

ANÁLISE DOS EFEITOS DE ALTAS TEMPERATURAS EM LAJES DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO O MÉTODO SIMPLIFICADO DE HERTZ.

ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SLABS EXPOSED TO ELEVATED TEMPERATURE ACCORDING TO SIMPLIFIED HERTZ METHOD.

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, diogorramos2@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 concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção civil, e como tal todas as suas características e propriedades precisam ser conhecidas e estudadas. Um dos campos de estudo que ainda necessita de conhecimento técnico é o de estruturas de concreto em situação de incêndio, pois, embora já se saiba que o concreto e o aço perdem algumas de suas propriedades mecânicas à medida que a temperatura aumenta, precisa-se entender e melhorar, no intuito de garantir a segurança à vida humana e de bens, os métodos de verificação de incêndio objetivando evitar rupturas locais que podem causar colapso sucessivo. Devido à importância desse assunto, o presente trabalho visa abordar detalhadamente como as propriedades mecânicas do concreto são reduzidas quando o mesmo é exposto ao fogo, analisando lajes maciças de concreto armado pelo método de Hertz, uma solução simplificada permitida pela NBR 15200: 2012 e explicada no EUROCODE 2, parte 1-2. O método de Hertz baseia-se na consideração da mudança da capacidade portante devido à perda de resistência do concreto e do aço, quando exposto a altas temperaturas, e na desconsideração de uma camada que já sofreu a ação do fogo e que não tem mais capacidade estrutural. As análises foram realizadas comparando o momento fletor atuante em situação excepcional e o momento resistente residual em situação de incêndio, além de realização de verificações de ruptura frágil considerando as mudanças de seção causada pelo sinistro.

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

Abstract

Reinforced concrete is one of the most used materials in construction, therefore all its characteristics and properties must to be known and studied. One of the fields of study that still requires technical knowledge is concrete structures when exposed to fire. Although it is well known that concrete and steel lose some of their mechanical properties as the temperature increases, engineers have agreed that in order to ensure the safety of human life and property, the design methods of concrete under fire effects should be improved aiming to avoid local rupture which can cause successive collapse. Due to the importance of this subject, these papers aim to explain in details how concrete mechanical properties might reduce when exposed to fire, analyzing reinforced concrete slabs according to Hertz method which is a simplified solution allowed by ABNT NBR 15200: 2012 and explained in EUROCODE, part 1-2. Hertz's method is based on the consideration of bearing capacity changes due to loss of concrete and steel's resistance when exposed to high temperatures and in the disconsideration of a layer that has no more structural capacity. The analyzes were carried out comparing the operating bending moment in exceptional situation and the residual resistant moment under fire conditions, in addition to it was performed brittle rupture checks considering the section changes caused by the accident.

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. Podem-se citar, por exemplo, os incêndios da Roma antiga, Londres e Chicago que, devido ao estilo arquitetônico da época, levaram boa parte destas cidades à destruição. Em tempos mais recentes os grandes incêndios estão mais restritos às grandes edificações, podendo ser citados os incêndios do teatro Iroquois em Chicago, edifício Joelma em São Paulo, 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).

Essas tragédias motivaram estudos relacionados à prevenção de incêndios e adoção de normas responsáveis por auxiliar no dimensionamento e verificação a situações de incêndio. No Brasil a adoção de códigos no sentido de garantir segurança 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: análise 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 de Hertz, que faz parte do nível 2 de solução, para análise de lajes de acordo com diferentes tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), tendo como objetivo avaliar a redução de resistência no concreto, bem como perda da capacidade estrutural de uma zona danificada (az).

2. Método de Hertz – Metodologia

A exposição do concreto armado à situação de incêndio causa alterações tanto na microestrutura, como na macroestrutura do concreto e do aço, essas alterações causam mudanças das propriedades mecânicas dos materiais, por exemplo o concreto e o aço apresentam queda de resistência (COSTA, 2008). Portanto, o efeito da ação térmica sobre as propriedades materiais deve ser considerado no projeto das estruturas de concreto, visando a segurança estrutural em situação de incêndio.

O método de Hertz é um dos procedimentos que permitem avaliar o comportamento do concreto quando exposto a altas temperaturas, a mudança da capacidade portante é devida à perda de resistência do concreto e do aço, bem como a

desconsideração de uma camada que já sofreu a ação do fogo e que não tem mais capacidade estrutural. O método de Hertz seguiu o passo a passo a seguir.

A. CÁLCULO DA ZONA DANIFICADA

As lajes foram subdivididas em três faixas de igual espessura no intuito de obter a temperatura no centro de cada faixa, e em seguida obter os coeficientes de redução de resistência para o concreto em cada zona, bem como a espessura danificada. As equações utilizadas nesse processo foram as equações (1) e (2).

$$K_{c,m} = \left(\frac{1 - 0,2n}{n} \right) \times \sum_{i=1}^n K_c(\theta_i) \quad (1)$$

Onde:

$K_c(\theta_i)$: Coeficiente de redução de resistência para a seção considerada;

n : Número de zonas paralelas na largura w ;

w : Largura considerada;

m : Número da zona.

$$az = w \left[1 - \frac{K_{c,m}}{K_c(\theta_m)} \right] \quad (2)$$

Onde:

w : Largura considerada;

$K_{c,m}$: Coeficiente de redução médio de resistência;

$K_c(\theta_m)$: Coeficiente de redução de resistência, no meio da seção, a temperatura θ .

B. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO E DO AÇO

Outro fator importante do método das zonas é a consideração do decréscimo da resistência tanto para concreto quanto para o aço à medida que a temperatura se eleva gradualmente, essa redução de resistência é devida a consideração dos fatores K_c e K_s . Para o concreto considerou-se o k_c obtido no ponto M, ponto médio da seção, e o K_s , levou em consideração a posição do centro de massa da armação. As temperaturas no centro de cada zona e no CG da armação foram obtidas por meio de perfis de temperatura presentes no EUROCODE 2, parte 1-2, anexo A. As equações utilizadas na determinação das resistências do concreto e do aço quando expostos a altas temperaturas foram as expressões (3) e (4), respectivamente.

$$f_{cd,\theta} = K_{c,\theta} \times (f_{c,k} \div \gamma_c) \quad (3)$$

Onde:

$f_{ck, \theta}$: resistência característica, à temperatura θ ;

$f_{cd, \theta}$: resistência de cálculo, à temperatura θ ;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;

$k_{c, \theta}$: fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ ;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência.

$$f_{y, \theta} = K_{s, \theta} \times f_{yk} / \gamma_s \quad (4)$$

Onde:

f_{yk} : resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$K_{s, \theta}$: fator de redução da resistência do aço na temperatura θ .

C. CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE POSITIVO

O cálculo do momento resistente é baseado no equilíbrio de forças que agem nas zonas comprimida e tracionada. Primeiramente é necessário calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto, em seguida pode-se calcular o momento resistente para as regiões onde a armadura está tracionada (COSTA, 2008). Podem-se calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto e o momento resistente pelas equações (5) e (6), respectivamente.

$$a_{fi} = \frac{f_{yd, \theta} * A_s}{\alpha_{cc} * f_{cd, \theta} * b} \quad (5)$$

$$M_r, f_i = A_s * f_{yd, \theta} * (d - \frac{a_{fi}}{2}) \quad (6)$$

D. CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO

A verificação relativa aos momentos negativos segue o mesmo processo realizado para os momentos positivos, ou seja, é realizada com base na comparação entre os momentos resistentes de cálculo e os momentos atuantes. Para o cálculo do momento resistente é necessária a determinação da profundidade do bloco de concreto comprimido. Pode-se calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto pela equação (5).

Nas regiões de momento negativo assume-se que as armaduras não sofrerão ação considerável do fogo, essa suposição é baseada na ideia de que o elemento só estará exposto às altas temperaturas na região inferior e como a condutividade do concreto é baixa, assume-se que a armadura negativa não sofrerá ação da variação térmica (ALBUQUERQUE, 2012). Pode-se calcular o momento resistente pela equação (7).

$$M_r, f_i = A_s * f_{yd} * (d - a_z - \frac{a_{fi}}{2}) \quad (7)$$

E. VERIFICAÇÃO DA RUPTURA FRÁGIL

A verificação do risco de ruptura frágil não é realizada para as regiões sujeitas a momentos positivos, pois se supõe que a verificação realizada para situações usuais de dimensionamento é suficiente. No entanto, para regiões de momento negativo será necessário realizar esse procedimento, pois a zona comprimida de concreto estará exposta ao fogo e a mesma perderá resistência, consequentemente a profundidade da linha neutra aumenta (COSTA, 2008).

A verificação da ruptura frágil foi desenvolvida a partir da premissa que o concreto deve estar no domínio 2 de deformação, ou seja, a relação altura do bloco comprimido d_{ef} e altura efetiva não poderá ser superior a 45%. No caso de incêndio a altura útil será reduzida pela zona danificada (a_z), esse risco é avaliado pela equação (8).

$$ruptura_{frágil} = \frac{a_{fi}}{d_{ef}} \quad (8)$$

Onde:

a_{fi} : altura do bloco comprimido de concreto;

d_{ef} : altura efetiva da seção (altura útil menos zona danificada).

3. Estudo de caso:

Foram selecionadas as lajes do pavimento tipo de uma edificação e supôs-se que as mesmas sofreram a ação de um incêndio accidental, na análise do incêndio foi usada a 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.

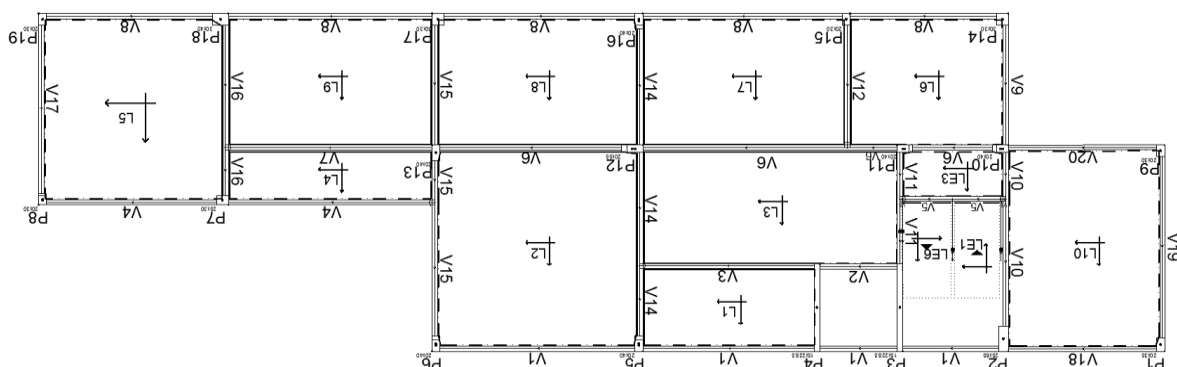
3.1 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118

Primeiramente foi necessário realizar o dimensionamento estrutural segundo os princípios da NBR 6118, dimensionamento à temperatura ambiente. Esse procedimento foi realizado com auxílio do software Eberick, versão V8 gold. No cálculo das ações foram usadas as combinações normais para estado limite último, segundo a NBR 8681: 2003.

Para a realização do estudo de caso foi escolhido um edifício de escritórios modelo. D1, a edificação é composta por um pavimento térreo e três andares de pavimentos tipos. A altura do pavimento cobertura é de 13.20 metros, o pé direito

considerado foi de 3,30 metros. A planta de forma do pavimento térreo está representada na figura 1, representada a seguir.

Figura 1 - planta de forma



Fonte: AUTOR (2018)

Tabela 1 - Dimensionamento segundo a NBR 6118

Nome	Espessura (cm)	Armadura positiva		Armadura negativa		
		Asx	Asy	Laje 1	Laje 2	As (cm²)
L1	10	($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm²/m)	($\phi 8.0$ c/10 - 5.03 cm²/m)	L6	L7	As = 3.06 cm²/m ($\phi 8.0$ c/16 - 3.14 cm²/m)
L2	10	($\phi 8.0$ c/20 - 2.51 cm²/m)	($\phi 8.0$ c/16 - 3.14 cm²/m)	L6	L3	As = 5.94 cm²/m ($\phi 8.0$ c/8 - 6.28 cm²/m)
L3	10	($\phi 6.3$ c/30 - 1.04 cm²/m)	($\phi 10.0$ c/16 - 4.91 cm²/m)	L7	L8	As = 3.44 cm²/m ($\phi 8.0$ c/14 - 3.59 cm²/m)
L4	10	($\phi 6.3$ c/30 - 1.04 cm²/m)	($\phi 8.0$ c/12 - 4.19 cm²/m)	L7	L3	As = 2.63 cm²/m ($\phi 8.0$ c/19 - 2.65 cm²/m)
L5	10	($\phi 8.0$ c/17 - 2.96 cm²/m)	($\phi 8.0$ c/19 - 2.65 cm²/m)	L8	L9	As = 3.17 cm²/m ($\phi 8.0$ c/15 - 3.35 cm²/m)
L6	10	($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm²/m)	($\phi 6.3$ c/15 - 2.08 cm²/m)	L8	L2	As = 5.93 cm²/m ($\phi 10.0$ c/13 - 6.04 cm²/m)
L7	10	($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm²/m)	($\phi 8.0$ c/20 - 2.51 cm²/m)	L5	L9	As = 5.61 cm²/m ($\phi 8.0$ c/8 - 6.28 cm²/m)
L8	10	($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm²/m)	($\phi 8.0$ c/20 - 2.51 cm²/m)	L5	L4	As = 6.96 cm²/m ($\phi 12.5$ c/17 - 7.22 cm²/m)
L9	10	($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm²/m)	($\phi 10.0$ c/17 - 4.62 cm²/m)	L9	L4	As = 2.09 cm²/m ($\phi 8.0$ c/20 - 2.51 cm²/m)
L10	10	($\phi 8.0$ c/15 - 3.35 cm²/m)	($\phi 6.3$ c/16 - 1.95 cm²/m)	L1	L2	As = 5.68 cm²/m ($\phi 10.0$ c/13 - 6.04 cm²/m)
				L1	L3	As = 6.08 cm²/m ($\phi 10.0$ c/12 - 6.54 cm²/m)
				L2	L3	As = 5.94 cm²/m ($\phi 10.0$ c/13 - 6.04 cm²/m)

Fonte: AUTOR (2018)

3.2 CÁLCULO DA ESPESSURA DANIFICADA

Um dos princípios do método das zonas é desprezar a espessura danificada pelo fogo para o cálculo do momento resistente. Os resultados para as lajes de 10 centímetros estão representados na tabela 2.

Tabela 2 – Zona danificada

	Espessura (cm)	Zonas	Temp (°C)	K_c	$K_{c,m}$	a_z (cm)	Espessura reduzida (cm)
TRRF 30 min Lajes 10cm	10	zona 1	400	0.75	0.852	1.458	8.542
		zona 2	120	0.99			
		zona 3	50	1			
		PONTO M	105	0.998			
TRRF 60 min Lajes 10cm	10	zona 1	585	0.472	0.743	1.972	8.028
		zona 2	235	0.915			
		zona 3	100	1			
		PONTO M	225	0.925			
TRRF 90 min Lajes 10cm	10	zona 1	690	0.315	0.660	2.148	7.852
		zona 2	320	0.83			
		zona 3	150	0.975			
		PONTO M	310	0.84			
TRRF 120 min Lajes 10cm	10	zona 1	845	0.118	0.559	2.620	7.380
		zona 2	400	0.75			
		zona 3	220	0.93			
		ponto M	392	0.758			

Fonte: AUTOR (2018)

Observou-se um aumento exponencial dos valores de temperatura no centro de cada zona à medida que os valores de tempo requeridos de resistência ao fogo crescem. Notou-se que a temperatura e o coeficiente redutor de resistência são inversamente proporcionais e que a espessura da zona danificada é diretamente proporcional ao TRRF e a temperatura no centro de cada zona.

Notou-se, também, que a faixa danificada pelo fogo, segundo as equações de Hertz, vai de 14,58% para o TRRF de 30 até 26,20% para o TRRF de 120 minutos.

3.3 – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS

Essa verificação foi realizada com base na comparação entre os momentos resistentes de cálculo, dados pelas expressões expostas no item 2, e os momentos atuantes, dados pela combinação de ações em situação excepcional. Obtiveram-se os resultados expostos nas tabelas 3 e 4:

Tabela 3 – Momento positivo (TRRF de 30 e 60)

PAVIMENTO TIPO	Md ATUANTE INCÊNDIO (kN.m/m) (X)	Md ATUANTE INCÊNDIO (kN.m/m) (Y)	TRRF 30		TRRF 60	
			Mrd,fi (X) (KNm/m)	Mrd,fi (Y) (KNm/m)	Mrd,fi (X) (KNm/m)	Mrd,fi (Y) (KNm/m)
L1	2.49	8.24	4.66	15.02	4.51	14.54
L2	5.10	5.44	7.67	9.58	7.50	9.37
L3	1.38	8.20	3.14	14.83	3.04	14.36
L4	1.06	7.34	3.23	13.02	3.16	12.75
L5	5.85	4.61	9.03	8.08	8.84	7.91
L6	2.61	3.73	5.10	6.80	4.92	6.56
L7	2.58	4.41	5.01	8.07	4.86	7.84
L8	3.30	4.33	5.01	8.07	4.86	7.84
L9	2.28	7.85	4.68	13.86	4.53	13.42
L10	6.41	3.55	10.40	6.04	10.08	5.86

Fonte: AUTOR (2018)

Tabela 4 – Momento positivo (TRRF de 30 e 60)

PAVIMENTO TIPO	Md ATUANTE INCÊNDIO (kN.m/m) (X)	Md ATUANTE INCÊNDIO (kN.m/m) (Y)	TRRF 90		TRRF 120	
			Mrd,fi (X) (KNm/m)	Mrd,fi (Y) (KNm/m)	Mrd,fi (X) (KNm/m)	Mrd,fi (Y) (KNm/m)
L1	2.49	8.24	3.56	11.49	2.62	8.46
L2	5.10	5.44	5.95	7.44	4.32	5.40
L3	1.38	8.20	2.40	11.32	1.76	8.30
L4	1.06	7.34	2.50	10.09	1.81	7.31
L5	5.85	4.61	7.01	6.27	5.09	4.55
L6	2.61	3.73	3.80	5.07	2.73	3.64
L7	2.58	4.41	3.80	6.12	2.75	4.44
L8	3.30	4.33	3.80	6.12	2.75	4.44
L9	2.28	7.85	3.57	10.59	2.62	7.78
L10	6.41	3.55	7.92	4.60	5.78	3.36

Fonte: AUTOR (2018)

Notou-se que a zona danificada não teve grande influência no cálculo do momento resistente positivo, pois, em regiões sujeitas a momentos positivos, considera-se que o aço é o elemento que irá resistir aos esforços e despreza-se a contribuição do concreto. Portanto, a diminuição dos esforços resistentes em regiões sujeitas ao momento positivo deve-se apenas à diminuição da resistência do aço dada pelo fator K_s .

Observou-se também que a queda percentual de momento resistente dos TRRFs de 30 e 120 gira em torno de 56%.

3.4 – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS

A verificação relativa aos momentos negativos segue o mesmo processo realizado para os momentos positivos, ou seja, é realizada com base na comparação entre os momentos resistentes de cálculo e os momentos atuantes e obtiveram-se os resultados expostos nas tabelas 5 e 6:

Tabela 5 – Momento negativo (TRRF de 30 e 60)

PAVIMENTO TIPO					
		TRRF 30		TRRF 60	
LAJES	Md ATUANTE INCÊNDIO (kN.m/m)	Mrd,fi (KNm/m) M. RESIST	SITUAÇÃO	Mrd,fi (KNm/m) M. RESIST	SITUAÇÃO
L6 - L7	6.17	8.00	OK	7.14	OK
L6 - L3	11.31	14.61	OK	12.78	OK
L7 - L8	6.94	9.04	OK	8.04	OK
L7 - L3	5.40	6.85	OK	6.13	OK
L2 - L11	10.86	14.16	OK	12.40	OK
L2 - L3	11.26	14.16	OK	12.40	OK
L2 - L8	11.00	14.16	OK	12.40	OK
L3 - L11	11.18	14.16	OK	12.40	OK
L8 - L9	6.43	8.49	OK	7.57	OK
L5 - L9	10.71	13.28	OK	11.67	OK
L5 - L4	12.40	16.32	OK	14.17	OK
L9 - L4	4.32	6.51	OK	5.83	OK

Fonte: AUTOR (2018)

Tabela 6 – Momento negativo (TRRF de 90 e 120)

PAVIMENTO TIPO					
		TRRF 90		TRRF 120	
LAJES	Md ATUANTE INCÊNDIO (kN.m/m)	Mrd,fi (KNm/m) M. RESIST	SITUAÇÃO	Mrd,fi (KNm/m) M. RESIST	SITUAÇÃO
L6 - L7	6.17	6.79	OK	5.96	ERRO
L6 - L3	11.31	11.91	OK	10.08	ERRO
L7 - L8	6.94	7.62	OK	6.66	ERRO
L7 - L3	5.40	5.84	OK	5.15	ERRO
L2 - L11	10.86	11.58	OK	9.83	ERRO
L2 - L3	11.26	11.58	OK	9.83	ERRO
L2 - L8	11.00	11.58	OK	9.83	ERRO
L3 - L11	11.18	11.58	OK	9.83	ERRO
L8 - L9	6.43	7.18	OK	6.29	ERRO
L5 - L9	10.71	10.93	OK	9.33	ERRO
L5 - L4	12.40	13.13	OK	10.96	ERRO
L9 - L4	4.32	5.56	OK	4.91	OK

Fonte: AUTOR (2018)

Notou-se que a queda do momento resistente negativo se deve tanto pela redução de resistência do concreto quanto pela diminuição da espessura útil da laje.

3.4 – VERIFICAÇÃO DO RISCO DE RUPTURA FRÁGIL

O risco de ruptura frágil é calculada com base na equação 8 do item 2, tendo os valores referentes ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para 30 e 120 minutos.

Tabela 7 – risco de ruptura frágil (TRRF de 30 e 120)

LAJES	TRRF 30 MINUTOS		TRRF 120 MINUTOS	
	a_{fi} / d_{fi}	SITUAÇÃO	a_{fi} / d_{fi}	SITUAÇÃO
L6 - L7	0.16	OK	0.27	OK
L6 - L3	0.32	OK	0.53	RUPTURA FRÁGIL
L7 - L8	0.18	OK	0.31	OK
L7 - L3	0.14	OK	0.23	OK
L2 - L1	0.31	OK	0.51	RUPTURA FRÁGIL
L2 - L3	0.31	OK	0.51	RUPTURA FRÁGIL
L2 - L8	0.31	OK	0.51	RUPTURA FRÁGIL
L3 - L1	0.31	OK	0.51	RUPTURA FRÁGIL
L8 - L9	0.17	OK	0.28	OK
L5 - L9	0.29	OK	0.48	RUPTURA FRÁGIL
L5 - L4	0.37	OK	0.61	RUPTURA FRÁGIL
L9 - L4	0.13	OK	0.21	OK

Nota¹: "OK" significa que o elemento estrutural não apresenta risco de ruptura frágil

Fonte: AUTOR (2018)

O risco de ruptura frágil está presente principalmente nas lajes mais solicitadas, em situação de incêndio, em regiões sujeitas a momento negativo, a zona danificada é reduzida do cálculo da altura útil, logo o decréscimo da seção resulta no crescimento da relação altura do bloco comprimido por altura efetiva, pois a espessura do concreto sofre considerável decréscimo quando exposta ao incêndio.

5. Conclusões

Nas regiões de momento positivo de lajes, o concreto encontra-se tracionado, logo não acrescenta muito no cálculo do momento resistente. A armadura sofre perda de resistência mecânica, mas por encontrar-se protegida pelo concreto, terá perda de resistência mais perceptível apenas quando exposta a tempos prolongados de incêndio. Então os efeitos das zonas danificadas e a perda de resistência mecânica não representam um fator de risco para essas regiões.

Nas regiões de momento negativo, as faixas danificadas são levadas em consideração para o cálculo do momento resistente de lajes, bem como a perda de resistência em decorrência do aquecimento de concreto. Outro fator importante para as regiões sujeitas a momentos negativos é a presença do risco de ruptura frágil, ou seja, a estrutura não dará sinais em caso de 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.

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

_____.NBR 5628: Componentes Construtivos estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo. Rio de Janeiro, 2001.

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

_____.NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. 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.