

# ANÁLISE COMPARATIVA DE LAJES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

## COMPARATIVE ANALYSIS OF SLABS IN FIRE CONDITION

Kleber Aparecido Gomide

Professor MSc., UNIANCHIETA

[kgomide@anchieta.br](mailto:kgomide@anchieta.br)

### Resumo

As lajes, na eventualidade de um incêndio, são os elementos estruturais que podem apresentar ruína prematura devido a sua pequena espessura e cobrimentos, geralmente, baixos. Com isso, apresentam grandes deslocamentos da porção de concreto, que deixam a armadura positiva exposta à ação direta do fogo, provocando deformações excessivas do aço, com conseqüente perda de aderência com o concreto. Neste trabalho será realizada uma análise comparativa do comportamento estrutural de lajes maciças e nervuradas treliçadas em concreto armado e lajes nervuradas protendidas, dimensionadas à temperatura ambiente e em situação de incêndio. Para a verificação da resistência estrutural destes elementos, em situação de incêndio, serão utilizados os métodos simplificados apresentados pelo Eurocode 2 (prEN 1992-1-2:2002). Os resultados obtidos, a partir desta verificação, serão discutidos por meio de uma análise comparativa entre os tipos de lajes empregados e os diferentes métodos de verificação.

**Palavras-chave:** Lajes. Incêndio. Dimensionamento. Segurança Estrutural.

### Abstract

The slabs, in the event of a fire, are the structural elements that can make ruin premature due to their small thickness and coverings, which are usually low. Because of this, they present great concrete spalling, leaving the reinforcement exposed to the direct action of the fire, causing excessive deformation of steel with a consequent loss of adhesion to the concrete. In this paper, a comparative analysis of structural behavior of solid slabs and trellis nervure slabs in reinforced concrete slabs and nervure slabs in prestressed concrete, designed to room temperature and in fire condition will be performed. For the structural resistance verification of these elements in fire condition the simplified methods presented by Eurocode 2 (prEN 1992-1-2:2002) will be used. The results, from this verification, will be discussed by a comparative analysis between the types of slabs used and the different verification methods.

**Keywords:** Slabs. Fire. Design. Structural Safety.

## 1. Introdução

As estruturas em concreto, em situação de incêndio, experimentam acentuadas perdas de resistência e rigidez, além de redução da seção transversal, somando-se a isso o elevado risco de *spalling*, que são deslocamentos da porção de concreto que deixam a armadura exposta à ação térmica, podendo, rapidamente, acarretar a ruína da estrutura.

As lajes são elementos estruturais, em geral, de pequena espessura e cobrimentos baixos, elevando-se o risco de deslocamentos da porção de concreto, deixando a armadura positiva exposta à ação direta do fogo, provocando deformações excessivas do aço, com conseqüente perda de aderência com o concreto, além da acentuada diminuição de sua resistência.

Com isso, torna-se de fundamental importância verificar o comportamento estrutural das lajes em situação de incêndio. Neste trabalho será realizada uma análise comparativa entre os tipos usuais de lajes utilizadas no Brasil, que são as lajes maciças e nervuradas treliçadas em concreto armado, e as lajes nervuradas em concreto protendido.

Para tanto, neste trabalho, para a verificação da resistência estrutural de lajes em situação de incêndio, serão utilizados os métodos simplificados apresentados pelo Eurocode 2 (prEN 1992-1-2:2002), especificamente o Métodos de Hertz, a fim de se obter uma comparação de resultados entre os tipos de lajes e os tempos requeridos de resistência ao fogo.

Os métodos simplificados utilizam-se das equações clássicas da Teoria de Estruturas para determinação dos esforços resistentes da seção, com as devidas minorações de resistência dos materiais constituintes devido à ação térmica, além de considerarem uma seção de concreto reduzida em função da temperatura do elemento.

## 2. Comportamento de lajes em situação de incêndio

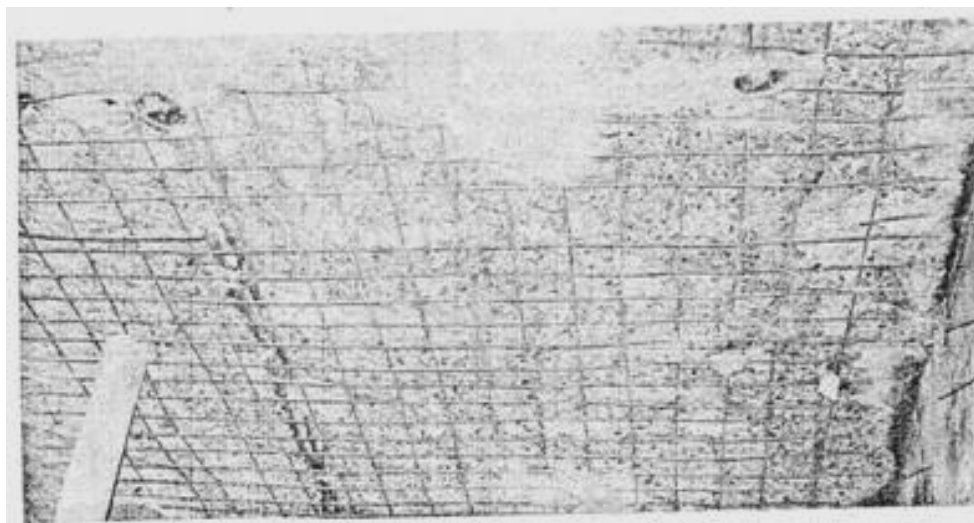
No caso de lajes e, também, das placas, devido a sua pequena espessura e cobrimentos menores, verificam-se deslocamentos prematuros, que deixam a armadura positiva exposta à ação direta do fogo, provocando deformações excessivas do aço, com conseqüente perda de aderência com o concreto.

Devido ao uso de aços encruados a frio (tipo “B”) em construções mais antigas, o efeito do fogo sobre lajes e placas torna-se mais preocupante, pois, conforme citado anteriormente, a perda de resistência para aços tipo “B” é de cerca de 50%, mesmo para incêndios que atinjam baixas temperaturas.

No caso de peças em concreto protendido, sob o efeito do fogo, ocorre ruína prematura por conta do aço utilizado, que é muito sensível ao fogo, conforme citado. As perdas das tensões de protensão provocam danos irreversíveis ao concreto. Encontram-se perdas de até 20% nas forças de protensão, para aumentos de temperatura de apenas 150°C (CÁNOVAS, 1988).

Em situação de incêndio em uma edificação, as lajes tomam função bastante importante, pois, além de sua resistência estrutural, estas assumem a função de compartimentação vertical da edificação, pela qual minimiza-se o risco do incêndio propagar-se de um pavimento a outro da edificação, por meio de fissuras ou por condutividade térmica do concreto.

O fator de colapso predominante no caso de lajes seria por estanqueidade e isolamento térmico, já que o fogo, atuando sob a laje, tende a provocar efeitos de fissuração excessiva na laje, por onde passam chamas e gases que provocarão o incêndio nos pavimentos superiores ao considerado.



**Figura 1 – Concreto desagregado e armadura exposta na face inferior da laje em que ocorreu um incêndio (CÁNOVAS, 1988)**

### 3. Métodos simplificados de verificação

#### 3.1 Esforços atuantes

As estruturas em concreto armado em situação de incêndio devem ser verificadas no Estado Limite Último – ELU para a combinação excepcional de ações, definida pela NBR 8681 (2003), demonstrada pela Equação 1.

$$F_{di} = \gamma_g F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_2^n \Psi_{2j} F_{qjk} \quad (\text{Equação 1})$$

onde:

$F_{di}$  = força resultante da ação dos incêndios;

$F_{gk}$  = força característica de ações permanentes;

$F_{qexc}$  = força característica de ações variáveis excepcionais;

$F_{qjk}$  = força característica de ações variáveis diretas;

$\gamma_g$  = coeficiente de majoração de forças permanentes, tomado igual a 1,2 para ações permanentes desfavoráveis e 1,0 para favoráveis;

$\gamma_q$  = coeficiente de majoração de forças variáveis, tomado igual a 1,0 para ações variáveis desfavoráveis e 0,0 para favoráveis;

$\Psi_{2j}$  = coeficiente de redução para as ações variáveis diretas, adotado 0,28, neste caso.

#### 3.2 Métodos simplificados – EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2002)

Os métodos simplificados para dimensionamento de elementos estruturais, segundo o Eurocode 2 (prEN 1992-1-2:2002) apud Costa e Silva (2005), são caracterizados pela diminuição da seção transversal do elemento, devido a perdas de resistência do concreto em sua região periférica em situação de incêndio.

Costa e Silva (2005) apresentam métodos para dimensionamento de elementos estruturais em situação de incêndio, nos quais é fundamental conhecer a temperatura no interior destes. Para

se obter tais temperaturas, utilizam-se isotermas distribuídas na seção do elemento estrutural. A temperatura da armadura é dada pela isoterma que passa pelo centro geométrico das barras.

Para a utilização de ambos os métodos, também deve-se minorar as resistências características dos materiais, em função do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF, definido pela NBR 14432 (2000), em função do tipo e das características geométricas da edificação.

Os procedimentos de cálculo para dimensionamento em ambos os métodos são, em um primeiro passo, determinar o TRRF de cada elemento e, com isso, definir as distribuições de temperaturas nos elementos por meio de isotermas, reduzindo as seções transversais e determinando as temperaturas nas armaduras.

Um segundo passo seria a minoração das resistências características de cada material, em função da temperatura, estimar as resistências das seções em semelhança aos procedimentos em situação normal, assim obtendo o esforço resistente que deve ser comparado ao esforço solicitante em situação excepcional de ações. (COSTA; SILVA, 2005)

Por meio do método de Hertz, a redução da área da seção transversal é determinada por uma espessura fictícia denominada “ $a_z$ ”, obtida em função de uma largura “ $w$ ” da peça e do TRRF. A largura “ $w$ ” no caso de lajes é igual a sua espessura. As larguras “ $a_z$ ” para vigas e lajes são apresentadas na Figura 2.

As propriedades dos materiais são minoradas por meio de coeficientes redutores em função da temperatura no interior da seção transversal. A redução da resistência do concreto é dada em função da temperatura do ponto médio da seção transversal, obtida da Equação 2.

$$f_{cd,\theta M} = K_{c\theta M} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{Equação 2})$$

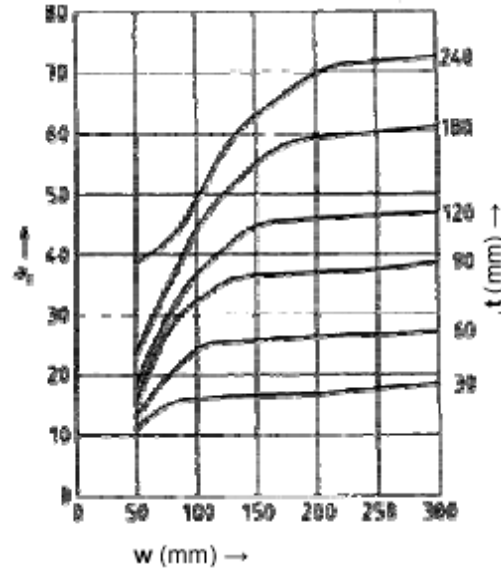
onde:

$f_{cd,\theta M}$  = resistência de cálculo do concreto à compressão, à temperatura elevada  $\theta$  (°C) (MPa);

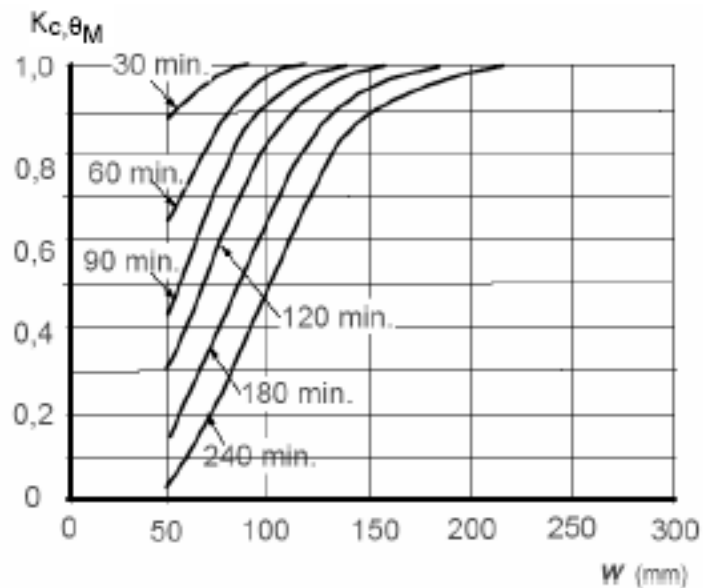
$K_{c\theta M}$  = fator de redução da resistência do concreto, em função da temperatura  $\theta$  no meio da seção de concreto do elemento estrutural, conforme Figura 3;

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão (MPa);

$\gamma_c$  = coeficiente de minoração da resistência do concreto, tomado igual a 1,2.



**Figura 2 – Espessura fictícia “ $a_z$ ” para redução da seção transversal para vigas e lajes em concreto silicoso (EUROCODE 2, 2002 apud COSTA; SILVA, 2005)**



**Figura 3 – Fator de redução para concretos silicosos em função da temperatura no meio da seção ( $\theta_M$ ) (EUROCODE 2, 2002 apud COSTA; SILVA, 2005)**

A posição da linha neutra para vigas e lajes é determinada pelas Equações 3 e 4, assumindo-se que o concreto esteja solicitado no domínio 3 de deformação e o diagrama tensão-deformação do concreto seja retangular. (COSTA; SILVA, 2005)

$$x_{fi} = \frac{(K_{s,\theta} \cdot f_{yd}) \cdot A_s}{0,68 \cdot b^* \cdot f_{cd}} \quad \rightarrow \text{para zona tracionada aquecida} \quad (\text{Equação 3})$$

$$x_{fi} = \frac{(K_{s,\theta} \cdot f_{yd}) \cdot A_s}{0,68 \cdot b^* \cdot (f_{cd,\theta M})} \quad \rightarrow \text{para zona comprimida aquecida} \quad (\text{Equação 4})$$

onde:

$x_{fi}$  = profundidade da linha neutra em incêndio, nas peças solicitadas à flexão simples;

$K_{s,\theta}$  = coeficiente de redução da resistência do aço em função de  $\theta$ ;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo do aço em temperatura ambiente;

$A_s$  = área de aço das armaduras aquecidas;

$f_{cd,\theta M}$  = resistência de cálculo do concreto à compressão, à temperatura elevada  $\theta$  (°C) (MPa);

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto à compressão em situação excepcional, onde  $\gamma_c = 1,2$ ;

$b^* = b_f$  = largura da mesa colaborante em situação normal, para momentos positivos;

$b_{fi}$  = largura reduzida, para momentos negativos.

Para a verificação da capacidade última do elemento, não se deve reduzir a largura da laje e das mesas colaborantes das vigas, no caso de verificação de momentos positivos. Os momentos resistentes das seções são apresentados nas Equações 5 e 6.

$$M_{R,fi} = A_s \cdot f_{yd,\theta} \cdot (d - 0,4 \cdot x_{fi}) \rightarrow \text{momentos positivos} \quad (\text{Equação 5})$$

$$M_{R,fi} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x_{fi}) \rightarrow \text{momentos negativos} \quad (\text{Equação 6})$$

onde:

$M_{R,fi}$  = momento fletor resistente da seção, em situação de incêndio;

$d$  = altura útil da seção;

$x_{fi}$  = profundidade da linha neutra em situação de incêndio;

$f_{yd,\theta}$  = resistência de cálculo do aço, à temperatura  $\theta$ ;

#### **4. Aplicação dos métodos simplificados para lajes usuais**

Para a aplicação dos métodos simplificados das lajes, em situação de incêndio, foi proposto um modelo geométrico de laje bastante usual, retangular, com lados iguais a 4,00 m e 5,00 m, e sem carregamento de alvenaria. Para a obtenção das sobrecargas de utilização, foi proposto um edifício comercial de escritórios.

O concreto utilizado tem resistência característica à compressão  $f_{ck} = 25$  MPa, e o aço é laminado a quente tipo CA-50 para as lajes maciças e CA-60 para as lajes treliçadas; para as protendidas, foram utilizadas barras de protensão com diâmetro de 4,0 mm do tipo CP-150RN.

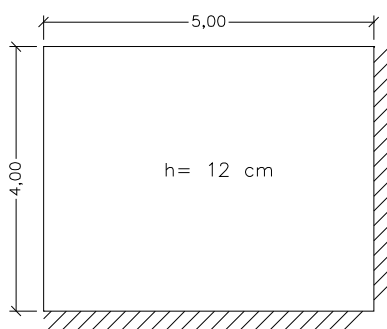
Para efeito de comparação entre os resultados, serão verificados os esforços resistentes para os tempos requeridos de resistência ao fogo – TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos, em acordo com a NBR 14432 (2000), que prevê estes TRRFs para edifícios comerciais, sendo que o TRRF exato para a edificação depende de sua altura em relação ao leito da rua.



## 4.1 Lajes maciças

As lajes maciças são calculadas como placas, podendo-se elaborar o dimensionamento por tabelas, sendo bastante utilizadas as tabelas de Kalmanok, ou por meio de *softwares* específicos. Neste exemplo, as lajes foram dimensionadas em Estado Limite Último – ELU, a partir das tabelas de Kalmanok, seguindo as recomendações contidas na NBR 6118 (2003).

O esquema estático adotado para esta laje está apresentado na Figura 4. O dimensionamento em situação ambiente e a verificação em situação de incêndio estão descritos nas Tabelas 1, 2 e 3.



**Figura 4 – Esquema estático adotado para lajes maciças**

**Tabela 1 – Dimensionamento da laje maciça em situação ambiente**

Carregamentos	Valores (kN/m <sup>2</sup> )	Características Geométricas		Momentos Solicitantes (kN.m)		A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adotada
		l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	M <sub>dx</sub> (+)	M <sub>dy</sub> (+)		
Peso Próprio (g):	3,0	l <sub>x</sub>	5,00 m	M <sub>dx</sub> (+)	2,729	1,20	ø 5,0 c/16 cm
Revestimento (g):	1,0	l <sub>y</sub>	4,00 m	M <sub>dy</sub> (+)	4,771	1,25	ø 5,0 c/16 cm
Sobrecarga (q):	2,0	h	0,12 m	M <sub>dx</sub> (-)	10,027	2,71	ø 6,3 c/11 cm
<b>Total (g+q)</b>	<b>6,0</b>	l <sub>y</sub> / l <sub>x</sub>	0,80	M <sub>dy</sub> (-)	11,854	3,20	ø 6,3 c/10 cm

**Tabela 2 – Resistência dos materiais em situação de incêndio – lajes maciças**

TRRF	Arm. Positiva			Arm. Negativa			Concreto				
	$\theta$ (°C)	$k_{s,\theta}$	$f_{yd,\theta}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\theta$ (°C)	$k_{s,\theta}$	$f_{yd,\theta}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	w (cm)	$a_z$ (cm)	$f_{cd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$k_{c,\theta M}$	$f_{cd,\theta M}$ (kN/cm <sup>2</sup> )
<b>30</b>	240	1,00	50,0	< 100	1,00	50	12	1,6	2,08	1,00	2,08
<b>60</b>	400	1,00	50,0					2,5			
<b>90</b>	550	0,63	31,5					3,5			
<b>120</b>	600	0,47	23,5					4,0			

NOTA: Os coeficientes de minoração das resistências do aço e do concreto são, respectivamente, 1,0 e 1,2.

**Tabela 3 – Comparação entre os momentos atuantes e resistentes – lajes maciças**

Mom. Atuante (kN.m/1m)		Momentos Resistentes (kN.m/1m)											
		TRRF 30			TRRF 60			TRRF 90			TRRF 120		
		$x_{fi}$	d	$M_{fi}$	$x_{fi}$	d	$M_{fi}$	$x_{fi}$	d	$M_{fi}$	$x_{fi}$	d	$M_{fi}$
		(cm)			(cm)			(cm)			(cm)		
$M_{xd}(+)$	1,74	0,44	9	5,52	0,44	9	5,52	0,28	9	3,50	0,21	9	2,62
$M_{yd}(+)$	3,40	0,44	9	5,52	0,44	9	5,52	0,28	9	3,50	0,21	9	<b>2,62</b>
$M_{xd}(-)$	6,40	1,01	7,4	10,01	1,01	6,5	8,72	1,03	5,5	7,28	1,09	5	6,53
$M_{yd}(-)$	7,56	1,11	7,4	10,96	1,11	6,5	9,54	1,13	5,5	7,95	1,20	5	<b>7,12</b>

#### 4.2 Laje nervurada treliçada

O esquema estático adotado para lajes nervuradas é o simplesmente apoiado em todos os bordos; com isso, não se verificam momentos negativos. O dimensionamento em situação ambiente e a verificação em situação de incêndio estão descritos nas Tabelas 4, 5 e 6.

**Tabela 4 – Dimensionamento da Laje Nerv. Trelaçada, em situação ambiente**

Carregamentos	Valores (kN/m <sup>2</sup> )	Características Geométricas		Dimensionamento	
				Momentos (kN.m)	
Peso Próprio (g):	2,3	vão	4,00 m	M <sub>d,máx</sub> (faixa de 1m)	14,840
Revestimento (g):	1,0	intereixo	0,42 m	M <sub>d,máx</sub> (nervura)	6,233
Sobrecarga (q):	2,0	h <sub>Total</sub>	0,16 m	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,13
<b>Total (g+q)</b>	<b>5,3</b>	h <sub>Capa</sub>	0,04 m	A <sub>s</sub> adotada	4 ø 6,0 mm

Como não se verificam momentos negativos neste tipo de esquema estático, as espessuras  $a_z$  e  $a_{500}$  são desprezadas, resultando os dois métodos de verificação – Método de Hertz e Método dos 500°C – nos mesmos valores.

**Tabela 5 – Resistência dos materiais em situação de incêndio – lajes nervuradas trelaçadas**

TRRF	Armadura Positiva			Concreto			
	$\theta$ (°C)	$k_{s,\theta}$	$f_{yd,\theta}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	w (cm)	$f_{cd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$k_{c,\theta M}$	$f_{cd,\theta M}$ (kN/cm <sup>2</sup> )
<b>30</b>	370	0,960	57,60	16	2,08	1,00	2,08
<b>60</b>	550	0,540	32,40			1,00	2,08
<b>90</b>	720	0,118	7,08			1,00	2,08
<b>120</b>	800	0,110	6,60			1,00	2,08

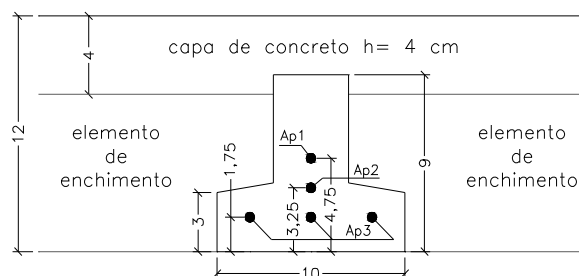
**Tabela 6 – Comparação entre momentos atuantes e resistentes – lajes trelaçadas**

Mom. Atuante (kN.m)	Momentos Resistentes (kN.m)								
	TRRF 30		TRRF 60		TRRF 90		TRRF 120		
	$x_{fi}$ (cm)	M <sub>fi</sub>	$x_{fi}$ (cm)	M <sub>fi</sub>	$x_{fi}$ (cm)	M <sub>fi</sub>	$x_{fi}$ (cm)	M <sub>fi</sub>	
M <sub>dx</sub>	3,80	1,09	9,15	0,62	5,22	0,13	<b>1,16</b>	0,13	<b>1,08</b>

### 4.3 Lajes nervuradas protendidas

No caso de lajes nervuradas protendidas, as barras de aço ficam todas contidas na seção de concreto e, geralmente, possuem um diâmetro igual a 4,0 mm, sendo a protensão executada no momento da moldagem.

O esquema estático adotado é o mesmo utilizado para lajes nervuradas treliçadas, com todos os bordos livres.



**Figura 5 – Esquema de lajes nervuradas protendidas**

O dimensionamento em situação ambiente e a verificação em situação de incêndio estão descritas nas Tabelas 7, 8 e 9. Para a obtenção dos esforços resistentes da seção, faz-se uma verificação em Estado Limite Último – ELU, na qual obtém-se a área de aço da seção, supondo uma seção T.

**Tabela 7 – Dimensionamento da laje nervurada protendida em situação ambiente**

Carregamentos	Valores (kN/m <sup>2</sup> )	Características Geométricas		Dimensionamento	
				Momentos (kN.m)	
Peso Próprio (g):	1,75	vão	4,00 m	M <sub>d,máx</sub> (faixa de 1m)	13,30
Revestimento (g):	1,00	intoreixo	0,50 m	M <sub>d,máx</sub> (nervura)	6,65
Sobrecarga (q):	2,00	h <sub>Total</sub>	0,12 m	A <sub>p</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,63
<b>Total (g+q)</b>	<b>4,75</b>	h <sub>Capa</sub>	0,04 m	A <sub>p</sub> adotada	5 ø 4,0 mm

**Tabela 8 – Resistência dos materiais em situação de incêndio – lajes nervuradas protendidas**

TRRF	Armadura Positiva				Concreto									
	$\theta$ (°C)	$k_{s,\theta}$	$f_{yd,\theta}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	w (cm)	$f_{cd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$k_{c,\theta M}$	$f_{cd,\theta M}$ (kN/cm <sup>2</sup> )							
30	A <sub>p1</sub>	100	0,98	125,44	12	2,08	1,00	2,08						
	A <sub>p2</sub>	220	0,92	117,76										
	A <sub>p3</sub>	350	0,78	99,84										
60	A <sub>p1</sub>	250	0,89	113,92			12	2,08	1,00	2,08				
	A <sub>p2</sub>	400	0,69	88,32										
	A <sub>p3</sub>	550	0,24	30,72										
90	A <sub>p1</sub>	400	0,69	88,32					12	2,08	0,98	2,04		
	A <sub>p2</sub>	500	0,26	33,28										
	A <sub>p3</sub>	700	0,15	19,20										
120	A <sub>p1</sub>	450	0,48	61,44							12	2,08	0,93	1,94
	A <sub>p2</sub>	600	0,21	26,88										
	A <sub>p3</sub>	750	0,12	15,36										

**Tabela 9 – Comparação entre momentos atuantes e resistentes – lajes protendidas**

Mom. Atuante (kN.m/1m)	Momentos Resistentes (kN.m)								
	TRRF 30		TRRF 60		TRRF 90		TRRF 120		
	$x_{fi}$ (cm)	$M_{fi}$	$x_{fi}$ (cm)	$M_{fi}$	$x_{fi}$ (cm)	$M_{fi}$	$x_{fi}$ (cm)	$M_{fi}$	
$M_{dx}$	3,86	0,97	6,05	0,52	<b>3,13</b>	0,32	<b>1,89</b>	0,24	<b>1,44</b>

## 5. Conclusões

Neste trabalho, foram verificadas lajes maciças e nervuradas treliçadas em concreto armado e lajes nervuradas em concreto protendido, a fim de se obter um comparativo entre estes tipos de lajes em diferentes situações de incêndio, definidas pela variação do TRRF.

Com isso, pode-se verificar que as lajes maciças se comportam bem em situação de incêndio para TRRF de até 90 minutos; já para TRRF de 120 minutos, os momentos resistentes da seção tornam-se inferiores aos momentos atuantes. Para as lajes nervuradas, devido ao baixo cobrimento das barras de armadura positiva e de protensão, desenvolvem-se nestas barras altas temperaturas, mesmo se considerarmos TRRF de 30 ou 60 minutos.

Com isso, pode-se concluir que para TRRF de 30 minutos, os três tipos de lajes se comportam bem, ou seja, resistem aos esforços atuantes; para o TRRF de 60 minutos, as lajes maciças e nervuradas treliçadas em concreto armado também resistem aos esforços atuantes, já a laje nervurada protendida não resiste a estes esforços.

Para TRRF de 90 minutos, apenas a laje maciça em concreto armado resiste aos esforços atuantes, sendo que os outros dois tipos perdem sua capacidade resistente. Já com TRRF de 120 minutos, nenhum dos tipos de laje aqui discutidos resistem aos esforços atuantes, segundo o método de verificação proposto.

Cabe salientar que com os métodos simplificados de verificação aqui empregados, obtém-se apenas a resistência estrutural da seção, não se obtendo os valores para estanqueidade e isolamento térmico, que se tornam necessários quando as lajes possuem função de compartimentação.

## Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432:2000 Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2001. 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2003 Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:2003 Ações e Segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988. Cap. 8 e 16.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Métodos Simplificados para o dimensionamento de estruturas de concreto sujeitas à flexão simples, em situação de incêndio. In: **Anais** (CD) do 47º Congresso Brasileiro do Instituto Brasileiro do Concreto. Recife, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design**. prEN 1992-1-2. Brussels, 2004. [Final Draft]

## ENTREVISTA – O PAPEL DA ENGENHARIA DE ALIMENTOS



Uma das engenharias que deve crescer muito na região de Jundiaí e no Brasil é a Engenharia de Alimentos, devido à falta de profissionais desta área.

A Revista Engenho entrevistou a

coordenadora do curso de Engenharia de Alimentos do Unianchieta, Nirse Ruscheinsky, para ver como é o curso e qual o papel deste profissional, com a intenção de informar a população sobre esta carreira.



### **Por que o Unianchieta abriu um curso de Engenharia de Alimentos?**

Porque a região de Jundiaí, bem como as regiões metropolitanas de São Paulo e de Campinas, carecem de profissionais especializados na área de alimentos. Foi para suprir essa demanda que o UniAnchieta criou o curso de Engenharia de Alimentos, objetivando suprir o mercado regional com profissionais qualificados e formados com visão técnico-científica.

Em primeiro lugar, o curso é destinado a quem gosta de alimentos. O curso também é direcionado a profissionais da área técnica relacionada e que estejam interessados em um curso superior na área, ou egressos do ensino médio que tenham interesse na área da industrialização de

alimentos, controle de qualidade e desenvolvimento de novos produtos alimentícios.

O curso tem duração de 5 anos, divididos em 10 semestres. E, como todo curso de engenharia, tem muita matemática, física e, principalmente, química e biologia. Com o avançar do curso, as disciplinas se tornam mais específicas e direcionadas para a área de alimentos e seus processos produtivos, mas o aluno também vai ter aulas de administração e economia, assim como de segurança do trabalho, direito e ética.



**A região oferece campo de trabalho para estes profissionais? Que tipos de indústria de alimentos existem na região?**

A região de Jundiaí engloba também os municípios de Várzea Paulista, Campo Limpo Paulista, Itupeva, Louveira e Cabreúva, os quais possuem diversas indústrias de alimentos de pequeno, médio e grande porte, direcionadas para os diversos ramos do processamento de alimentos, como Parmalat (derivados lácteos), Frigor Hans (derivados cárneos), Fini e Perfetti Van Melle (guloseimas), Sadia (Centro de Distribuição e Controle de Qualidade), Sara Lee (cafés), Fuchs, ISP e Emulzint (insumos), Coca Cola, Ambev e Ferráspari (bebidas), Castelo (vinagres e temperos), Palhinha (vinagres), Cereser (bebidas derivadas de uva), Nutrifoods (alimentos a base de cereais), Serra Leste (alimentos em pó), Cinalp (achocolatados em pó), Avícola Paulista (abatedouro de aves), Ricaeli e De Marchi (vegetais e derivados), dentre outras instaladas na região.

Jundiaí é conhecida como “terra da uva”, contudo, a maior parte do vinho da região ainda é feita de maneira artesanal. É possível criarem-se mais indústrias de vinho na região? Como o engenheiro de alimentos participaria desta mudança, se ela fosse

possível?

Hoje a produção brasileira de uva tem dois endereços principais: a região do cerrado, junto ao Rio São Francisco, e o Estado do Rio Grande do Sul. Na última estatística do IBGE, Jundiaí está em décimo segundo lugar em produção de uva.



Nirse Ruscheinsky, coordenadora do curso de Engenharia de Alimentos do UniAnchieta

Economicamente, Jundiaí também tem indústria, comércio e serviços, mas ainda usamos a agradável denominação “terra da uva” e, de certa forma, fazemos jus ao título, uma vez que a uva é destacadamente a principal lavoura da cidade, quase  $\frac{3}{4}$  da produção agrícola. Jundiaí (e também a região) é especializada na produção de uva Niágara branca ou rosada, que hoje chega a 95% da produção local. O município possui cerca de 25 milhões de pés da variedade Niágara rosada, o que transforma a região na maior

produtora de uvas de mesa do Brasil. Historicamente, a uva é o grande produto agrícola do município, com quase 2 mil hectares cultivados, apresentando uma produção anual média de 25 mil toneladas, dependendo das condições climáticas.

Como 95% da produção local são de uvas de mesa, a produção de vinhos finos fica restrita aos outros 5%, cuja produção ainda é predominantemente artesanal.

Por outro lado, uma das maiores indústrias de bebidas brasileiras está localizada em Jundiaí e é a maior fabricante nacional de vinhos de mesa, entre outros produtos derivados, tais como filtrados e destilados populares, tendo entre suas marcas a Sidra Cereser, Vinho Dom Bosco, Old Cesar 88, Chuva de Prata, Cortezano e Sucos Jussy.

Para incrementar ainda mais a indústria de vinhos em Jundiaí e região, é preciso primeiro investir no cultivo de variedades da espécie *Vitis vinifera*, tais como Syrah, Merlot, Carbenet Sauvignon, dentre outras, aumentando a produção das variedades de uva específicas para a produção de vinhos finos.

Neste sentido, há um esforço coletivo em curso na região para resgatar a tradição de produção de uva e de vinho no Estado de São Paulo. Esse é o objetivo do Projeto

Revitalização da Cadeia Vitivinícola Paulista: Sustentabilidade, Governança e Competitividade, que tem o financiamento do Fundo de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (Fapesp). Este projeto tem diversos parceiros, tendo à frente a Secretaria da Agricultura do Estado, com a atuação dos institutos de Economia Agrícola (IEA), de Tecnologia de Alimentos (ITAL) e o Agrônomo de Campinas (IAC), além da Coordenadoria de Assistência Técnica Integral (Cati) e da Agência Paulista de Tecnologia dos Agronegócios (Apta). Nesse projeto de incentivo e crescimento da cadeia vitivinícola da região, certamente os engenheiros de alimentos terão seu espaço garantido, desde a obtenção e transporte da matéria-prima, o processamento e produção, até a qualidade, distribuição e administração de toda a cadeia produtiva.

### **Qual a participação do engenheiro de alimentos em redes de supermercados, redes de *fast food* e outras redes de comércio? Há espaço para um engenheiro de alimentos no setor comercial?**

A formação dos engenheiros de alimentos é uma formação que visa preparar o profissional para atuar em todos os segmentos alimentícios, desde a obtenção da matéria-prima (agroindústrias), passando

pelo processamento, qualidade, desenvolvimento de novos produtos e tecnologias, transporte, distribuição e comercialização. Essa formação ampla e dinâmica abre espaço para que o engenheiro de alimentos atue também nos setores supermercadistas, redes de *fast-food* ou de *food-service*, dentre outros, atuando principalmente nos departamentos de qualidade destes setores, tratando-se de um mercado em expansão.

Outro mercado promissor, com boas expectativas, é a área comercial voltada à venda de insumos alimentícios (ingredientes, embalagens e outros itens que entram na formulação e produção de alimentos) e/ou equipamentos para indústrias processadoras de alimentos. Neste caso, a vantagem do profissional formado em Engenharia de Alimentos é a de ter os conhecimentos técnicos para aplicação e formulação dos insumos que fornece dentro das propostas e solicitações do cliente. O mesmo é aplicável quando se fala em venda de equipamentos ou projetos para indústrias.

Além disso, muitos cargos de direção em empresas do ramo alimentício são ocupados por engenheiros de alimentos graças à formação e direcionamento que estes profissionais recebem durante os 5 anos de curso.

O Brasil é conhecido como um grande exportador de alimentos. Hoje se fala de produtos alimentícios semiprocessados. O que são produtos semiprocessados e qual o papel do engenheiro de alimentos nessa produção?

Os alimentos semiprocessados também são conhecidos como alimentos minimamente processados, isso porque eles recebem apenas o mínimo de processamento necessário para que sua vida de prateleira seja estendida significativamente, sem, com isso, perderem de forma expressiva nas suas características sensoriais.

Os vegetais minimamente processados são alimentos ao mesmo tempo práticos e saudáveis. A horticultura brasileira é rica em produtos que potencialmente podem ser utilizados como minimamente processados, destacando-se a alface, a couve, a cenoura, o brócolis, entre outros, os quais apresentam grande aceitação pelos consumidores quando comercializados nessa forma, por questões de conveniência, qualidade e higiene. É um produto com maior valor agregado quando comparado a frutas e hortaliças compradas *in natura* e apresenta ainda outras vantagens para os consumidores, como a conveniência e 100% de aproveitamento do produto adquirido.

No Brasil, a venda de frutas, legumes

e verduras nas grandes redes de supermercados é responsável por 10% a 13% do faturamento total, o que tem levado a um aumento do espaço dedicado a estes produtos. Os produtos minimamente processados são alimentos que passam por lavagem, classificação, descascamento, corte e embalagem. Podem, em alguns casos, passar por um escaldamento e devem apresentar qualidade semelhante de produto fresco.

O engenheiro de alimentos pode atuar em toda a cadeia de produção dos alimentos minimamente processados, desde a escolha das melhores matérias-primas, passando pela aplicação dos tratamentos de processamento e distribuição até o ponto de venda. Mas, neste caso, o maior papel do engenheiro de alimentos está na qualidade do produto, uma vez que a proposta deste tipo de alimento é que ele já venha em condições de ser usado, sem necessidade de outra etapa de higienização doméstica.

### **É verdade que as guerras ajudaram no desenvolvimento de novas tecnologias de processamento de alimentos?**

É sabido que uma das grandes preocupações de guerra era a de manter os suprimentos de armamentos e de alimentos

para os soldados, tanto os do campo de batalha como os que ficavam na retaguarda. A tática de privar um povo de alimentos, impedindo sua população de se alimentar, também foi usada como estratégia dos alemães durante a 2ª Guerra Mundial. Muitos dos prisioneiros de guerra que eram tomados por escravos morreram de fome durante a guerra porque os poucos alimentos que chegavam eram primeiro distribuídos aos combatentes.

Muitas tecnologias para produção de alimentos industrializados surgiram durante as guerras como forma de buscar alternativas à escassez de alimentos causada por estas. Como curiosidade, podemos citar um exemplo de alimento desenvolvido para atender as necessidades das guerras: o leite condensado.

A história conta que na Guerra de Secessão nos EUA (1861-1865) o leite consumido pelos combatentes no *front* era levado até eles através de tração animal, o que era um problema, pois o leite estragava-se no transporte. O calor aumenta a perecibilidade do leite, e precisavam achar uma maneira de levar o leite do quartel até o *front* de batalha sem que ele estragasse.

A solução encontrada foi mudar o "pH" do produto, já que em índices mais baixos (ácido) o leite se conservava por mais

tempo. As vantagens obtidas foram: maior tempo de conservação do produto, o leite tornou-se mais energético e o custo do produto permaneceu baixo. Estava inventado, acidentalmente, o primeiro leite condensado. Porém, o produto não foi patenteado.

Coincidentemente ou não, quatro anos antes, o norte-americano Gail Borden tentava desidratar o leite comum, quando descobriu que, antes de se transformar em leite em pó, o produto se transformava em leite condensado. O leite condensado (sem açúcar) inventado por Borden foi patenteado em 1856, mas só foi valorizado quando estourou a Guerra de Secessão nos EUA, quatro anos depois. Transportando leite em pó e leite condensado para as tropas – e depois colocando esses produtos no mercado – Gail Borden ficou rico. Originalmente o leite condensado era feito para ser diluído em água para ser consumido como leite já açucarado. Depois, durante a 2ª Guerra Mundial, o leite condensado adoçado foi usado para suprir a falta de leite e de açúcar.

A falta de alimentos durante as guerras fez despertar tanto interesse pela produção e industrialização de alimentos que em 1946, após a 2ª Guerra Mundial, foi criada a FAO (Organização das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação),

acreditando-se que a conjunção dos fatores paz e alimentos em abundância poderia garantir a segurança alimentar. Assim, a organização nascia para fomentar a produção agrícola e garantir a segurança alimentar de todos.