

Reinforced concrete ribbed slabs with wide-beam

Lajes nervuradas de concreto armado com viga-faixa



P. V. P. SACRAMENTO ^a
paulo.sacramento@ifap.edu.br

M. S. PICANÇO ^b
marcelosp@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA ^b
denio@ufpa.br

Abstract

Ribbed slabs have been widely used in buildings due to their many advantages, especially the decrease of concrete below the neutral line. This paper presents an experimental and computational study on ribbed slabs with wide-beam, two one-way slabs and two two-way slabs, with variable depths were tested to evaluate their resistance to punching and shear strength of slabs. Experimental and computational results showed that the wide-beam ribs connection is a critical point in the design of the slabs due to the difference in stiffness in the transition zone. Best results for the ultimate load estimates for ribs were provided by EC 2 (2004), while estimates of ACI 318 (2008) and NBR 6118 (2014) were respectively conservative and unsafe. Test results on slabs also revealed that the Brazilian alternative to analysis ribbed slabs as solid ones failed to give satisfactory results.

Keywords: ribbed slabs, reinforced concrete, ribs, wide-beam.

Resumo

As lajes nervuradas têm sido largamente utilizadas devido às suas diversas vantagens, especialmente à redução de concreto abaixo da linha neutra. Este artigo apresenta um estudo experimental e computacional sobre lajes nervuradas com viga-faixa, sendo duas bidirecionais e duas unidirecionais, ensaiadas para avaliar a resistência à punção e ao cisalhamento das lajes. Os resultados, tanto experimentais como computacionais, mostraram que a ligação viga-faixa-nervuras é um ponto crítico de projeto devido à diferença de rigidez na zona de transição. Os melhores resultados para estimar a resistência última das lajes foi fornecido pelo EC 2 (2004), enquanto as estimativas da ACI 318 (2008) e da NBR 6118 (2014) foram, respectivamente, conservadoras e contra a segurança. Os resultados dos testes também mostraram que a recomendação da norma brasileira em adotar procedimentos de análise das lajes nervuradas como lajes maciças não forneceram resultados satisfatórios.

Palavras-chave: lajes nervuradas, concreto armado, nervuras, viga-faixa.

^a Edificações, Instituto Federal do Amapá, Macapá, AP, Brasil;

^b Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

Uma das definições mais importantes na etapa concepção de projeto de edificações é o tipo de laje a ser utilizado, uma vez que as lajes representam um consumo significativo de concreto no caso de edifícios de múltiplos pavimentos. De acordo com Schwetz [1] no caso de lajes maciças o volume de concreto pode equivaler a dois terços do volume total da obra. Neste contexto, as lajes nervuradas representam uma boa opção, pois de acordo com Macgregor [2], a relação entre a distribuição dos esforços de cisalhamento e momento fletor e o tamanho do vão da laje são parâmetros importantes para a escolha do tipo de laje. Para grandes vãos (a partir de 6 m) a espessura de uma laje plana necessária para transmitir os esforços de cisalhamento da laje ao pilar excede a espessura necessária para resistir aos esforços de flexão e, a fim de reduzir o consumo de material e diminuir os momentos na laje devido ao peso próprio, parte do concreto no meio do vão pode ser eliminada e a espessura na região dos apoios deve ser mantida. As principais vantagens deste tipo de laje são o menor volume de concreto, embora apresente maior altura total que a laje maciça, diminuição do peso próprio e o aprimoramento do sistema de fôrmas para moldagem, facilitando a montagem e agilizando a obra. Mas este sistema também apresenta desvantagens, principalmente quanto à sua baixa rigidez e ductilidade se usado em áreas sísmicas, como mencionam Climent e Ávila [3], e redução da estabilidade global aos esforços horizontais, diminuindo o efeito de diafragma rígido.

A mesa de compressão que solidariza as nervuras funciona como abas de uma viga T – por isso chamada de mesa colaborante – enrijecendo as nervuras na região de momento positivo da laje. Porém, na região de momentos negativos, normalmente na região dos apoios, onde a capa de concreto estaria tracionada, torna-se inviável o uso de uma região nervurada do ponto de vista da segurança da ligação, sendo recomendável enrijecê-la. Este enrijecimento pode ser realizado através de alternativas como ábacos, capitéis ou a inserção de vigas-faixa de concreto armado que interligam os pilares. O uso de vigas-faixa tem se mostrado bem aceitável pelos projetistas de estruturas, pois proporcionam um único horizonte de fôrmas e escoramen-



Figura 1
Enrijecimento da ligação laje-pilar através de viga-faixa

to, sem contar a facilidade do embutimento de tubulações horizontais na parte inferior da laje. Em alguns casos de projeto é necessário aumentar a altura da viga-faixa com o objetivo de evitar flechas excessivas no vão, evitar a verificação à punção e combater momentos fletores elevados na ligação laje-pilar. A Figura 1 mostra um tipo de enrijecimento utilizando viga-faixa. Esta situação que considera a variação da altura da viga-faixa ainda é pouco abordada na literatura. Alguns estudos realizados, como Lau e Clarck [4], avaliaram o desempenho de lajes nervuradas uni e bidirecionais com vigas-faixas, analisando o comportamento da ligação viga-faixa-pilar e da ligação viga-faixa-nervuras quando ocorrem variações na profundidade da viga-faixa. Por fim, são apresentadas algumas conclusões a respeito deste tipo de laje submetidas a altos valores de carregamento.

1.1 Justificativa

Apesar do sistema convencional ainda ser largamente utilizado, o emprego de sistemas estruturais com lajes nervuradas apoiadas em vigas-faixa tem sido intenso no Brasil, principalmente nos casos de edificações onde é necessário vencer grandes vãos. Isso torna evidente a realização de pesquisas nesta área, buscando-se avaliar, por exemplo, o comportamento da região maciça e o espaçamento entre as nervuras, que usualmente geram dúvidas na fase de projeto, pois as próprias recomendações normativas, como é o caso da NBR 6118 [5], negligenciam os efeitos da torção nas nervuras e da concentração de tensões na ligação nervura-região maciça, como descrito nos trabalhos de Soares [6], Souza [7], Albuquerque [8] e Souza [9]. A norma brasileira de projeto, por exemplo, propõe que as verificações das lajes nervuradas sejam feitas ora admitindo as considerações de lajes maciças ora admitindo as considerações de viga, baseando-se nos limites de espaçamento entre as nervuras. Todavia, pesquisas como a de Al-Bayati [10] têm demonstrado que as verificações sugeridas para este sistema, baseadas nos conceitos de uma laje maciça, não são totalmente aplicáveis, pois as dimensões da viga-faixa implicam diretamente no tipo de ruptura da laje, podendo, em alguns casos, ocorrer uma ruptura por punção na ligação viga-faixa-pilar, o que seria um delimitador de projeto para lajes nervuradas, já que essas faixas são dimensionadas apenas para resistir ao momento fletor e esforço cortante.

2. Recomendações normativas

2.1 Aspectos gerais sobre lajes nervuradas

2.1.1 ACI 318 (2008)

A norma americana ACI 318 [11] define alguns parâmetros básicos sobre disposições construtivas acerca de lajes nervuradas. Esta norma recomenda que as nervuras devam ter largura (b_w) não maior que 100 mm, altura de, no máximo, 3,5 vezes a largura mínima da nervura e espaçamento entre as faces das nervuras (s) não maior que 750 mm. A espessura da mesa deve ter no mínimo 37,5 mm e no máximo obedecer a relação ($s/12$), ou seja, poderá ter valor máximo de 62,5 mm de espessura.

2.1.2 Eurocode 2 (2004)

As recomendações acerca das lajes nervuradas propostas pela

EC2 [12] incluem alguns critérios que dizem respeito ao tratamento das lajes. Quando as nervuras e a mesa da laje nervurada tiverem rigidez suficiente à torção, não será necessário que estes elementos sejam verificados separadamente. No entanto, as recomendações de verificação para lajes maciças poderão ser aplicadas, considerando que os dois tipos de laje terão comportamento similar. Esta afirmação será válida quando as seguintes condições forem obedecidas:

- O espaçamento das nervuras (s_n) não deve exceder 1500 mm;
- A altura da nervura (h), considerada da superfície inferior até à mesa, não deve ultrapassar quatro vezes sua largura;
- A altura da mesa (h_p) deve ter, no mínimo, $s_n/10$ ou 50 mm, sendo escolhido sempre o maior valor entre eles.

2.1.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

As recomendações da norma brasileira NBR 6118 [5] são bem sucintas em relação às lajes nervuradas. Quanto às recomendações de projeto, a norma estabelece algumas condições, conforme descritas a seguir:

- No caso em que o espaçamento entre os eixos das nervuras (l) for menor ou igual a 650 mm, a verificação da flexão na mesa pode ser dispensada, podendo-se adotar os critérios de laje na verificação do cisalhamento na região das nervuras;
- Quando o espaçamento entre os eixos das nervuras (l) estiver compreendido entre 650 e 1100 mm, a flexão na mesa deve ser verificada e as nervuras devem ser dimensionadas como vigas. A verificação como laje pode ser ainda realizada caso o espaçamento entre as nervuras for até 900 mm e a largura média das nervuras for maior que 120 mm;
- Quando o espaçamento entre eixos de nervuras (l) for maior que 1100 mm, a mesa deve ser verificada como laje maciça, apoiada sobre vigas, obedecendo os limites mínimos de espaçamento.

2.2 Resistência ao cisalhamento

2.2.1 ACI 318 (2008)

Esta norma sugere que a resistência ao cisalhamento seja considerada como a média das tensões cisalhantes que atuam através da seção transversal $b_w \cdot d$. Para elementos sem armadura de cisalhamento a resistência da peça é governada apenas pela resistência à compressão do concreto na seção considerada. No caso de elementos com armadura de cisalhamento, a resistência da peça é dada pela parcela da resistência do concreto acrescida da resistência da armadura transversal. Logo, a resistência ao cisalhamento de uma peça de concreto armado constituída de armadura transversal é calculada conforme a Equação 1.

$$\phi \cdot V_n \leq V_c + V_s \quad (1)$$

Onde,

V_n = resistência nominal ao cisalhamento reduzida pelo fator ϕ ;
 V_c = resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto, calculado conforme a Equação 2, de forma simplificada, válida para membros submetidos à combinação de momento fletor e cisalhamento apenas;
 V_s = resistência proveniente da armadura transversal de cisalhamento, calculada conforme a Equação 3 (estribos dispostos verticalmente) e 4 (estribos inclinados).

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

Em que,

f'_c = resistência à compressão do concreto limitada em 70 MPa;

b_w = largura da seção considerada;

d = altura útil da seção.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (3)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{s} \quad (4)$$

Em que,

A_v = área da armadura transversal;

f_{yt} = tensão de escoamento da armadura transversal;

α = ângulo de inclinação da armadura transversal;

s = espaçamento entre os estribos.

2.2.2 Eurocode 2 (2004)

Esta norma recomenda que em regiões onde a verificação atenda a condição demonstrada na Equação 5, a parcela resistente da armadura de cisalhamento pode ser desprezada, sendo necessário, contudo, prever uma armadura mínima transversal. Logo a resistência ao cisalhamento de uma peça de concreto sem armadura de cisalhamento pode ser calculada de acordo com a Equação 6.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (5)$$

$$V_{Rd,c} = 0.18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

Onde,

V_{Ed} = força de cisalhamento provocada pelo carregamento externo;

$\xi = \left(1 + \sqrt{200/d}\right) \leq 2.0$ com o valor de d em mm;

ρ_l = taxa de armadura longitudinal, não maior que 0,02;

Quando a condição imposta na Equação 6 não for satisfeita, ou seja, quando a parcela resistente $V_{Rd,c}$ não for suficiente para suportar os esforços de cisalhamento externos, uma armadura de cisalhamento deve ser adicionada. Neste caso, a parcela resistente da armadura de cisalhamento pode ser calculada de acordo com a Equação 7 ou 8, para estribos verticais ou inclinados, respectivamente.

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7)$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (8)$$

2.2.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para a verificação de lajes maciças ou nervuradas sem armadura de cisalhamento, a resistência ao cisalhamento pode ser calculada de acordo com a Equação 9.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (9)$$

Onde,

$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$;

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

$f_{ctk,inf}$ = a resistência característica à tração do concreto com o valor inferior;

$k = 1,6 - d$, com o valor de d em metros;

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \text{ onde } A_{s1} \text{ é a área da armadura de tração;}$$

b_w = a largura mínima da seção ao longo da altura útil d .
É necessário que a diagonal comprimida do concreto (biela) também seja verificada. Para isto, a norma recomenda que a resistência da biela seja calculada de acordo com a Equação 10.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \tag{10}$$

Sendo, $\alpha_{v1} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$

Quanto à ruptura por tração diagonal do concreto a norma recomenda que a parcela resistente para absorver a força cortante em elementos sem armadura de cisalhamento seja calculada de acordo com a Equação 11. Neste caso, a parcela resistente refere-se à seção na flexão simples ou flexo-tração, com a linha neutra cortando a seção. Quando se fizer necessário a utilização de armadura de cisalhamento, a parcela resistente desta armadura transversal pode ser calculada de acordo com a Equação 12.

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d \tag{11}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_s}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \tag{12}$$

Onde,

V_{c0} = ao valor de referência para V_c , que representa a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça;

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica à tração do concreto com o valor inferior;

b_w = largura mínima da seção ao longo da altura útil d .

V_{sw} = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

s = espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} = resistência ao escoamento de cálculo do aço da armadura transversal;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

2.3 Resistência à punção

2.3.1 ACI 318 (2008)

Esta norma assume que as tensões de cisalhamento atuantes nas duas direções da seção de uma laje é função da resistência à compressão do concreto e da relação das dimensões do pilar com a altura útil da laje. Essa verificação das tensões cisalhantes deve ser realizada em uma região distanciada $\frac{1}{2}$ das faces do pilar, considerado como o perímetro crítico b_0 em que as tensões atuam (Figura 2). A resistência à punção V_c pode ser calculada de acordo com as Equações 13, 14 e 15, sendo adotado o menor valor.

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \tag{13}$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \tag{14}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \tag{15}$$

Onde,

β_c = razão entre o maior e o menor lado do pilar;

f'_c = resistência à compressão do concreto ≤ 70 MPa;

d = altura útil da laje;

b_0 = perímetro crítico em torno do pilar;

α_s = constante que varia de acordo com o número de lados inseridos na seção crítica da laje (40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto).

2.3.2 Eurocode 2 (2004)

A norma europeia propõe um modelo para a verificação da punção no estado limite último, correspondente ao esforço resultante de uma carga concentrada em uma área relativamente pequena. Essa área ao redor da carga é delimitada por um perímetro, chamado de perímetro de controle u_1 . A norma recomenda que ele pode ser tomado a uma distância $2d$ da face da área carregada (Figura 2).

A verificação da resistência à punção de uma laje de concreto armado sem armadura de punção deve ser realizada, segundo esta norma, em uma seção de controle e pode ser calculada de acordo com a Equação 16. Nesta equação, os valores de ξ e ρ_l são limitados a fim de evitar resultados que possam comprometer a segurança da seção crítica de cálculo.

$$V_{Rd,c} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \tag{16}$$

Onde,

$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2,0$ com o valor de d em mm;

ρ_l = taxa de armadura longitudinal, não maior que 0,02;

f_{ck} = resistência à compressão do concreto em MPa;

u_1 = perímetro de controle, calculado a partir de $2d$ da face do pilar;

d = altura útil da laje.

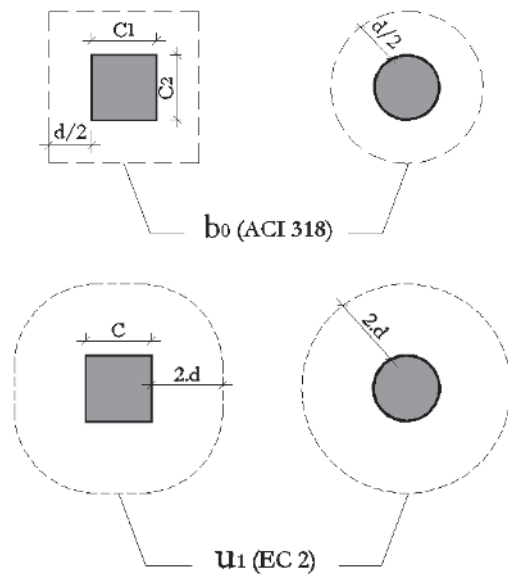


Figura 2
Perímetros de controle segundo as normas ACI 318 [11] e EC 2 [12]

Tabela 1

Principais características das lajes

Laje	$l_x = l_y$ (mm)	c (mm)	f_{ck} (MPa)	h_{wb} (mm)	d_{wb}^* (mm)	d^{**} (mm)	ρ_x (%)	ρ_y (%)	Armadura de cisalhamento nas nervuras
L1	2200	200	31	150	115	115	1,06	0,74	TR 8644 Belgo
L2				150	115			0,74	
L3				200	176			0,48	
L4				250	226			0,38	

* altura útil da viga-faixa; ** altura útil das nervuras.

2.3.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

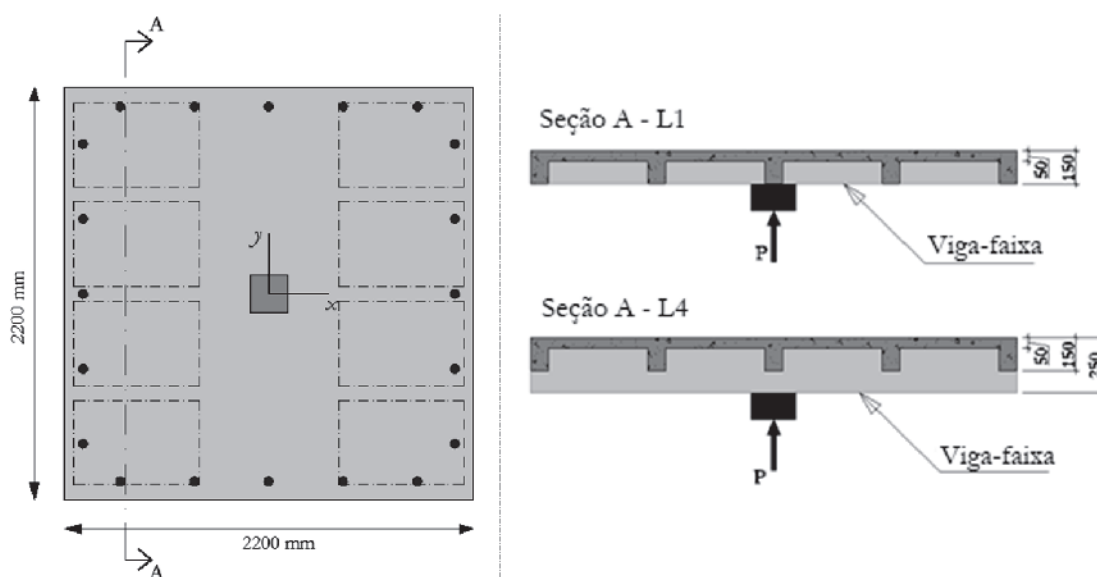
A norma brasileira, no que diz respeito ao cálculo da resistência à punção de lajes de concreto armado, considera basicamente os mesmos critérios adotados pela norma de projeto EC 2 [12], diferenciando-se apenas por não limitar o valor do size effect (ξ), considerando que para valores maiores que 2,0 ocorre o acréscimo na capacidade resistente à punção, e o valor da taxa de armadura de flexão (ρ) não é limitado em 0,02.

3. Programa experimental

3.1 Características e monitoramento das lajes

A fim de avaliar o comportamento estrutural e a resistência última de lajes nervuradas com viga-faixa foram moldadas quatro lajes, apoiadas sobre pilares quadrados com lado igual a 200 mm e espessura de 50 mm posicionados no centro das lajes. Estas lajes foram quadradas com lado igual a 2200 mm e espessura constante igual 150 mm. As dimensões adotadas para as lajes foram definidas de acordo com a idealização da distribuição do momento fletor negativo na região ao redor do pilar, onde ocorrem os momentos fletores máximos e as tensões máximas de cisalhamento.

Duas lajes foram apoiadas nas duas bordas da direção x apenas, com aplicação de carga no centro (lajes unidirecionais). As outras duas lajes foram apoiadas no centro (pilar) e o carregamento foi aplicado nas quatro bordas (lajes bidirecionais). A escolha por duas lajes de cada modelo foi considerada nesta pesquisa como um número adequado para avaliar o comportamento de lajes nervuradas com viga-faixa, embora uma quantidade maior de elementos pudesse proporcionar mais informações sobre o assunto. A principal variável neste trabalho foi a variação da altura da viga-faixa (h_{wb}), sendo sua largura constante igual a 750 mm. Inicialmente a viga-faixa possuía 150 mm de altura variando até 250 mm. As nervuras foram dispostas apenas em uma direção, com largura igual a 80 mm e altura igual a 100 mm cada, com espaçamento entre eixos de nervuras (s) igual a 530 mm, conectadas por uma mesa com espessura igual a 50 mm. É importante ressaltar que o espaçamento entre as nervuras foi adotado como inferior ao mínimo exigido pelas normas avaliadas para que as nervuras não sejam verificadas como vigas e sim como lajes, sendo $s \leq 65$ mm para NBR 6118, $s \leq 1500$ mm para EUROCODE e $s \leq 1500$ mm para ACI 318. Três lajes possuíam armadura de cisalhamento nas nervuras do tipo TR 8644 com inclinação α igual a $38,6^\circ$, a qual é comercializada pela empresa Belgo. A Tabela 1 apresenta os dados gerais das quatro lajes e a Figura 3 mostra a planta baixa e os cortes das lajes.

**Figura 3**

Dimensões das lajes da série em estudo

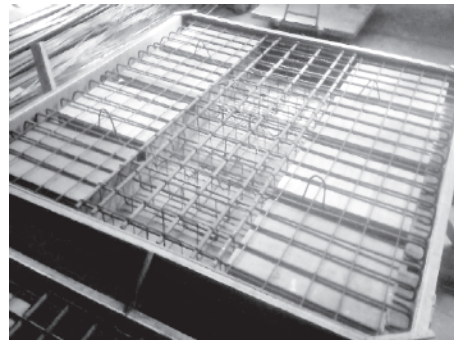
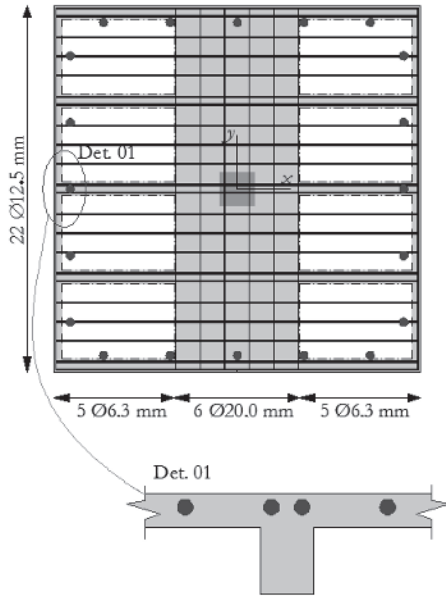


Figura 4
Detalhes da armadura de flexão das lajes

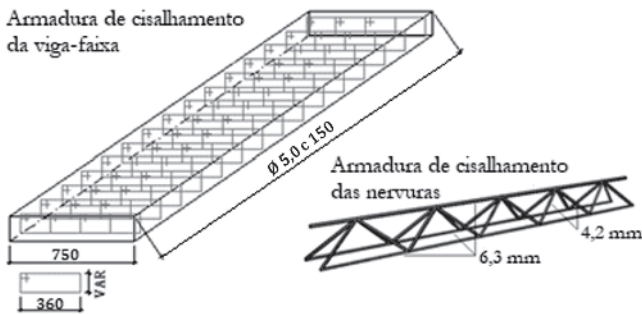


Figura 5
Armaduras de cisalhamento utilizadas nas lajes

A armadura de flexão das lajes foi composta por barras de aço do tipo CA-50 de diâmetro 12,5 mm e 20,0 mm, distribuídas na parte superior da laje. As barras de aço de 12,5 mm foram dispostas na

direção das nervuras (direção x) da laje e as barras de aço de 20,0 mm dispostas na direção da viga-faixa (direção y). A Figura 4 mostra um esquema do posicionamento das barras nas lajes e uma das lajes com armação pronta. Como armadura de distribuição foram utilizadas barras do tipo CA-50 de diâmetro igual a 6,3 mm. Em cada lado paralelo à viga-faixa foram posicionadas cinco barras de aço, totalizando dez barras de 6,3 mm em cada laje.

Apenas três das quatro lajes possuíram armadura de cisalhamento nas nervuras. Esta armadura foi do tipo treliçada, denominada TR-8644-Belgo, comercializada pela empresa Arcelor Mittal. Esse tipo de armadura de cisalhamento é largamente utilizado em fabricação de vigotas treliçadas e pré-lajes treliçadas. As barras que a compõem são todas do tipo CA-60, sendo formadas por uma barra longitudinal superior (6,3 mm), duas barras longitudinais inferiores (6,3 mm), separadas por uma altura (h) de 80 mm, ligadas por estribos (4,2 mm) em forma sinusoidal, apresentando um ângulo de inclinação de 38,6°. A Figura 5 mostra uma perspectiva da armadura de cisalhamento.

Foram também utilizadas armaduras de cisalhamento na viga-faixa,

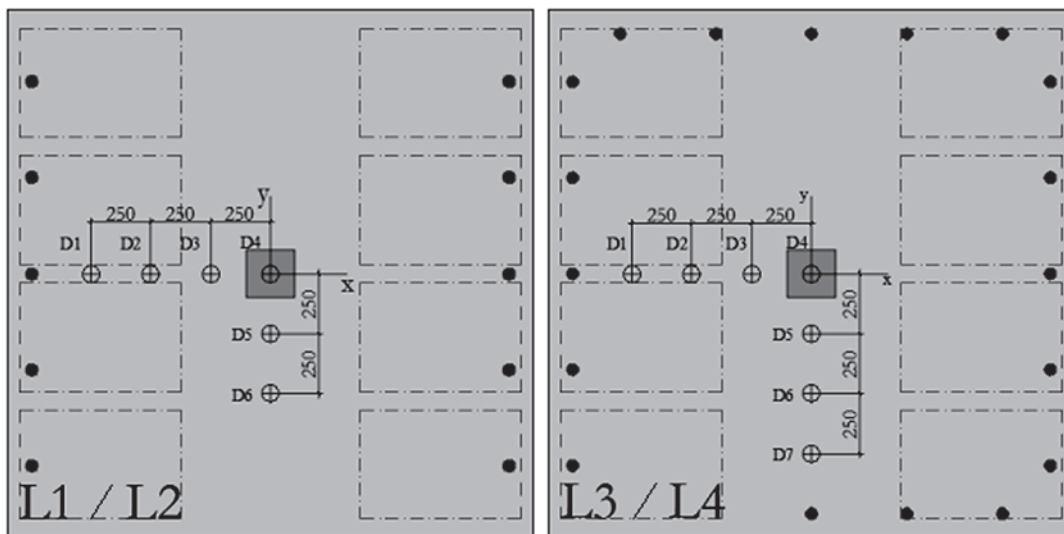


Figura 6
Posicionamento dos defletômetros digitais nas lajes

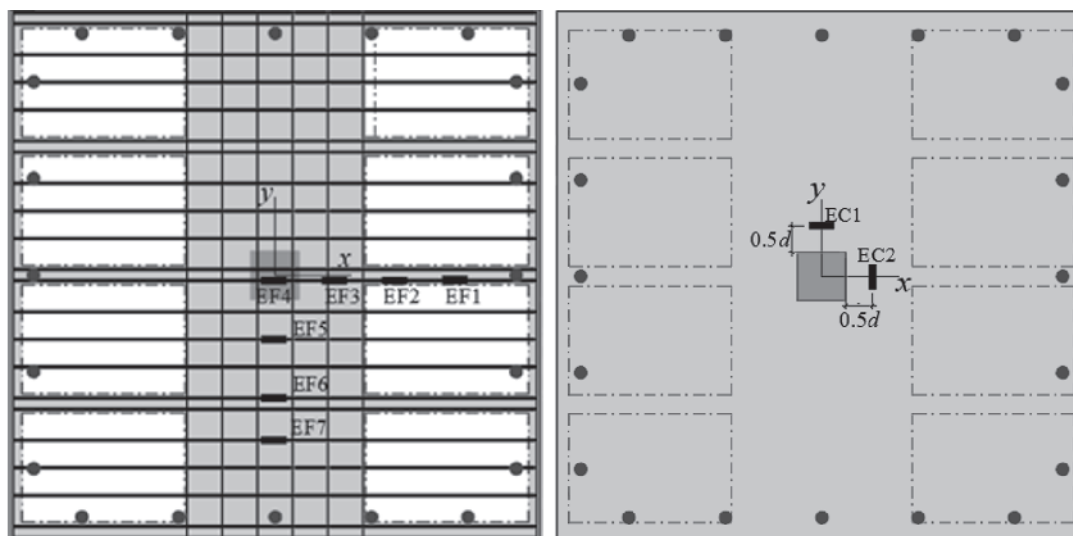


Figura 7
Posicionamento dos extensômetros na armadura e no concreto

composta por barras de aço do tipo CA-60, com diâmetro igual a 5,0 mm. Elas foram posicionadas ao longo da viga-faixa, com espaçamento de 150 mm entre si. Essa armadura foi utilizada a fim de simular com mais precisão o comportamento da estrutura real, visto que, em uma situação de projeto, essa armadura normalmente é dimensionada para absorver os esforços de cisalhamento. A colocação dessa armadura sem dúvidas contribuiu para aumentar a resistência à punção da ligação viga-faixa-pilar e transmitindo ainda mais a responsabilidade para as nervuras. A Figura 5 mostra um esquema do posicionamento dessa armadura na viga-faixa.

Para investigar os deslocamentos verticais, foram utilizados no total seis defletômetros nas lajes unidirecionais e sete nas lajes bidirecionais. Nas lajes unidirecionais foram dispostos quatro na direção x e dois na direção y . Nas lajes bidirecionais foram utilizados quatro na direção x e três na direção y , espaçados a 250 mm entre si (Figura 6). As deformações tanto nas armaduras quanto no concreto foram monitoradas através de extensômetros elétricos de resistência. Nas armaduras de flexão foram utilizados extensômetros do tipo PA-06-125AA-120L, F.S fabricados pela EXCEL Sensores Ind. Com. Exp. Ltda, posicionados na parte lateral da barra, orientados paralelamente ao eixo longitu-

dinal, a fim de minimizar resultados provenientes dos efeitos de flexão localizada nas barras de aço. Já os extensômetros usados na superfície do concreto foram posicionados a uma distância $1/2$ da face do pilar, valor considerado dentro da região crítica segundo a norma ACI 318 [10]. Os extensômetros do concreto foram fixados tangencialmente ao pilar, sendo um na direção x e outro na direção y (Figura 7).

Foram adotados dois sistemas de ensaio para os testes das lajes. O primeiro foi utilizado para as lajes unidirecionais L1 e L2, em que o carregamento foi aplicado no centro com os apoios na extremidade da direção das nervuras. O segundo, para o ensaio das lajes bidirecionais L3 e L4, considerou o carregamento aplicado nas bordas com o apoio no centro da laje (Figura 8). O objetivo do segundo modelo de ensaio foi controlar o carregamento nas bordas, considerando a relação $P_{\text{viga-faixa}}/P_{\text{nervuras}}$ igual a 2, sendo P a carga aplicada durante o ensaio.

4. Resultados experimentais

4.1 Deslocamentos verticais

De acordo com a Figura 9, é possível notar que a laje L1 apresentou

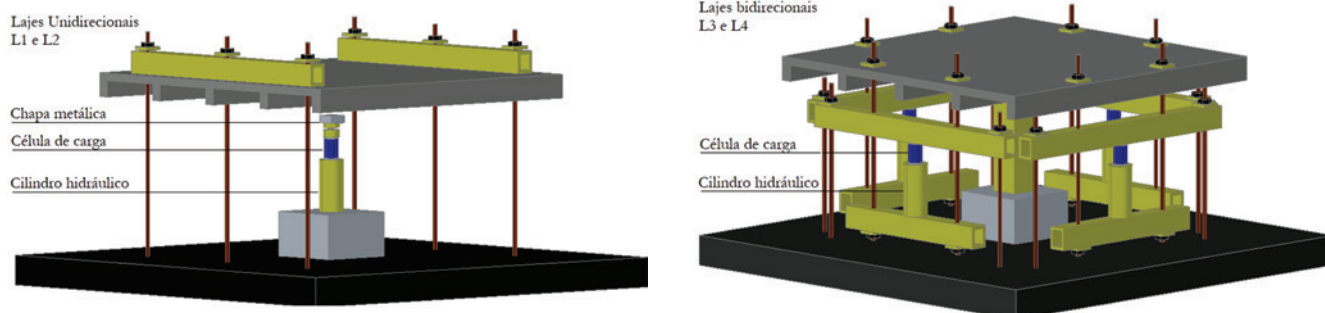


Figura 8
Sistema de ensaio

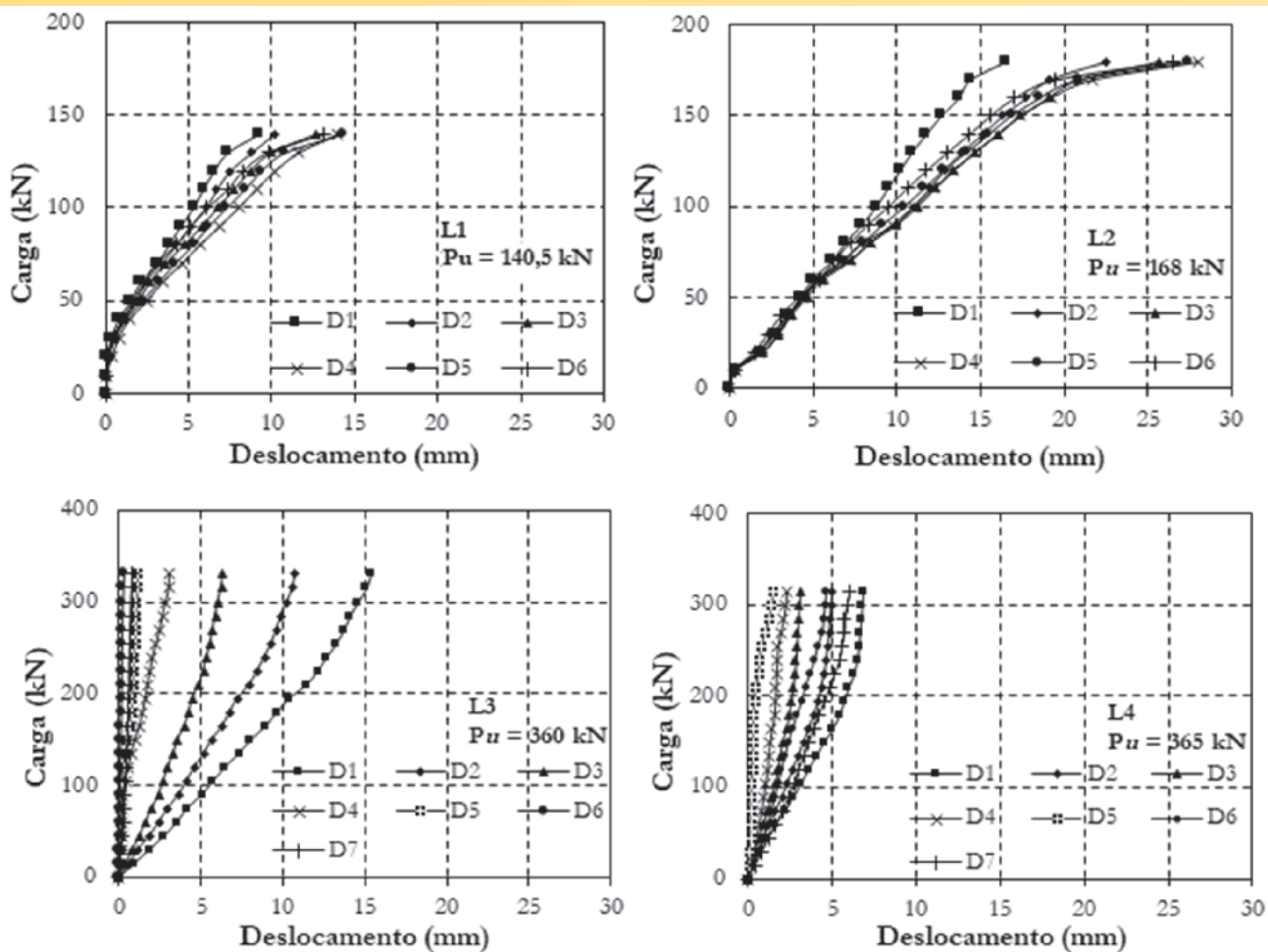


Figura 9
Deslocamentos das lajes

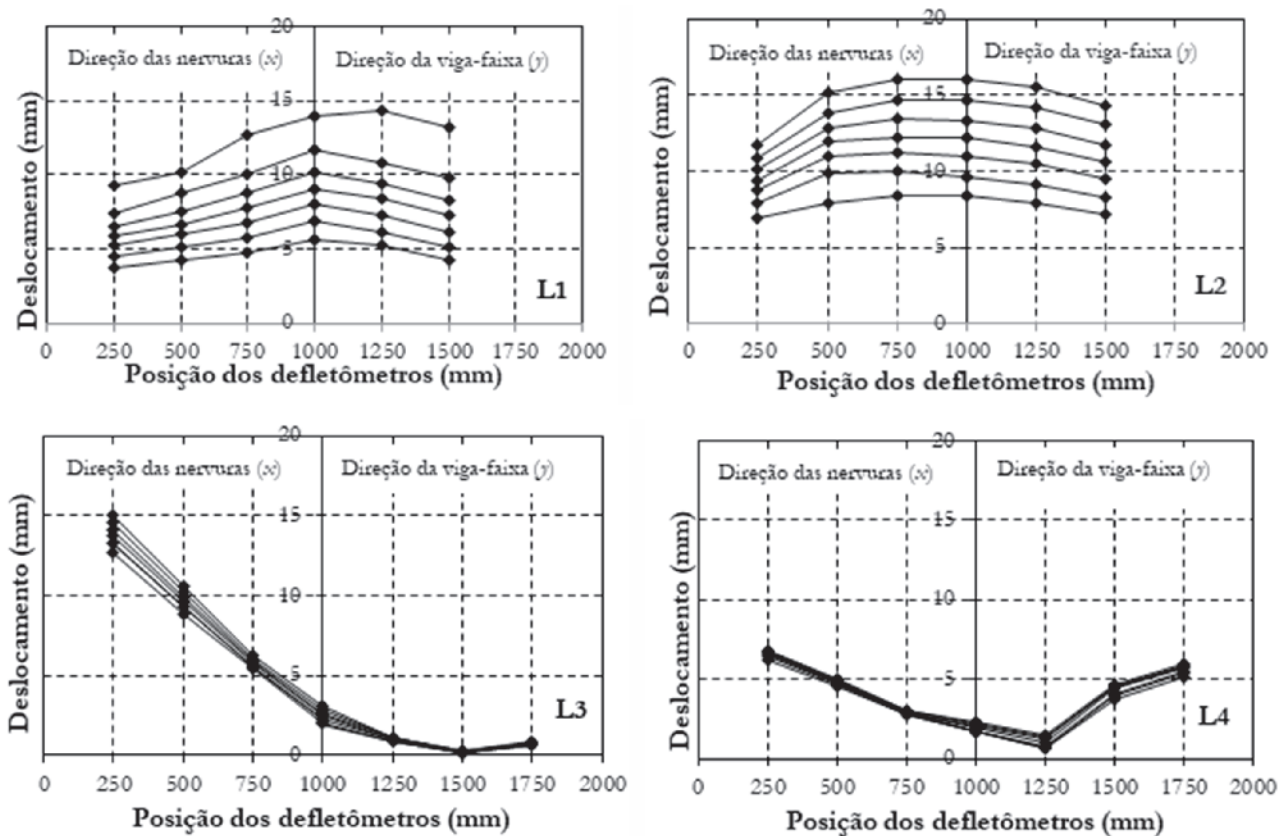


Figura 10
Deslocamentos ao longo do comprimento das lajes

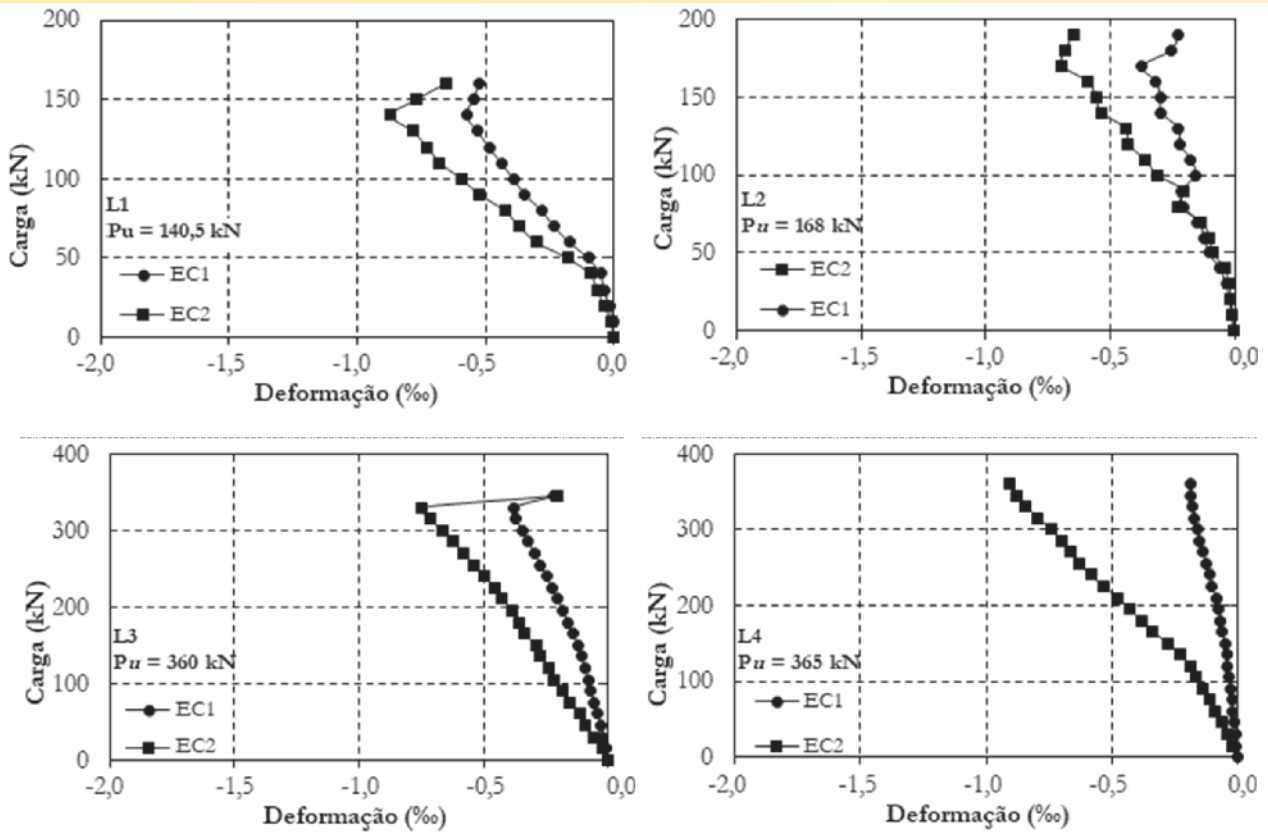


Figura 11
Deformações do concreto das lajes

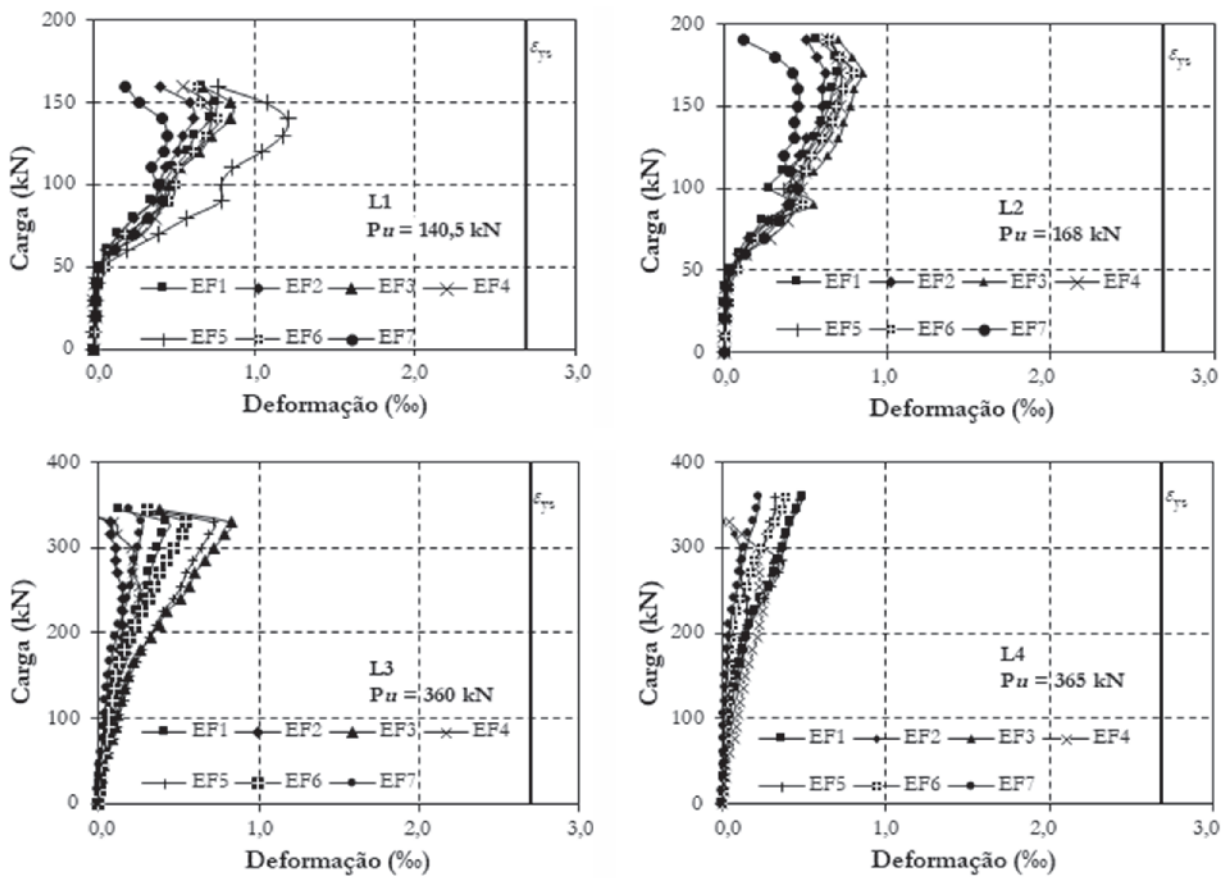


Figura 12
Deformações da armadura de flexão das lajes

deslocamentos menores para um mesmo nível de carregamento em relação à laje L2. Essa diferença no comportamento pode ser associada à presença das treliças nas nervuras nesta última laje, o que permitiu um nível maior de deslocamentos antes da ruptura. Em relação aos deslocamentos das lajes bidirecionais, foi possível notar que a laje com viga-faixa de altura menor, neste caso a laje L3, apresentou deslocamentos maiores em relação à laje L4, a qual possuía uma viga-faixa com altura 50 mm maior que a L3. Isto é coerente, pois a laje com maior área de concreto da seção transversal apresenta um momento de inércia maior e, conseqüentemente, uma rigidez maior aos deslocamentos. É interessante ressaltar que, no caso das lajes bidirecionais, o carregamento era aplicado nas bordas e não no centro. Portanto, isto explica os maiores deslocamentos registrados pelos defletômetros mais afastados do centro da laje. Estes resultados de deslocamentos

das lajes comprovam que o aumento da altura da viga-faixa em lajes nervuradas de concreto armado durante as definições de projeto evita flechas excessivas. No entanto, este aumento apresenta outras implicações na laje principalmente no que diz respeito à resistência ao cisalhamento das nervuras. Esta última situação, em geral, não é observada em diversos casos de projeto, pois na maioria das vezes o espaçamento entre as nervuras é definido dentro do intervalo recomendado pelas normas de projeto, em que a resistência ao cisalhamento das nervuras como vigas não precisa ser verificada e os critérios de laje maciça podem ser adotados para a região nervurada.

Os deslocamentos ao longo do comprimento das lajes, nas duas direções, para valores de carga próximos da ruptura também foram representados, conforme mostra a Figura 10. De acordo com os resultados dos deslocamentos das lajes unidirecionais pôde-se observar que eles foram maiores na região central da laje. Isto porque o carregamento foi aplicado no centro da laje, com as bordas apoiadas. Todas as duas lajes atingiram os limites de deslocamentos permitidos pelas normas de projeto em análise (NBR e EC, com $//250$ e ACI com $//350$). A laje L2, por exemplo, que apresentou um comportamento mais dúctil pela presença de armadura de cisalhamento nas nervuras, chegou a dobrar o valor da flecha limite. Sob análise dos requisitos de conforto para uma edificação, pode-se afirmar que a laje L2 atingiu o Estado Limite de Serviço (ELS). Do ponto de vista da segurança da edificação, isto é, em relação ao Estado Limite Último (ELU), os resultados permitem avaliar que há indícios de que a presença de armadura de cisalhamento nas nervuras possibilitou observar a formação do mecanismo de ruptura, dando sinais visíveis da iminência do colapso da laje, tornando-se indispensável seu uso, portanto, mesmo não havendo a necessidade de verificação da resistência ao cisalhamento das nervuras como vigas quando o espaçamento entre eixos das nervuras for menor ou igual ao limite estabelecido em normas de projeto. Os deslocamentos na direção da viga-faixa (y) para as duas lajes bidirecionais apresentaram valores muito baixos (Figura 10) e em nenhuma das duas lajes o deslocamento, nesta direção, atingiu os limites de flecha estabelecidos pelas normas avaliadas neste trabalho. Estas lajes apresentaram um comportamento bastante rígido, fato que pode ser atribuído à região maciça da laje, no caso a viga-faixa, o que contribuiu para a redução dos deslocamentos nas duas direções.

4.2 Deformações do concreto

De acordo com os resultados de deformações do concreto foi possível observar, conforme mostra a Figura 11, que em nenhum caso as deformações atingiram a deformação limite que caracteriza o esmagamento do concreto. As maiores deformações observadas foram nos extensômetros posicionados na direção x , próximas a 1,0 ‰. Para as lajes unidirecionais, os resultados mostraram que até o nível de carregamento próximo à fissuração das lajes L1 e L2 (ver Figura 11) as deformações apresentaram valores praticamente iguais e, a partir do início da fissuração, os valores se tornaram distintos, com as maiores deformações observadas na direção x , ou seja, na região mais próxima às nervuras das lajes.

Nas lajes bidirecionais (L3 e L4), desde as primeiras etapas de carregamento, as deformações do concreto observadas foram distintas quanto aos valores (ver Figura 11). É válido ressaltar que, embora o carregamento no eixo y da laje, ou seja, na direção da viga-faixa, fosse equivalente ao dobro do carregamento na direção x , as tensões

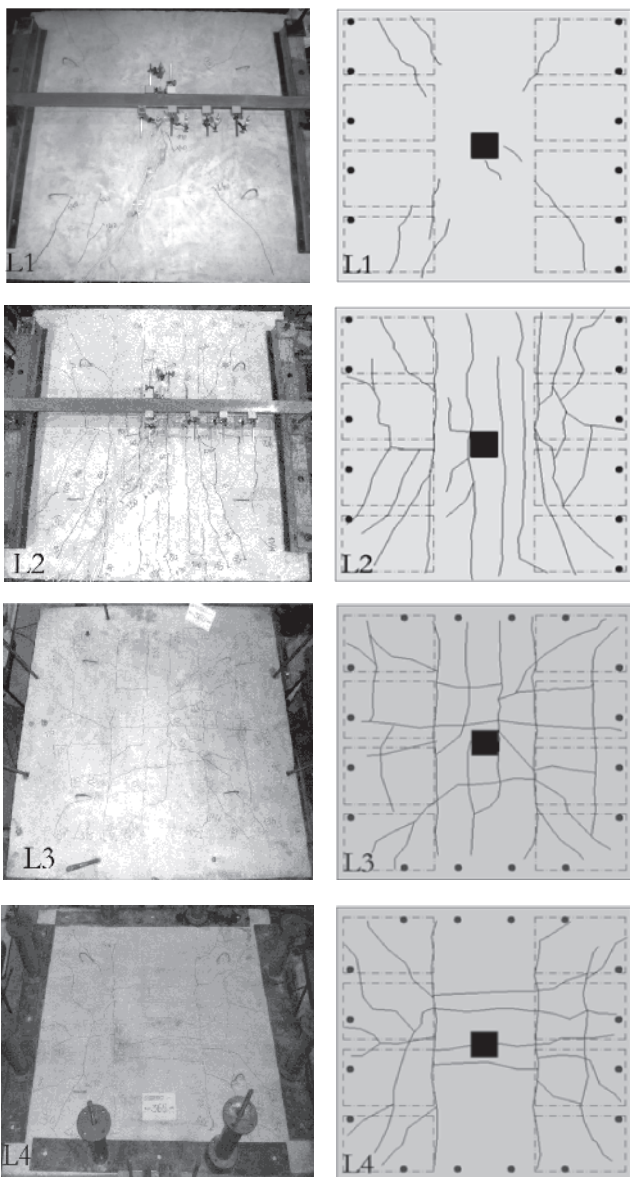


Figura 13
Mapa de fissuração das lajes

Tabela 2

Modo de ruptura das lajes

Laje	$d_{\text{ner}} \text{ (mm)}$	$f_{\text{ck}} \text{ (MPa)}$	Arm. de cisalhamento nervuras	$P_u \text{ (kN)}$	Modo de ruptura
L1	115	31	-	140,5	Cisalhamento nas nervuras
L2			TR 8644 (38,6°)	168,0	
L3				360,0	
L4				365,0	

no concreto na região tracionada eram absorvidas pela armadura de flexão da viga-faixa, evitando que houvesse a diminuição na profundidade da linha neutra nesta direção. Isto mostrou que a ligação da viga-faixa com as nervuras (direção x) é uma região crítica de projeto, pois há uma considerável diferença de rigidez entre a área maciça e a região das nervuras, quando as tensões atingem esta última região.

4.3 Deformações da armadura de flexão

Na Figura 12 são mostradas as deformações de flexão das barras nas lajes unidirecionais e bidirecionais, respectivamente. A armadura de flexão da viga-faixa, posicionada na direção y , não foram monitoradas neste trabalho, pois a análise se concentrava no comportamento das

nervuras, variando-se a altura da viga-faixa. De um modo geral, observa-se que a armadura de flexão não apresentou deformações correspondentes ao escoamento, pois, embora tenha ocorrido fissuração excessiva na região tracionada, principalmente nas lajes L2, L3 e L4, entende-se que as nervuras não apresentaram resistência suficiente às tensões de compressão causadas na região de ligação com a viga-faixa. Este fato será mais bem comentado nos tópicos a seguir sobre os modos de ruptura das lajes. Os resultados mostram, portanto, que esta ligação, principalmente quando se aumenta a região maciça em torno do pilar, deve ser tratada com maior rigor.

4.4 Mapa de fissuração

Os mapas de fissuração das lajes mostraram que o comportamento quanto à distribuição das fissuras desse tipo de laje se diferencia de outros tipos, pelo menos quando se tem como comparação as lajes lisas, por exemplo. Neste último tipo, as fissuras normalmente são iniciadas em torno do pilar e prosseguem radialmente em torno da área carregada e, após essas fissuras radiais serem estabilizadas, ocorrem as fissuras tangenciais, como observou Oliveira [13]. No caso das lajes nervuradas com vigas-faixa, as primeiras fissuras surgiram tangencialmente à área carregada na ligação viga-faixa-nervuras e, em seguida, as fissuras radiais se propagaram com maior intensidade pela superfície, como foi o caso das lajes L3 e L4, especialmente. O mapa de fissuração das lajes é mostrado na Figura 13.

Essa configuração de fissuração em lajes nervuradas na região superior foi também observada por Ajdukiewicz e Kliszczewicz

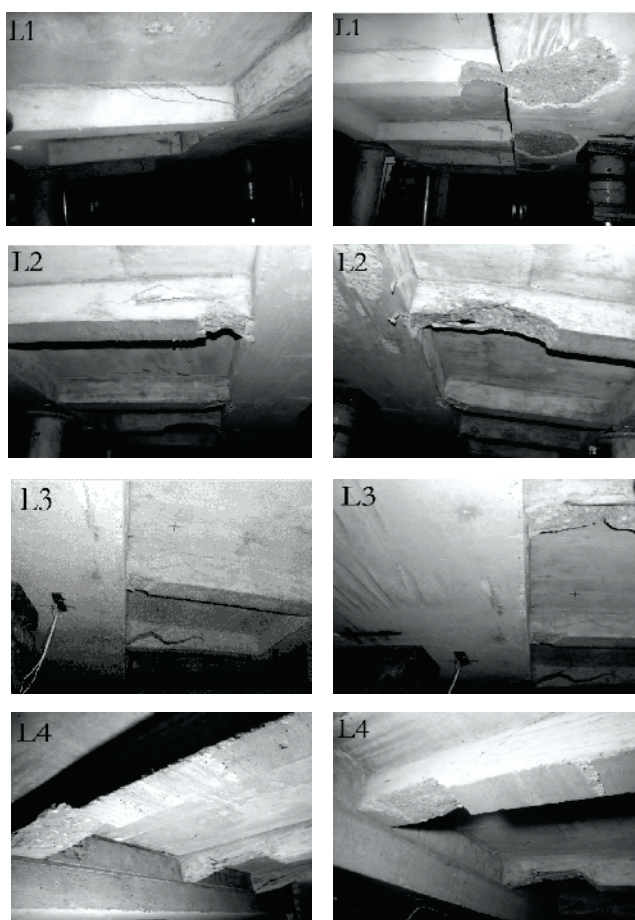


Figura 14
Modo de ruptura das lajes

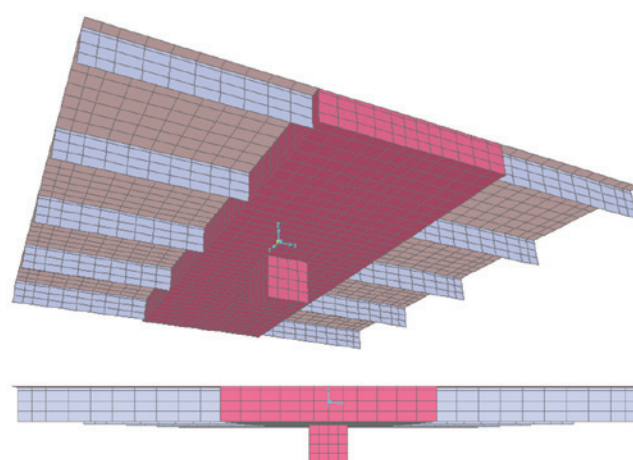


Figura 15
Modelo da laje com altura da viga-faixa igual a 250 mm

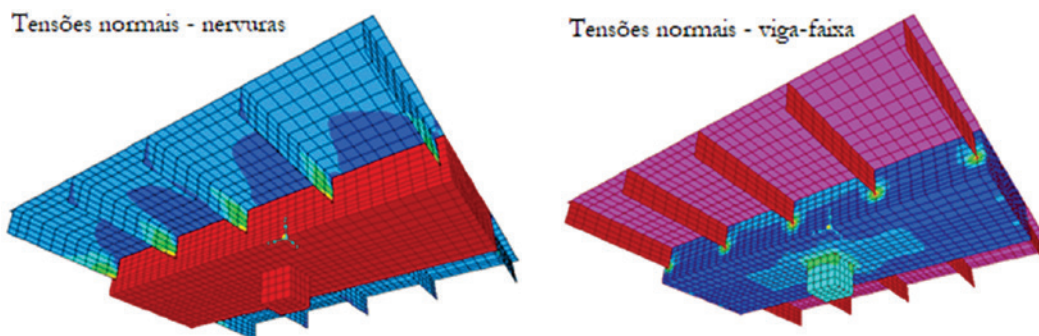


Figura 16

Tensões normais na laje bidirecional L4 com altura da viga-faixa igual a 250 mm

[14], quando estudaram seis painéis de lajes nervuradas submetidas a carregamentos distribuídos, em que ocorreu predominantemente um padrão de fissuração tangencial à área carregada, diferentemente do padrão das lajes maciças. Este fato verificado experimentalmente serviu inclusive para os autores adotarem um padrão de linha de ruptura para o cálculo da resistência à flexão de lajes nervuradas diferente daquele adotado para lajes maciças. Ressaltam ainda que as lajes nervuradas apresentam um comportamento mecânico diferente do adotado pelos códigos ACI 318-83 [15] e CP 110-72 [16].

4.5 Modo de ruptura

A Tabela 2 apresenta as cargas últimas e os modos de ruptura das lajes e Figura 14 mostra o local onde ocorreu a ruptura das lajes. Uma das justificativas para a ruptura localizada na ligação da viga-faixa com as nervuras pode ser atribuída também à rotação excessiva das nervuras nesta ligação, causada pelos efeitos da flexão na laje. Isto ocorreu pela diferença de rigidez existente entre a região maciça e as nervuras. Na região central, a viga-faixa apresenta alta rigidez à rotação principalmente por conta da alta parcela contribuinte de concreto, porém, na região nervurada da laje, essa rigidez é consideravelmente menor, apresentando uma rotação superior à da viga-faixa, provocando maiores deforma-

ções e, conseqüentemente, aumento no ângulo entre as seções, causando dessa forma um esmagamento das fibras que tendem a se aproximar na região comprimida das nervuras. Os modos de ruptura e os valores de carga última das lajes observadas neste trabalho, permitem avaliar que a resistência das lajes nervuradas com viga-faixa, tanto apoiadas em uma como em duas direções, é governada pela resistência ao cisalhamento das nervuras. Mesmo quando houve o aumento da altura da viga-faixa, o valor da carga de ruptura foi praticamente igual, como pode ser observado para as lajes L3 e L4, especialmente, demonstrando que o acréscimo da altura da viga-faixa na região central pode tanto reduzir as flechas como aumentar a resistência à punção, porém não garante um desempenho satisfatório no comportamento das nervuras.

5. Análise computacional

5.1 Descrição dos modelos

Para realizar a análise foram modeladas três lajes nervuradas, variando-se apenas a altura da viga-faixa. As dimensões em planta foram de lado igual a 2200 mm (lajes quadradas), as nervuras com altura total igual a 150 mm, a mesa com espessura igual a 50 mm e a viga-faixa variando em 150 mm, 200 mm e 250 mm. Como as lajes L1 e L2 eram compostas por uma viga-faixa de mesma altura, foi

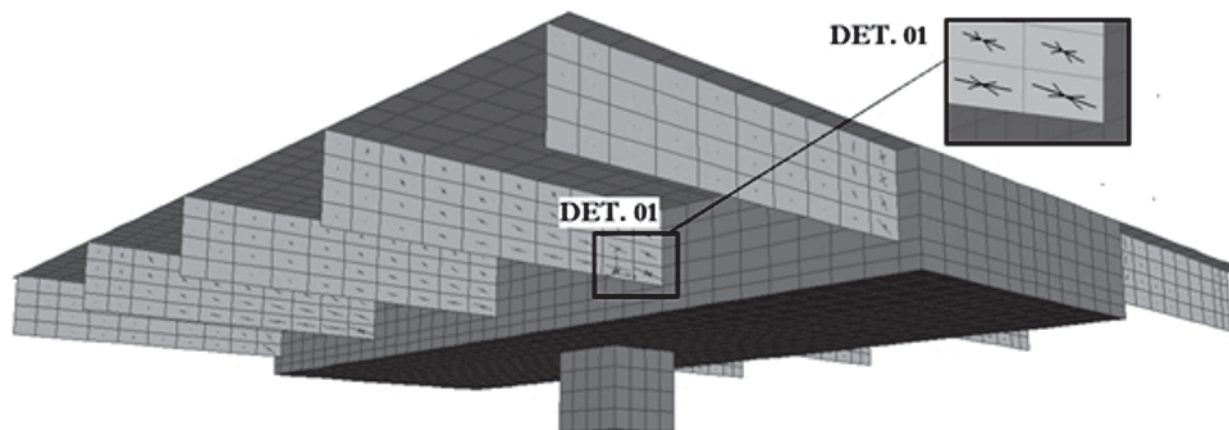


Figura 17

Fluxo de cargas na ligação viga-faixa-nervuras

Tabela 3

Estimativas de resistência ao cisalhamento das nervuras como vigas

Laje	d_{wb} (mm)	d_{rib} (mm)	Arm. cisalhamento nervuras	P_u^* (kN)	$P_{u\ ribs}^{**}$ (kN)	$P_{u\ ACI}$ (kN)	$P_{u\ ribs} / P_{u\ ACI}$	$P_{u\ EC}$ (kN)	$P_{u\ ribs} / P_{u\ EC}$	$P_{u\ NBR}$ (kN)	$P_{u\ ribs} / P_{u\ NBR}$
L1	115	115	TR 8644 (38,6°)	140,5	140,5	85,0	1,65	120,0	1,17	160,0	0,88
L2	115			168,0	168,0	98,0	1,71	131,0	1,29	176,0	0,95
L3	176			360,0	120,0		1,22		0,92		0,68
L4	226			365,0	121,7		1,24		0,93		0,69

* carga de ruptura da laje; ** carga experimental observada na direção das nervuras no instante da ruptura da laje.

Tabela 4

Estimativas de resistência ao cisalhamento como laje maciça de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014)

Laje	d_{rib} (mm)	d_{eq}^* (mm)	Arm. cisalhamento nervuras	P_u^* (kN)	$P_{u\ NBR}$ d_{rib}^{**} (kN)	$P_u / P_{u\ NBR}$ d_{rib}	$P_{u\ NBR}$ d_{eq} (kN)	$P_u / P_{u\ NBR}$ d_{req}
L1	115	59	TR 8644 (38,6°)	140,5	316,2	0,44	210,1	0,67
L2				168,0		0,53		0,80
L3				360,0		1,14		1,71
L4				365,0		1,15		1,74

* altura útil equivalente; ** estimativa da resistência ao cisalhamento, considerando a altura útil das nervuras.

construído apenas um modelo, e mais dois considerando as lajes L3 e L4. Com base nos resultados experimentais, algumas definições foram tomadas a respeito da construção dos modelos. Optou-se por modelar tanto a mesa quanto as nervuras como elementos de superfície do tipo *shell*. A viga-faixa e o pilar foram modelados como elemento *solid*. Como o principal objetivo era analisar a distribuição dos esforços e detectar os pontos onde havia a maior concentração deles de forma que permitisse relacionar com o mecanismo de ruptura desenvolvido, foi aplicada uma carga unitária nos pontos de carregamento conforme o ensaio experimental. O refinamento da malha foi definido de acordo com as dimensões limites dos elementos, sempre com o objetivo de não prejudicar a resposta dos modelos. A Figura 15 mostra um modelo geral das lajes.

As condições de contorno das lajes modeladas computacionalmente foram consideradas buscando-se representar de forma mais precisa as condições adotadas durante a fase de testes em laboratório, tanto para as lajes unidirecionais (L1 e L2) como para as lajes bidirecionais (L3 e L4). Para isto, foram utilizados apoios de 1º gênero nos pilares, restringindo apenas o movimento na direção do eixo z , desconsiderando os efeitos de excentricidade que pudesse provocar momentos desbalanceados e deslocamentos laterais. Nas bordas das lajes foram aplicadas as cargas unitárias na direção z exatamente onde os tirantes estavam fixados, simulando de forma mais próxima os pontos de carregamento du-

rante os ensaios experimentais. As propriedades mecânicas dos materiais utilizadas nos modelos computacionais foram aquelas obtidas experimentalmente, sendo f_{ck} igual a 31 MPa, E_c igual a 31,2 GPa e f_{ct} igual a 2,9 MPa e ν (coeficiente de Poisson) igual a 0,2. A avaliação dos resultados dos modelos computacionais concentrou-se em comentar a distribuição dos esforços solicitantes nas ligações da viga-faixa com o pilar e com as nervuras. A Figura 16 mostra a distribuição das tensões normais nas nervuras, no pilar e na viga-faixa de uma das lajes modeladas. Por causa do modo de ruptura observado durante os ensaios, decidiu-se avaliar com maior afinco as tensões normais principalmente na ligação viga-faixa-nervuras.

5.2 Resultados da análise computacional

Esta análise permitiu relacionar o modo de ruptura com a distribuição das tensões. Conforme pôde ser visto nos modelos da Figura 16, as tensões principais estão concentradas próximas aos locais onde ocorreu a ruptura das lajes. Isto justifica que a ligação viga-faixa-nervuras é um ponto crítico no dimensionamento de lajes nervuradas com viga-faixa, independentemente das condições de contorno, pois a ruptura tanto nas lajes unidirecionais como nas bidirecionais foi praticamente semelhante, ocorrendo pelo esgotamento da capacidade resistente das nervuras. A Figura 17 mostra

Tabela 5

Resistência à punção de acordo com as normas de projeto

Laje	d_{wb} (mm)	f_{ck} (MPa)	P_u (kN)	$P_{ps\ ACI}$ (kN)	$P_u / P_{ps\ ACI}$	$P_{ps\ EC}$ (kN)	$P_u / P_{ps\ EC}$	$P_{ps\ NBR}$ (kN)	$P_u / P_{ps\ NBR}$
L1	115	31	140,5	268,9	0,52	297,8	0,47	345,3	0,41
L2	115		168,0	268,9	0,62	297,8	0,56	345,3	0,49
L3	176		360,0	491,3	0,73	611,4	0,59	631,5	0,57
L4	226		365,0	714,7	0,51	920,7	0,40	920,7	0,40

Tabela 6

Resistência à flexão estimada através da Teoria das Linhas de Ruptura

Laje	d_{rib} (mm)	d_{eq} (mm)	f_{ck} (MPa)	P_u (kN)	P_{flex} (kN)	P_u/P_{flex}	$P_{flex} d_{eq}$ (kN)	$P_u/P_{flex} d_{eq}$
L1	115	59	31	140,5	289,8	0,48	165,9	0,85
L2				168,0	289,8	0,58	165,9	1,01
L3				360,0	550,7	0,65	359,1	1,00
L4				365,0	672,0	0,54	469,4	0,78

o curso das cargas ao longo dos elementos em *shell* das nervuras, indicando tensões de tração de maior magnitude bem próximo à ligação com a viga-faixa, na superfície superior do concreto das nervuras. Além disso, os altos valores de tensão na superfície superior do concreto, próximo à viga-faixa, geraram alta fissuração e rotação excessiva das nervuras. Este fato era previsto devido à grande rigidez da viga-faixa, levando a uma ruptura precoce das nervuras. Na etapa de dimensionamento é importante prever um enrijecimento adequado da ligação a fim de evitar esse efeito e garantir um bom desempenho das lajes nervuradas com viga-faixa.

6. Análise das recomendações normativas

Esta parte do trabalho consistiu em analisar as previsões de carga última das lajes propostas pelos códigos normativos ACI 318 [11], EC 2 [12] e NBR 6118 [5], comparando com os resultados de carga de ruptura. É válido ressaltar a configuração de ensaio adotada para as lajes nervuradas bidirecionais L3 e L4, como mencionado anteriormente, em que a carga aplicada na direção y (viga-faixa) equivalia ao dobro da carga aplicada na direção x (nervuras). Além disso, foi avaliada a estimativa da resistência à flexão das lajes através da Teoria das Linhas de Ruptura e comparada com os resultados experimentais.

6.1 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento das lajes foi calculada considerando a resistência ao cisalhamento das nervuras como vigas e a resistência ao cisalhamento considerando a largura total da laje. As Tabelas 3 e 4 apresentam as estimativas. Como mostrado na Tabela 3, todas as lajes apresentaram um tipo de ruptura por esgotamento da capacidade resistente das nervuras da laje. No caso das lajes nervuradas unidirecionais L1 e L2, as estimativas da resistência ao cisalhamento dos códigos EC2 [11] e ACI 318 [10] apresentaram valores conservadores, principalmente o código americano com resultados de aproximadamente 70 % de conservadorismo. A norma brasileira, por sua vez, apresentou resultados abaixo dos valores de carga última obtidos nos ensaios das lajes unidirecionais L1 e L2, sendo o caso mais crítico em torno de 12 % desfavorável. As estimativas de resistência ao cisalhamento para as lajes bidirecionais L3 e L4 na direção das nervuras segundo a norma ACI 318 [10] foram novamente conservadoras, porém com valores mais próximos em relação à carga de ruptura. O código EC 2 [11] apresentou resultados com percentual de aproximadamente 9 % abaixo dos valores das cargas experimentais, considerando as lajes L3 e L4. Já a norma brasileira foi a que apresentou resultados novamente mais desfavoráveis, com um percentual crítico em torno de 30 % contra a segurança. Isto demonstra uma variação na resistência das ner-

vuras em função das condições de apoio. Isto pode ser atribuído ao efeito de torção que ocorre na região da viga-faixa fora da largura do pilar, ou seja, próximo à ligação com as nervuras, sendo capaz de potencializar uma ruptura precoce das nervuras.

Em relação à carga última das lajes é possível afirmar que, embora as lajes bidirecionais tenham apresentado uma carga maior de ruptura em relação às cargas unidirecionais, especialmente pela contribuição da resistência da viga-faixa (direção y), a carga observada nas nervuras das lajes apoiadas nas quatro bordas (L3 e L4) foi menor que nas lajes apoiadas em uma direção (L1 e L2). Isso confirma que independentemente das condições de apoio, não só a região maciça da ligação com o pilar, mas também as nervuras se tornam uma problemática no dimensionamento de lajes nervuradas com viga-faixa. Como foi visto anteriormente, a norma brasileira sugere que a região das nervuras seja verificada ao cisalhamento segundo os critérios de laje, desde que o espaçamento entre os seus eixos seja menor que 650 mm. A Tabela 4 apresenta os valores teóricos das estimativas da resistência ao cisalhamento desta região como laje, comparando com os resultados experimentais de ruptura. Os valores estimados de resistência ao cisalhamento são calculados utilizando dois valores de altura útil. O primeiro considera a altura útil das nervuras (d_{nrv}). Já o segundo considera a altura útil equivalente (d_{eq}), calculada em função da altura equivalente, onde é realizado uma equivalência de rigidez entre uma laje maciça e uma laje nervurada. De acordo com essas análises é possível observar que há imprecisão quanto às recomendações normativas para lajes nervuradas unidirecionais e bidirecionais com viga-faixa. Outra questão a ser mencionada é que a diferenciação do cálculo da resistência das lajes nervuradas em função das condições de apoio torna-se indispensável, uma vez que para as lajes unidirecionais a utilização do critério de laje não apresentou estimativas satisfatórias de resistência.

6.2 Resistência à punção

Como pode ser observado pelos resultados da Tabela 5, nenhuma das lajes rompeu por punção. Duas situações contribuíram para a não ocorrência desse tipo de ruptura. A primeira está relacionada à capacidade resistente das nervuras ser menor do que a resistência à punção. E, além disso, a abertura da fissura na região tracionada da ligação viga-faixa-nervuras adicionada à rotação excessiva das nervuras, provocaram o esmagamento do concreto na região comprimida da laje. O outro fator inibidor de uma ruptura por punção está relacionado à contribuição da armadura de cisalhamento utilizada na viga-faixa. Sem dúvidas, isso contribuiu para que os esforços de cisalhamento fossem distribuídos além da região da viga-faixa, favorecendo ainda mais a ocorrência de uma ruptura na região nervurada da laje.

6.3 Resistência à flexão

A Tabela 6 apresenta a relação da carga última das lajes com os resultados estimados segundo a Teoria das Linhas de Ruptura. Foram considerados dois valores de altura útil para o cálculo da resistência à flexão. O primeiro considera a altura útil das nervuras e o segundo a altura útil equivalente. É possível notar que a resistência à flexão estimada foi, em geral, superior às cargas de ruptura. Para fins deste trabalho, essa possibilidade foi interessante, pois o objetivo concentrava-se em analisar a resistência ao cisalhamento das lajes. O próprio comportamento dos materiais investigados, através da instrumentação demonstraram um baixo nível de deformação, principalmente da armadura de flexão, o que, do contrário, possibilitaria classificar um comportamento característico de modo de ruptura por flexão.

Sabe-se que o esgotamento da capacidade resistente de uma estrutura, como hipótese de ocorrer, deve ser preferencialmente por flexão, evitando uma súbita ruptura por cisalhamento. Porém, as incertezas quanto à verificação de lajes nervuradas não permitem afirmar com precisão a ocorrência dessa regra.

7. Conclusões

Embora tenham sido realizados poucos ensaios, podem ser apresentadas algumas conclusões importantes sobre o comportamento estrutural de lajes nervuradas de concreto armado uni e bidirecionais com viga-faixa. As condições de contorno influenciam o comportamento estrutural das lajes e modificam significativamente o desempenho delas, sendo imprescindíveis na consideração das estimativas de resistência. Embora o espaçamento adotado entre as nervuras tenha sido inferior ao mínimo exigido pelas normas avaliadas para que fosse verificada a resistência ao cisalhamento das nervuras, o modo de ruptura demonstrou que os critérios normativos nem sempre são adequados de considerar. Os resultados experimentais também mostraram que o aumento da altura da viga-faixa proporcionou deslocamentos menores e a armadura de cisalhamento nas nervuras proporcionou um comportamento mais dúctil quando comparado à laje sem treliças (L1). O concreto e o aço monitorados apresentaram baixos níveis de deformação devido à ruptura precoce das nervuras por cisalhamento. O padrão de fissuração das lajes nervuradas diferencia-se das lajes maciças, apresentando elevado nível de fissuração longitudinal ao longo da superfície tracionada da ligação com a viga-faixa. O concreto das nervuras começou a esmagar na ligação com a viga-faixa, o que potencializou a ruptura por cisalhamento. A ligação viga-faixa-nervuras provou ser um dos pontos críticos no projeto de lajes nervuradas, especialmente quando a profundidade do viga-faixa aumentou. A análise computacional trouxe benefícios quanto à compreensão do comportamento das lajes, podendo observar que a ligação viga-faixa-nervuras apresentou um nível de sollicitação maior em relação à ligação viga-faixa-pilar. Os códigos normativos, considerando a resistência ao cisalhamento das nervuras como vigas, foram, em geral, conservadores, exceto no caso da NBR 6118 [5], que apresentou resultados contra a segurança, especialmente para as lajes bidirecionais. Porém, esta norma apresentou resultados mais precisos quanto ao tratamento da região das nervuras como laje maciça, quando apoiada nas duas direções. De um modo geral, ainda existem muitas incertezas a

respeito do sistema estrutural com lajes nervuradas. As aproximações ao comportamento de lajes maciças não são adequadas em algumas situações. Porém, este trabalho ofereceu condições de avaliar com mais precisão o comportamento deste tipo de laje. De qualquer forma, mais estudos devem ser realizados a fim de proporcionar uma melhor compreensão a respeito deste sistema, principalmente em relação à ligação viga-faixa-pilar e à ligação viga-faixa-nervuras.

8. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, CAPES e IPEAM pelo apoio financeiro para o desenvolvimento desta pesquisa.

9. Referências

- [1] Schwetz, P. F., Gastal, F. P. S. L. and Silva Filho, L. C. P. (2013) Numerical and experimental study of a waffle slab designed to serve as a tennis court floor. *IBRACON Structures and Materials Journal*, Volume 6, Number 3, pp. 375-391.
- [2] Macgregor, J. G. and Wight, J. K. (2006) *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. Sixth Edition. New Jersey. Pearson Education.
- [3] Climent, A. B. and Ávila, J. D. (2014) Moment transfer and influence of transverse beams in interior waffle flat plate-column connections under lateral loading. *Engineering Structures*, Volume 49, pp. 146-155.
- [4] Lau and Clark, Shear transfer between ribbed slab and internal column. *Magazine of Concrete Research*, 2007, 59, No. 7, September, 507-516
- [5] Brazilian Association of Technical Standards (ABNT). NBR 6118 [5] – Design and execution of reinforced concrete buildings. Rio de Janeiro.
- [6] Soares, Y. V.; Oliveira, D. R. C.; Melo, G. S. S. A. (2006) Design of RC ribbed flat slabs to shear according to codes NBR 6118:1978, NBR 6118:2003 e CEB-FIP Model Code:1990. In: 48^o Brazilian congress on concrete, 2006, Rio de Janeiro. Ibracon, São Paulo, 2006. v.1. p.1–16.
- [7] Souza, S. S. M.; Oliveira, D. R. C. (2011) Reinforced concrete waffle flat slabs under shearing. *IBRACON Structures and Materials Journal*, Volume 4, Number 4, pp. 610-641.
- [8] Albuquerque, N. G. B. and Oliveira, D. R. C. (2016) Ribbed flat slabs of RC with solid area variable: a numerical and experimental analysis. 1. ed. Saarbrücken-Germany: New Academic Issues, OmniScriptum GmbH & Co. KG, 2016. v. 1. 192p.
- [9] Souza, W. M., Caetano, T. R. G., Ferreira, M. P. and Oliveira, D. R. C. (2014) Shear strength of one-way reinforced concrete ribbed slabs. *IBRACON Structures and Materials Journal*, Volume 7, Number 4, pp. 648-684.
- [10] Al-Bayati, A. F., Lau, T. L., and Clark, L. A. (2015) Concentric Punching Shear of Waffle Slab. *ACI Structural Journal*, Volume 112, No. 5, September-October 2015.
- [11] ACI-318R (2008) *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [12] Eurocode 2 (2004) *Design of Concrete Structures, Part 1, General codes and codes for buildings*, DD ENV, British Codes Institution, London.

- [13] Oliveira, D. R. C., Melo, G. S. S. A., and Regan, P. E. (2004). Punching resistance of RC slabs with rectangular columns. Magazine of Concrete Research, Volume 56, Issue 3, April 2004, pp. 123-138.
- [14] Ajdukiewicz, A. B. and Kliszczewicz, A. T. (1986) Experimental Analysis of Limit States in a Six-Panel Ribbed Flat Plate Structure. ACI Journal, Technical Paper, pp. 83-78, November-December.
- [15] ACI Committee 318 (1983) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), American Concrete Institute, Detroit.
- [16] CP 110-72 (1972) Code of Practice for the Structural Use of Concrete (CP 110: Part 1: 1972), British Codes Institution, London, 154 pp.