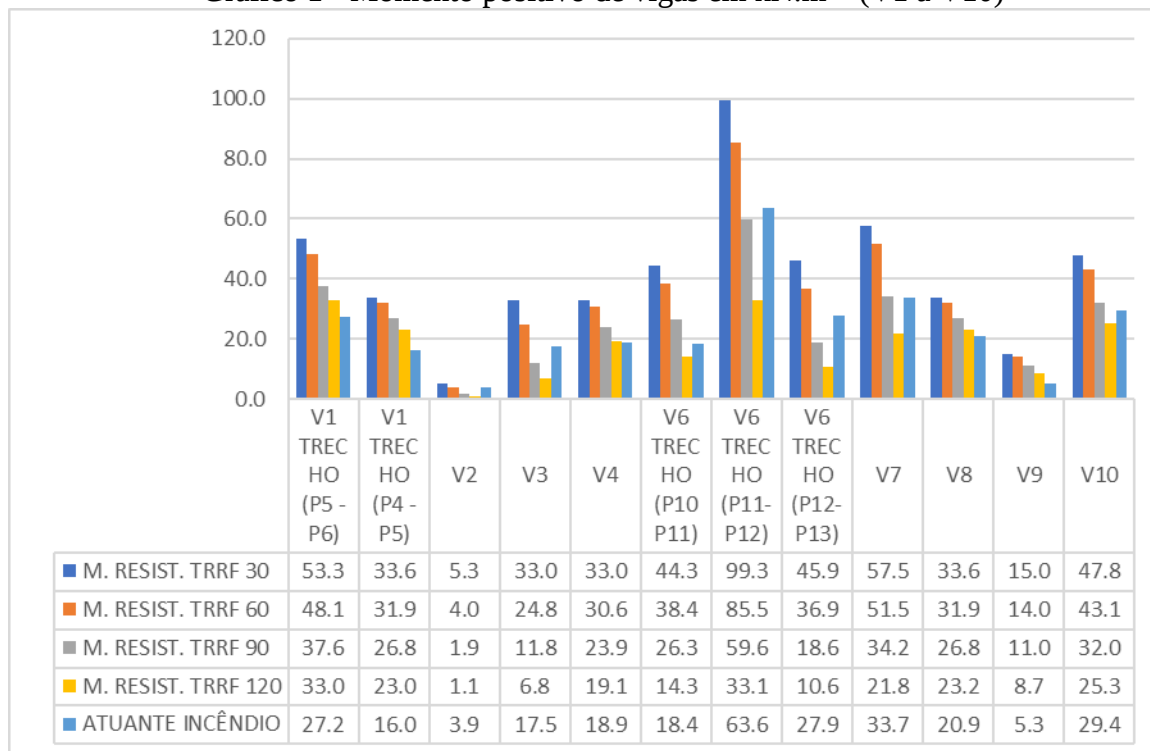
Pelo método tabular observou-se que o risco de ruptura presente nas tabelas acima é maior para vigas bi apoiadas, pois, elas precisam da formação de apenas uma rotula plástica para romper, já as vigas contínuas apresentam comportamento hiperestático e precisam da formação de mais rotulas plásticas para romperem (ALBUQUERQUE, 2012).

4.2 Dimensionamento de acordo com o método das zonas:

4.2.1 MOMENTO POSITIVO

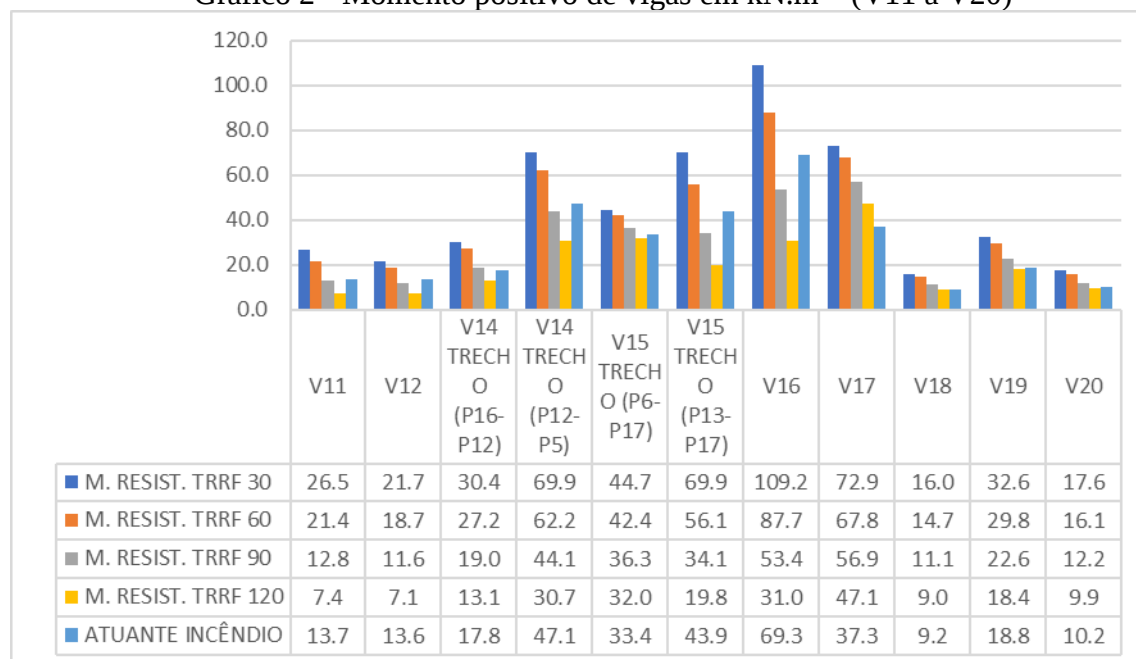
No cálculo de vigas contínuas, os diferentes trechos foram levados em consideração, ou seja, para uma mesma viga foi verificado o trecho mais solicitado, assim como os trechos que apresentaram taxa de armação diferente. Mas para vigas contínuas com a mesma taxa de armação só foi verificado o trecho mais solicitado. Os resultados foram obtidos empregando-se as equações do item 2, sendo as equações 1 e 2 usadas na obtenção do valor da resistencia em situação de incendio; calculou-se, também, a profundidade do bloco comprimido de concreto pela equação 3 do item 2, finalmente, usou-se a equação 4 para o cálculo do momento positivo que podem ser observados nos gráficos a seguir.

Gráfico 1 - Momento positivo de vigas em kN.m – (V1 a V10)



Fonte: AUTOR (2018)

Gráfico 2 - Momento positivo de vigas em kN.m – (V11 a V20)



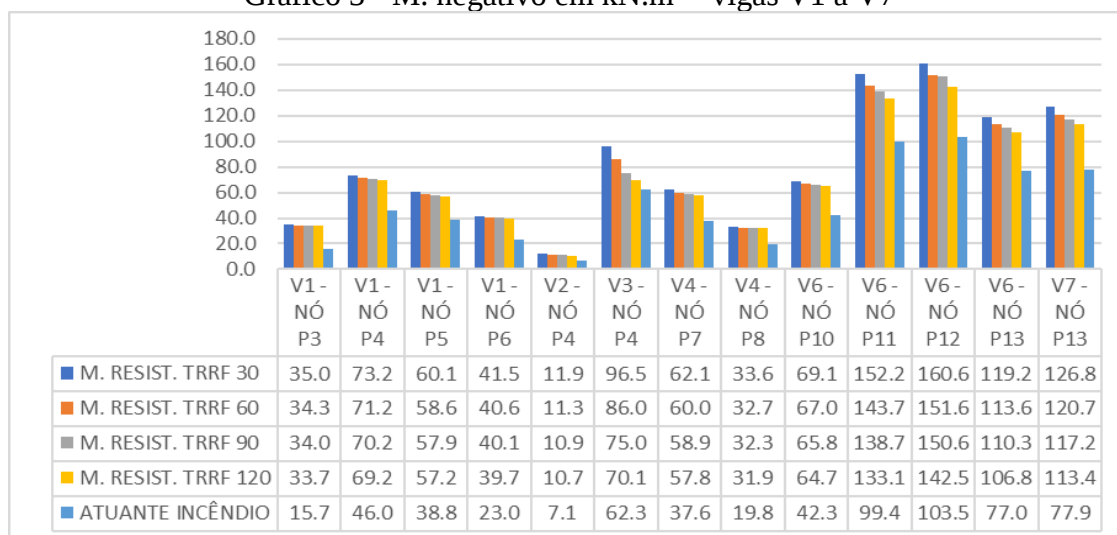
Fonte: AUTOR (2018)

Os momentos positivos das vigas não sofreram diretamente efeitos devidos à zona danificada, pois nas regiões submetidas a momentos positivos o concreto estará tracionado e quando o mesmo está tracionado, a partir do estágio de deformação II, ele não é levado em consideração para o cálculo do momento resistente. Entretanto algumas vigas apresentaram a situação de ERRO para o TRRF de 90, pois, o momento atuante foi maior que o resistente.

4.2.2 MOMENTO NEGATIVO

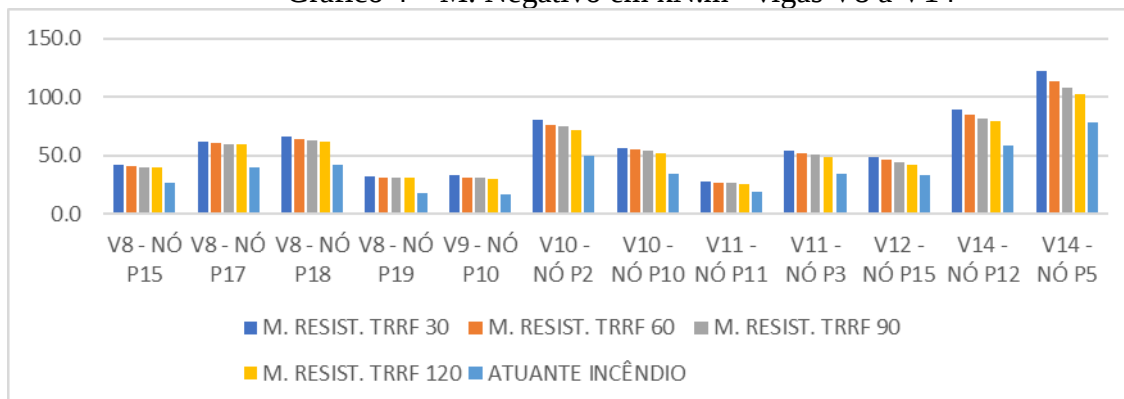
As vigas são dimensionadas em situação de incêndio apenas para o estado limite último, esse dimensionamento é realizado com base na ideia de que os esforços resistentes devem ser superiores aos atuantes. Os resultados foram obtidos empregando-se as equações do item 2, sendo as equações 1 e 2 usadas na obtenção do valor da resistência em situação de incêndio. Calculou-se, também, a profundidade do bloco comprimido de concreto pela equação 3 do item 2, finalmente, usou-se a equação 5 para o cálculo do momento negativo. Os resultados obtidos podem ser observados nos gráficos a seguir:

Gráfico 3 - M. negativo em kN.m^o - vigas V1 a V7



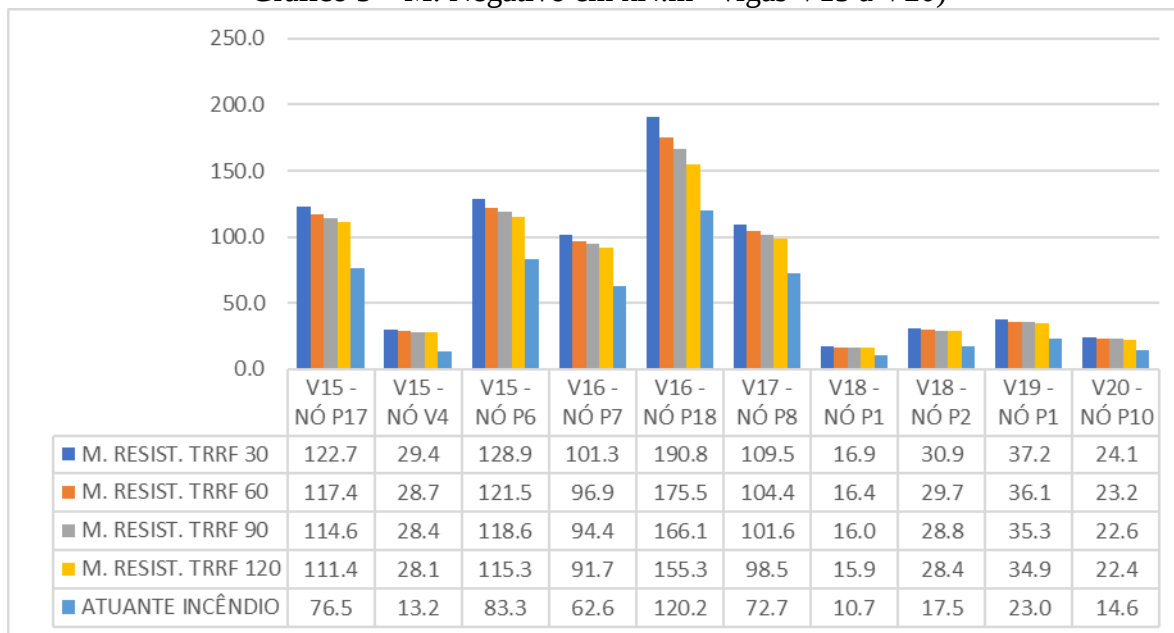
Fonte: AUTOR (2018)

Gráfico 4 – M. Negativo em kN.m - vigas V8 a V14



Fonte: AUTOR (2018)

Gráfico 5 – M. Negativo em kN.m - vigas V15 a V20)



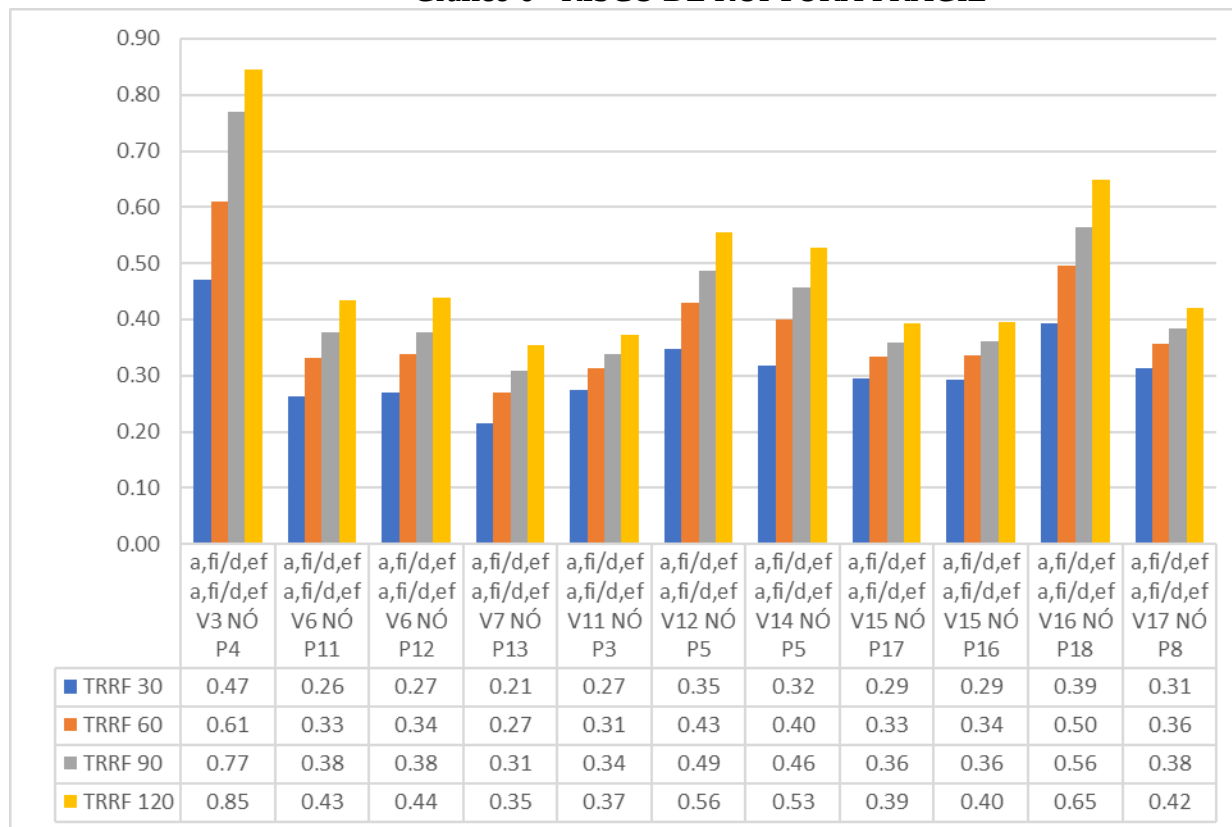
Fonte: AUTOR (2018)

Observou-se que as vigas não apresentaram situação de erro para as regiões sujeitas a momento negativo, pois, a armadura por situar-se na parte superior da viga, não perderá propriedades mecânicas, o decréscimo de resistência do concreto é relativamente pequeno, pois, considerou-se como referência a resistência referente ao ponto P, ponto médio da seção. A diminuição da seção decorrente da zona danificada é relativamente baixa quando comparada com as lajes, pois as vigas apresentam altura de no mínimo 30 cm, enquanto as lajes, em média apresentam altura de 10 cm.

4.2.3 RISCO DE RUPTURA FRÁGIL

Foi observado risco de ruptura frágil para as vigas V3, V6 (NÓ P11 e P12), V7 (NÓ P13), V11 (NÓ P3), V12 (NÓ P5), V14 (NÓ P5), V15 (NÓ P17 e 16), V16 (NÓ P18) e V17 (NÓ P8).

Gráfico 6 - RISCO DE RUPTURA FRÁGIL



Fonte: AUTOR (2017)

5. Conclusões

O método tabular para as vigas mostrou-se bastante conservador frente ao método das zonas, principalmente com relação às vigas biapoiadas. A maioria das vigas do projeto tem base igual a 14 cm, segundo o método tabular vigas de 14 cm devem ter c_1 no mínimo igual a 6 cm para suportar 90 minutos de incêndio, por isso as vigas de 14 cm só são capazes de suportar até 60 minutos de incêndio. O caso crítico encontra-se na viga V3 que tem base igual a 12 cm e c_1 igual a 3.9 cm, essa geometria faz com que a viga só seja capaz de suportar 30 minutos de incêndio. As vigas contínuas apresentam valores de base mínima e c_1 menos rigorosos e por isso são capazes de suportar até 90 minutos de incêndio.

O método das zonas em vigas mostrou que a ruptura irá ocorrer provavelmente devido ao escoamento da armadura positiva. Isso é verificado comparando o momento atuante com o resistente, realizando-se essa comparação observa-se que algumas vigas apresentam ruptura local para o TRRF de 90 e 120.

As regiões que sofrem ação de momento negativo não apresentaram ruptura para nenhuma viga, isso demonstra que dificilmente a ruptura irá ocorrer por esmagamento do concreto. No entanto pela análise do risco de ruptura frágil algumas vigas dos pavimentos intermediários apresentaram o risco de ruptura frágil, ou seja, não dará avisos caso ocorra ruptura.



Anais do
60º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2018
Setembro / 2018



@ 2018 - IBRACON - ISSN 2175-8182

Referências Bibliográficas

ALBUQUERQUE, G. B. M.L. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio** 2012. 231 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

Ashley, Erin. Fire Resistance of Concrete Structures. **Tech talk journal**, USA, p. 67-70, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

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

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

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 401 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2002. 241 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. V Simpósio Epusp sobre estruturas de concreto. 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-2-2**: Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002. 59 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design. Brussel: CEN, 2004. 97 p.

FERNANDES, M. C. V. **Verificação da resistência ao fogo de estruturas de betão com base nos métodos simplificados do EC2 – parte 1-2**. 2008. 102 p. Relatório (Mestrado) – Faculdade de engenharia Universidade do Porto, Porto, 2008.

LENNON, T. et al. **Designer's guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and 1994-1-2**. Londres: Thomas Telford Publishing, 2007.



Anais do
60º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2018
Setembro / 2018



@ 2018 - IBRACON - ISSN 2175-8182

PHAN, Long T.; MCALLISTER, Therese P.; GROSS, John L.; HURLEY, Morgan J. **Bestpractice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings**. 2010.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. **Instrução Técnica n. 08/2004**: Segurança estrutural nas edificações: resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2004. 14 p.

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. v. 1. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2012.

SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, uma alternativa ao método tabular da NBR 15200: 2004**. Anais do 49ºcongresso brasileiro de concreto. 2007.

Taerwe, L.R. Fire Design of Concrete Structures According to the Eurocodes: A Review. **American concrete institute journal**, USA, V.255, p. 75-96, 2008.

WIT, A. **Behaviour and structural design of concrete structures exposed to fire**. 2011. 125 p. Thesis (Master of Science) - Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, 2011.