

Previsão do modo de ruptura de lajes lisas unidirecionais de concreto armado com pilares retangulares

Lins Sandro Resque Damasceno²; Dênio Ramam Carvalho de Oliveira²

Resumo

Lajes lisas são placas de concreto armado que se apóiam diretamente nos pilares, sem a utilização de vigas. Este sistema estrutural tem sido bastante utilizado na última década, principalmente por vencer grandes vãos e permitir “layouts” flexíveis. Em contrapartida, estas lajes podem ser caracterizadas como bidirecionais ou unidirecionais, dependendo das condições de carregamento, ressalta-se ainda que a NBR 6118 não distingue os tipos de lajes e nem faz referência quanto às resistências ao puncionamento no caso das unidirecionais, além do que, normalmente é observado que estas lajes apresentam resistências últimas inferiores as das lajes bidirecionais. Neste trabalho apresenta-se uma proposta para previsão do modo de ruptura de lajes unidirecionais com pilares retangulares sem armadura de cisalhamento, baseada nas recomendações do CEB-FIP MC90 e na Teoria das Linhas de Ruptura. São fornecidas equações que descrevem o comportamento das lajes no limite entre a ruptura por punção e flexão, cujas equações envolvem as propriedades dos materiais, dimensões das lajes, a forma da seção transversais dos pilares, taxa de armadura de flexão nas duas direções, etc., fatores estes que interferem no comportamento das lajes. As estimativas foram satisfatórias e capazes de prever os modos de ruptura das lajes lisas unidirecionais.

Palavras-chave: Concreto armado. Laje lisa. Pilar retangular. Punção.

² Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará. lsresque@yahoo.com.br

² Professor Doutor, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará. denio@ufpa.br. Rua Augusto Corrêa, Número 01. Guamá – Belém – Pará 66075-970

1 Introdução

Dentre as soluções disponíveis para a elaboração de um projeto estrutural, uma alternativa vem sendo cada vez mais utilizada, a laje lisa de concreto armado. Esta alternativa ainda é pouco difundida no Brasil, mas sua utilização vem aumentando em determinadas cidades em decorrência da facilidade de execução da obra, menor consumo de concreto e fôrma, além de permitir “layouts” flexíveis na edificação, cujas vantagens são bastante atraentes do ponto de vista econômico e arquitetônico, como destacado por Silvany e Pinheiro (2005).

O limitador de resistência nas lajes lisas geralmente é a punção, onde ocorrem tensões cisalhantes elevadas em torno dos pilares ou áreas carregadas. Para lajes que possuem certas dimensões e determinadas condições de carregamento (bidirecionais ou unidirecionais), o tamanho e a forma dos pilares tem grande influência nos seus modos de rupturas. Pode haver determinada dimensão do maior lado de um pilar retangular que provocará uma ruptura por flexo-puncionamento ou, ainda, uma ruptura por flexão.

Existem prescrições normativas para dimensionamento deste tipo de laje em diversas normas para projeto, entretanto, há certas divergências nos resultados, pois algumas são bastantes conservadoras enquanto outras estimam resistências bem elevadas. Algumas não consideram a influência da armadura de flexão e outras sim, como por exemplo, o ACI 318 (2002) e o CEB-FIP MC90 (1993), respectivamente. A atual norma brasileira, NBR 6118, com recomendações bastante semelhantes às do CEB-FIP, considera a influência da armadura de flexão (apenas a taxa geométrica) e da ligação laje-pilar, sem fazer qualquer referência à influência das dimensões do pilar no comportamento das lajes lisas com ou sem armadura de cisalhamento. As citadas normas também não consideram as condições de carregamento das lajes em suas estimativas, sendo válidas tanto para lajes bidirecionais quanto para unidirecionais.

Com a evolução dos métodos construtivos e de cálculos, várias pesquisas realizadas sobre puncionamento em lajes lisas apresentam técnicas para aumento de resistência última e/ou ductilidade com a incorporação de estribos, sejam eles retos ou inclinados, pela introdução de cabos protendidos, fibras, entre outras. Holanda (2002) destaca que no caso das armaduras empregadas para combate à punção, na prática elas podem trazer alguma dificuldade durante a execução, especialmente em lajes de espessura reduzida, além de, eventualmente, aumentar o congestionamento de armaduras na região

próxima do pilar. Em pesquisas com lajes sem essas técnicas, o aumento do índice de retangularidade dos pilares que acarrete em dimensões substancialmente diferentes proporciona também o aumento de resistência à punção, obviamente por refletir no aumento do perímetro crítico, entretanto, podem ser observadas reduções nos incrementos das resistências, pois, segundo Oliveira (2003), as expressões normativas deixam de considerar os efeitos da flexão que são desenvolvidos.

Nesta pesquisa o principal objetivo foi comparar os modos de ruptura obtidos nos resultados experimentais de Damasceno (2007) com os estimados pela análise, aprimorada, proposta por Oliveira e Ferreira (2005). Conforme estes autores, os efeitos do funcionamento podem ser minimizados com a utilização do comprimento do maior lado do pilar equivalente ao necessário para uma ruptura por flexão, pois, se a partir de uma determinada dimensão do pilar a laje atinge a resistência à flexão, na garantia de uma ruptura dúctil e com aviso prévio, pode-se evitar a ruína por funcionamento.

2 Programa experimental

2.1 Características das lajes

Para tentar confirmar os modos estimados a partir do modelo proposto, foram ensaiadas 8 lajes quadradas de concreto armado de 1.800 mm lado e 110 mm de espessura, submetidas a carregamento aplicado no centro, em trechos de pilares monoliticamente ligados às lajes. Todas as lajes possuíam a mesma armadura de flexão principal e resistência à compressão do concreto de aproximadamente 40 MPa.

As variáveis dos ensaios foram o índice de retangularidade dos pilares e a taxa de armadura de flexão secundária. As lajes foram divididas em dois grupos, sendo grupo A (L1A, L2A, L3A e L4A) composto por 4 lajes com alta taxa de armadura de flexão secundária e grupo B (L1B, L2B, L3B e L4B), por 4 lajes com baixa taxa de armadura de flexão secundária. Os grupos experimentaram 4 tipos de índice de retangularidade dos pilares, que variou de 1, 3, 5 e 7. As características das lajes são mostradas na Tabela 1.

As lajes do grupo A possuíam taxas de armadura de flexão secundária de 1,24% (ρ_x) e armadura foi composta de 16 barras de 12,5mm, espaçadas de 119 mm. As lajes do grupo B possuíam taxa de armadura de flexão secundária de 0,30% (ρ_x) sendo

constituídas por 16 barras de 6,3 mm, também espaçadas a cada 119 mm. Detalhes das lajes e de suas armaduras são mostrados nas Figuras 1 e 2.

Tabela 1: Características das lajes ensaiadas

Laje	d (mm)	Armadura (\emptyset) (mm)		ρ_y (%)	ρ_x (%)	f'_c (MPa)	Pilar (mm)	
		Principal	Secundária				c_{min}	c_{max}
L1A	89,3	12,5	12,5	1,22	1,22	41,3	85	85
L2A	89,3	12,5	12,5	1,22	1,22	40,0	85	255
L3A	99,7	12,5	12,5	1,09	1,09	39,7	85	425
L4A	98,6	12,5	12,5	1,11	1,11	40,4	85	595
L1B	98,1	12,5	6,3	1,11	0,28	41,4	85	85
L2B	90,5	12,5	6,3	1,21	0,31	42,0	85	255
L3B	92,7	12,5	6,3	1,18	0,30	41,6	85	425
L4B	98,1	12,5	6,3	1,11	0,28	40,5	85	595

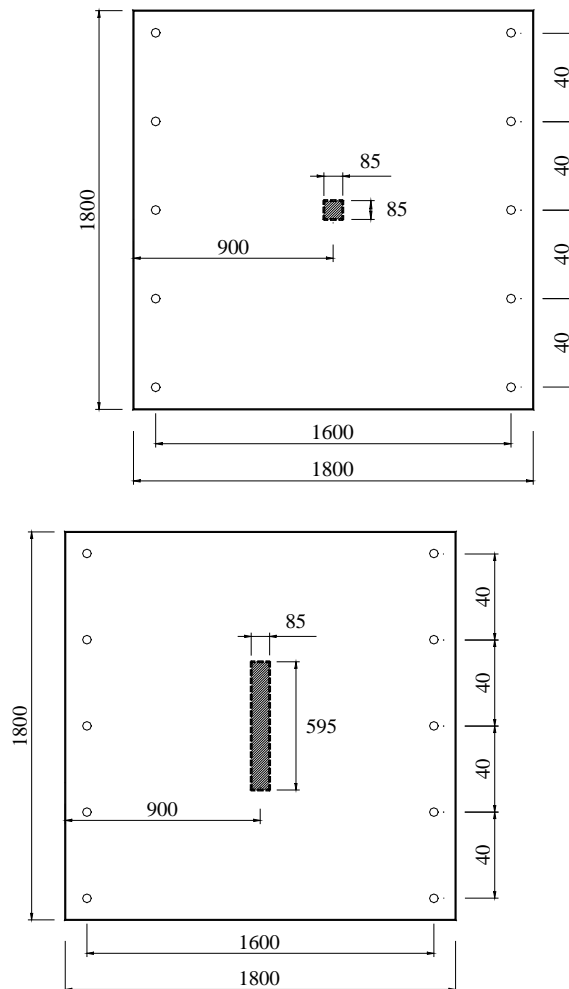


Figura 1: Dimensões das lajes L1 e L4

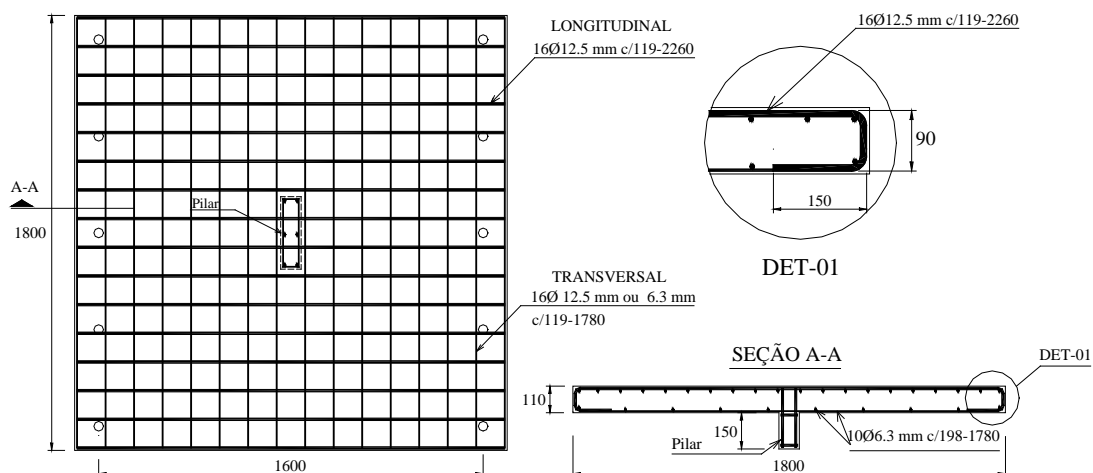


Figura 2: Detalhe da armadura de flexão utilizada nas lajes

3 Instrumentação

3.1 Deslocamentos

Foram utilizados 5 deflectômetros, sendo 3 na direção longitudinal e 3 na transversal, pois o deflectômetro posicionado no centro da placa de concreto pôde ser utilizado nas duas direções. Os relógios comparadores foram posicionados nos eixos de simetria das placas, eixos x e y , podendo ser observados através da Figura 3. A leitura dos relógios comparadores (deflectômetros) foi efetuada visualmente e realizada até cerca de 80% da carga de ruptura das placas.

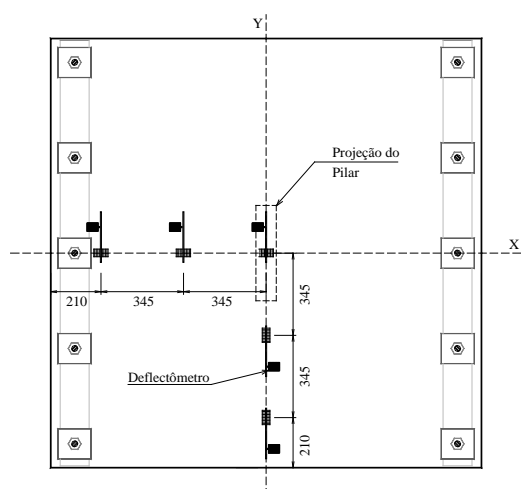


Figura 3: Posicionamento dos deflectômetros nas lajes

4 Concreto

Extensômetros elétricos foram instalados próximo ao centro da placa de concreto e posicionados na superfície inferior das mesmas, na superfície comprimida, e todas as lajes seguiram o padrão de posicionamento dos extensômetros, conforme a Figura 4. Foram instalados extensômetros do tipo PA-06-201BA-120L, adquiridos da empresa Excel Sensores Indústria Comércio Exp. Ltda. A definição da posição desses extensômetros foi obtida de acordo com os resultados de alguns trabalhos de pesquisadores que identificaram na região próxima das faces do pilar, uma elevada concentração de tensões, além da própria recomendação do CEB-FIP MC90.



Figura 4: Instalação de extensômetros no concreto das lajes L1A e L4A

5 Armadura de flexão

Extensômetros elétricos de modelo tipo PA-06-125AA-120L, também fabricados pela empresa Excel Sensores Indústria Comércio Exp. Ltda, foram instalados nas armaduras de flexão para medir as deformações específicas. O posicionamento dos extensômetros nas armaduras das lajes pode ser visualizado nas Figuras 5 e 6 para as lajes com índice 1 e 7. A armadura principal das lajes com índice 1 foi monitorada em dois pontos (E1 e E2). Para as demais lajes com índice 3, 5 e 7, foram monitorados três pontos (E1, E2 e E4). Em todas as lajes, somente o ponto E3 correspondeu ao monitoramento da armadura secundária.



Figura 5: Instalação de extensômetros nas armaduras das lajes com índice 1 e 7

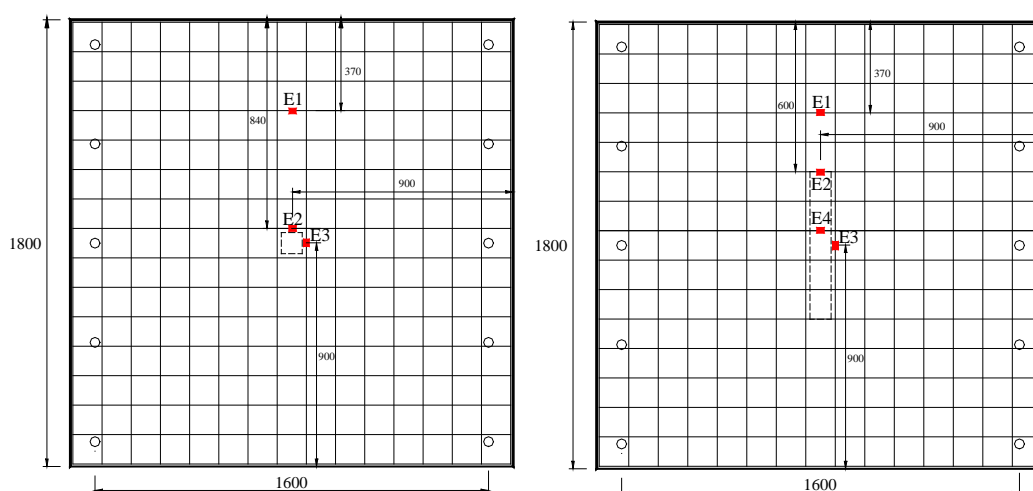


Figura 6 – Posicionamento dos extensômetros nas armaduras de flexão das lajes

6 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio foi efetuado de acordo com as condições de laje lisa unidirecional, para isso a estrutura onde foram realizados os ensaios foi composta por duas vigas metálicas de reação dispostas em dois bordos opostos das lajes, na direção da armadura longitudinal, apoiadas cada uma sobre cinco tirantes de aço que transmitiram as reações das vigas metálicas para a laje de reação do laboratório. O esquema do sistema de ensaio pode ser observado na Figura 7. A aplicação do carregamento foi realizada mediante a instalação de equipamentos posicionados na superfície inferior das lajes. Um cilindro hidráulico com capacidade de carga de 1.000kN juntamente com uma bomba hidráulica para acionar o cilindro; e uma célula de carga com leitora de capacidade para 1.000 kN e precisão de 1 kN.



Figura 7: Sistema de ensaio das lajes

7 Resultados

7.1 Materiais

As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas a partir dos ensaios de corpos de prova cilíndricos de dimensões 150mm x 300mm, conforme a NBR 5739 (ABNT (1994)) e a NBR 8522 (ABNT (1984)). Os resultados para resistência à compressão axial e módulo de elasticidade do concreto são apresentados na Tabela 2. A Tabela 3 apresenta as propriedades mecânicas dos aços utilizados nas armaduras de flexão e de composição.

Tabela 2: Propriedades mecânicas do concreto

Laje	Idade (dias)	f'_c (MPa)	f'_{ct} (MPa)	E_{cExp} (GPa)
L1A	63	41,3	2,2	26,5
L2A	65	40,0	2,4	27,3
L3A	67	39,7	2,1	27,8
L4A	55	40,4	2,9	22,5
L1B	57	41,4	3,4	24,9
L2B	61	42,0	3,4	25,3
L3B	70	41,6	2,5	21,6
L4B	72	40,5	2,8	23,3

Tabela 3: Propriedades mecânicas do aço

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	f_u (MPa)	ε_u (‰)	E_s (GPa)
12,5	600	2,50	740	-	240
6,3	505	4,15	661	-	236

8 Deslocamentos

Como era de se esperar, as lajes com os maiores índices r apresentaram os maiores valores de deslocamentos verticais na última leitura dos relógios. Em geral, as lajes com menor taxa de armadura de flexão secundária ($\rho_x = 0,30\%$) mostraram as maiores flechas no centro da placa. Foram verificadas diferenças para um mesmo passo de carregamento, entre duas lajes com pilares iguais, de até 48% maiores que os valores das flechas no centro das lajes com maior taxa de armadura de flexão secundária ($\rho_x = 1,30\%$). Na última leitura dos relógios posicionados no centro da placa, foram observadas diferenças nas flechas de 18%, 6%, 13% e 23%, para lajes com a mesma relação $r = c_{\max}/c_{\min}$, iguais a 1, 3, 5 e 7, respectivamente. Os deslocamentos registrados no centro das lajes podem ser observados na Figura 8.

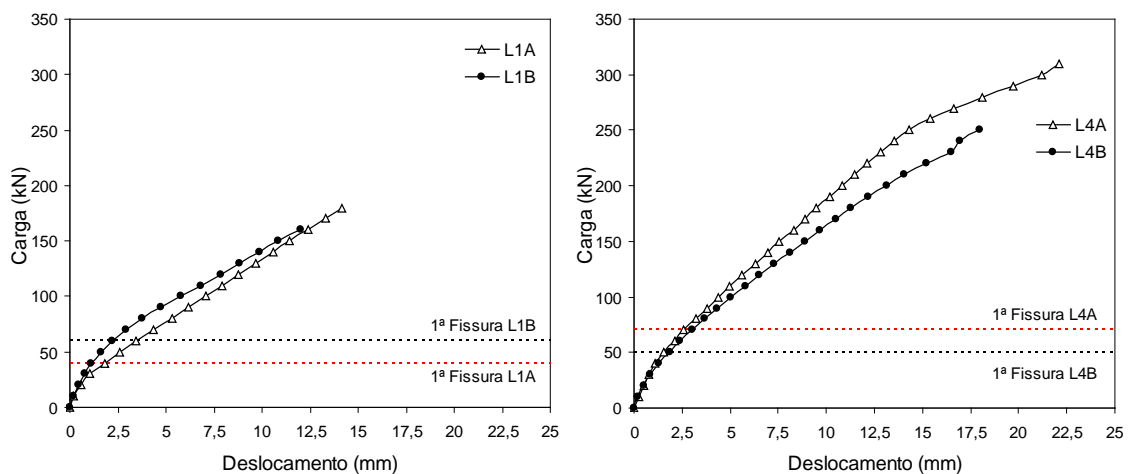


Figura 8: Deslocamentos registrados no centro nas lajes com índices 1 e 7

9 Deformações do concreto

Em quase todas as lajes foi observado que as deformações na superfície do concreto com valores mais significativos ocorreram próximas à menor face do pilar, extensômetro C1 (Figura 9). Para lajes com pilares de mesma dimensão, as deformações foram mais intensas naquelas em que a taxa de armadura de flexão secundária foi maior ($\rho_x = 1,30\%$), principalmente com relações entre os lados dos pilares iguais a 5 e 7. Verificou-se na laje L4A ($\rho_x = 1,18\%$) que a deformação do concreto ultrapassou o limite convencional de ruptura na flexão estabelecido pela NBR 6118, que é de $-3,50\%$, com o

valor da última leitura atingindo -4,74‰, seguida de esmagamento do concreto na região próxima ao pilar, como pode ser visto na Figura 10. Desta forma, indicando que um pequeno aumento no valor da taxa de armadura secundária de flexão influencia sobremaneira no comportamento da laje, contribuindo no aumento da resistência ao puncionamento.

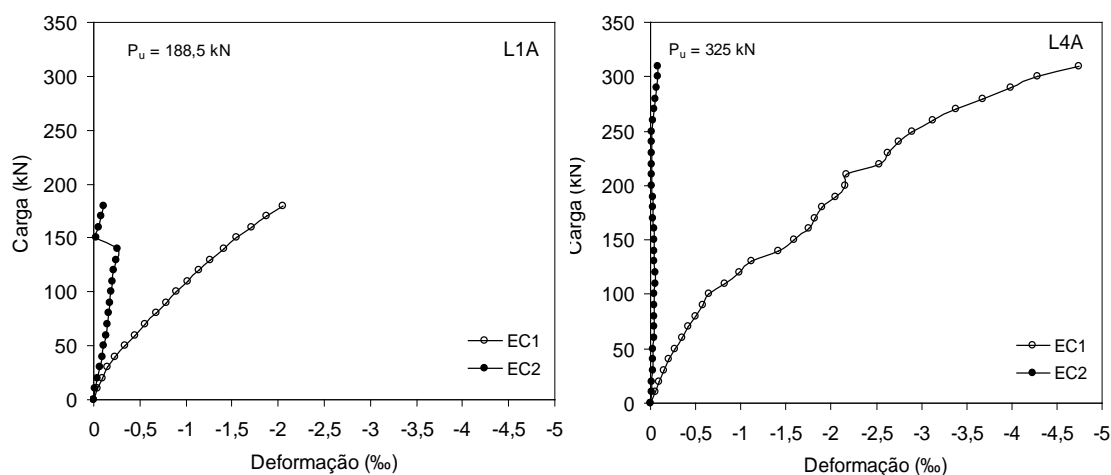


Figura 9: Deformações na superfície do concreto das lajes com índices 1 e 7



Figura 10: Observação do esmagamento do concreto da laje L4A

10 Deformações da armadura de flexão

Observou-se que quanto maior a relação entre os lados dos pilares, obviamente, maior o número de barras da armadura de flexão principal que foram solicitadas. Para as lajes com taxa de armadura de flexão secundária (ρ_x) em torno de 1,30% (L1A a L4A) registrou-se o escoamento a partir da relação $r = 3$. Enquanto que, nas lajes com taxa de armadura de flexão secundária de 0,30% (L1B a L4B), verificou-se o escoamento a partir

da relação $r = 1$. As deformações nas armaduras de flexão principal e secundária de todas as lajes podem ser observadas na Figura 11. Também se observou que a laje L3B, com $r = 5$, não apresentou escoamento no ponto E1 da armadura, diferentemente da L3A que apresentou escoamento, ocorrendo comportamento semelhante às lajes L2B e L2A, com índices 3. As lajes L2A a L4A apresentaram cargas 38% e 25%, maiores que as cargas necessárias para promover o início de escoamento da armadura principal das lajes L2B a L4B, respectivamente. No caso das lajes L1A e L1B, somente a última apresentou escoamento da armadura antes da ruptura. Avaliou-se que o comportamento das lajes foi bastante influenciado pela variação da armadura de flexão secundária, que no caso de uma taxa baixa, a resistência ao puncionamento é antecipada, deixando de mobilizar parte da resistência à flexão.

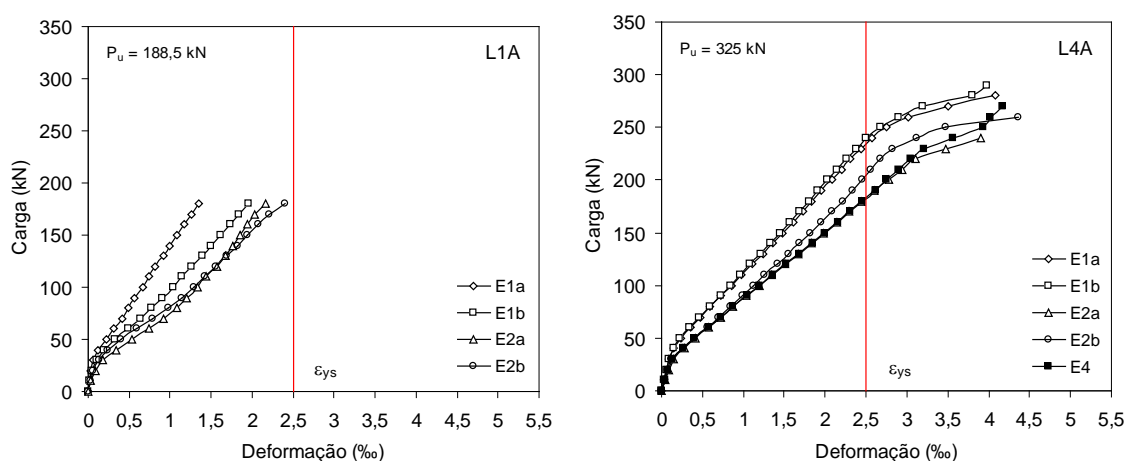


Figura 11: Deformações nas armaduras principais de flexão das lajes L1A a L4A

11 Mapas de fissuração e modos de ruptura

A variação do maior lado do pilar modificou o padrão das fissuras, apresentando tendência radial para lajes com pilar de índice 1 e 3 e longitudinal paralelo aos bordos carregados nas lajes com índice 5 e 7, sendo mais evidentes para as lajes com maior taxa de armadura de flexão secundária ($\rho_x = 1,30\%$). A Figura 12 mostra os mapas de fissuração das lajes com maiores taxas de armaduras, com suas respectivas superfícies de ruptura e indicação, em vermelho, das primeiras fissuras nas lajes. O critério para determinação do modo de ruptura foi baseado no trabalho de Oliveira (2005), que procurou estabelecer as dimensões mínimas dos maiores lados dos pilares (c_{flex}) para que a

resistência ao puncionamento fosse elevada ao nível da resistência última de flexão (estimada pela teoria das linhas de ruptura). A confirmação do modo de ruptura para as lajes desta pesquisa foi apoiada pelos resultados dos ensaios como escoamento das armaduras, forma de propagação das fissuras e deformação na superfície do concreto.

As lajes que apresentaram maior resistência ao puncionamento foram aquelas que tinham maiores índices r para os pilares. Entretanto, algumas características interessantes foram observadas entre elas, pois algumas apresentaram escoamento das armaduras, porém, sem esmagamento do concreto. Comparando-se as lajes L4A e L4B, foi observado na primeira que boa parte da barras da armadura de flexão apresentou escoamento, seguido de esmagamento do concreto, configurando a ruptura por flexão, apesar do aparecimento do cone de punção promovido pelo adiantado estado de fissuração. Enquanto na segunda, apesar ter ocorrido o escoamento com o mesmo número de barras, não se observou a ruptura do concreto.

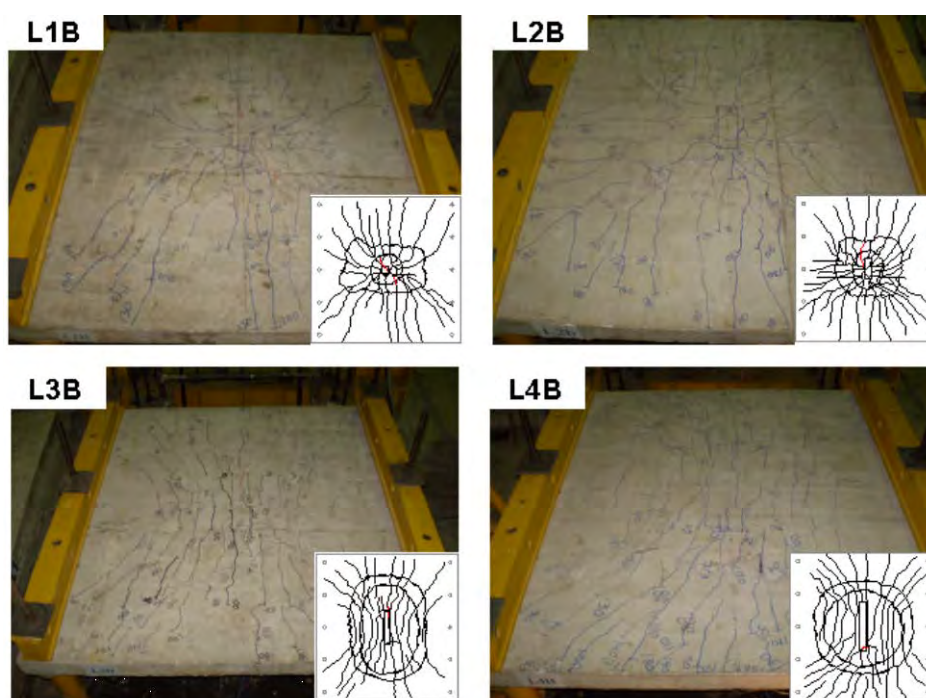


Figura 12: Mapas de fissuração das lajes L1B a L4B

O trabalho de Oliveira (2003), onde foram ensaiadas 15 lajes de concreto armado medindo 1.680 mm x 2.280 mm x 130 mm e apoiadas em pilares com índice de retangularidade entre 1 e 5, traz informações relevantes sobre o comportamento dessas fissuras em lajes bidirecionais e unidirecionais. No último caso, o carregamento foi

aplicado tanto nas bordas paralelas aos maiores lados do pilar quanto nas bordas paralelas aos menores lados. Este procedimento objetivou evidenciar a concentração de tensões de cisalhamento em torno das extremidades dos pilares. Observou-se que as fissuras radiais, no menor lado do pilar, impediam a propagação das fissuras tangenciais para as regiões intermediárias dos maiores lados, levando a laje à punção com a superfície de ruptura percorrendo um perímetro consideravelmente reduzido. Nesse trabalho são propostos fatores de flexão (λ) para corrigir a tendência dos resultados estimados tanto com os critério do CEB-FIP MC90 (1993) quanto pela NBR 6118:2003, de acordo com a Equação 1 e a Tabela 4. Os resultados foram comparados com os resultados dos ensaios de 85 lajes à época para validar os fatores.

$$V_{ck} = (0,18 / \lambda) \cdot (1 + \sqrt{200 / d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u \cdot d \quad (\text{Equação 1})$$

Tabela 4: Fatores de flexão propostos por Oliveira (2003)

Caso	λ
(1) Laje unidirecional com vão paralelo a $c_{\text{máx}}$	$(c_{\text{máx}} / d)^{0,17}$
(2) Laje unidirecional com vão perpendicular a $c_{\text{máx}}$	$0,93 \cdot (c_{\text{máx}} / d)^{0,14}$
(3) Laje bidirecional	$1,03 \cdot (c_{\text{máx}} / d)^{0,02}$

A influência dos efeitos da flexão na resistência à punção é clara, desde que as fissuras de flexão colaborem para a ruína por punção das lajes, o que de fato ocorre. No caso de pilares alongados em lajes unidirecionais, a tendência é a redução dos efeitos da punção à medida que a taxa de retangularidade aumenta. Para as lajes com vãos paralelos ao maior lado do pilar (caso 1), em uma situação extrema, a punção tende a dar lugar à ruína por força cortante. Na prática, a maioria das lajes unidirecionais é mais solicitada paralelamente aos maiores lados do pilar (caso 2), e as ruínas por cisalhamento do tipo em vigas e por flexão podem ser predominantes. Com o objetivo de melhor avaliar a influência do índice de retangularidade no comportamento das lajes sob flexão, e possivelmente uma ruína mais dúctil, procurou-se estabelecer as dimensões mínimas dos maiores lados dos pilares (c_{Flex}) para que a resistência à punção fosse igual à resistência última de flexão (estimada pela teoria das linhas de ruptura). Isto foi possível pelo fato da resistência à flexão ser considerada constante enquanto a resistência à punção, para a mesma laje e estimada considerando os fatores de flexão incorporados às recomendações

da NBR 6118, varia de acordo com os valores de r e ρ (média), que leva em conta a armadura secundária da laje. A taxa geométrica da armadura utilizada (principal: ρ_{Flex}) para determinação da carga última de flexão foi de 0,73%, lembrando que as barras desta armadura estão perpendiculares aos maiores lados do pilar. A resistência à compressão do concreto foi adotada igual a 30 MPa.

Verifica-se a influência da armadura secundária (ρ_V) no acréscimo da resistência à punção através da redução de c_{Flex} , uma vez que a taxa de armadura principal permanece constante. Para baixas taxas geométricas médias da armadura de flexão poderia ser oneroso elevar a resistência à punção das lajes, mas para valores de $\rho_V \cong \rho_{Flex}$ não seria desvantajoso. Assim, a armadura perpendicular à armadura negativa de flexão deve ser considerada nas lajes unidirecionais com vãos perpendiculares ao maior lado do pilar. Obviamente que estes resultados precisam ser testados experimentalmente e generalizados para outras condições de contorno.

Nas recomendações normativas vigentes, qualquer aumento de ρ_V gera incrementos constantes nas estimativas normativas e nas estimativas modificadas (V'), o que faz sentido devido a desconsideração da resistência à flexão em suas expressões, admitindo-se somente a ruína por punção. Com a utilização de c_{Flex} , os incrementos na resistência à punção seriam decrescentes para a relação crescente entre o maior lado do pilar e a altura útil da laje, uma vez que a distribuição das tensões de cisalhamento não mais se caracterizaria como aquela típica de punção, com ρ_{Flex} passando a ser preponderante. A superfície de ruptura para a punção seria, então, substancialmente reduzida. Para valores de c_{Flex} maiores que os necessários, quando ρ_V aumenta, a ruína dúctil teoricamente predomina. Foram então propostos valores mínimos para o maior lado do pilar em função da taxa de armadura secundária, como mostra a Figura 13. Na figura, qualquer ponto acima da linha curva poderia indicar a ruína por flexão da laje, considerada quadrada e apoiada em pilares com $c_{min} = d$. Os resultados experimentais são plotados na Figura 14.

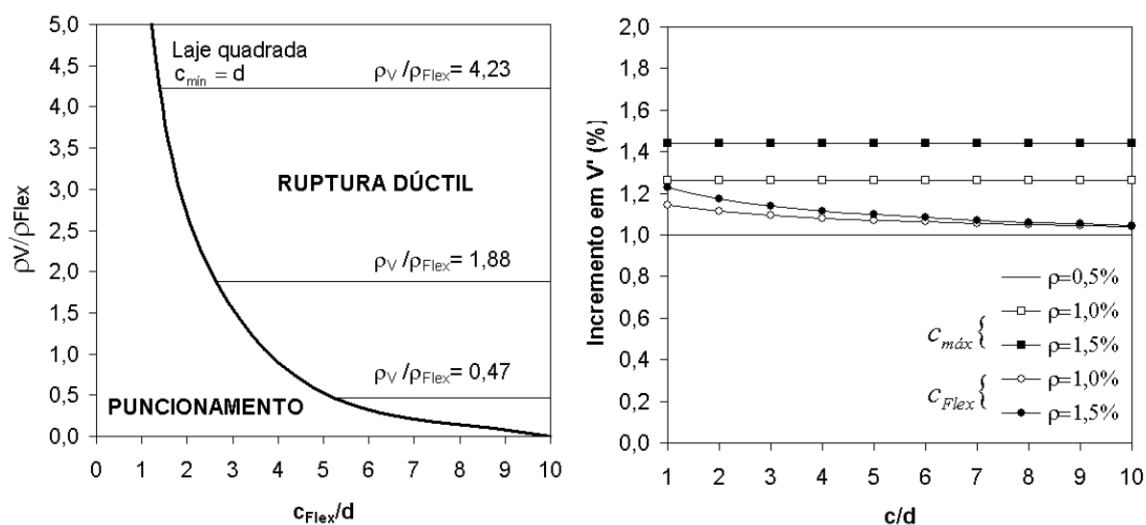


Figura 13: Proposta para estimar os modos de ruptura das lajes lisas

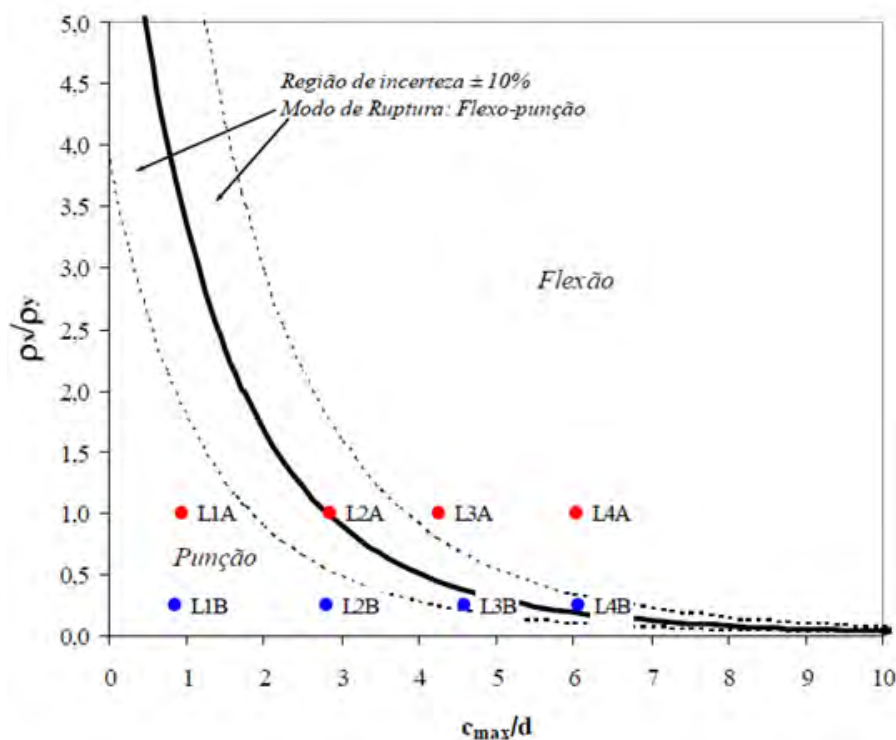


Figura 14: Avaliação dos modos de ruptura das lajes ensaiadas

12 Cargas últimas e estimativas normativas

A norma brasileira NBR 6118 superestimou a resistência ao punçõamento em todas as lajes, já que não considera em suas estimativas os efeitos provenientes da flexão, principalmente para as lajes com os pilares alongados (índices 5 e 7), como as lajes L3A e L4B em 19% e 25%, respectivamente. No geral foram observadas diferenças entre as

estimativas da NBR 6118 e os resultados experimentais variando de 6% a 25%. As cargas últimas e os modos de ruptura podem ser observados na tabela 5. Deve-se ressaltar que a armadura de flexão perpendicular (secundária) à armadura principal das lajes alterou os resultados experimentais, modificando os modos de ruptura, passando, em certas lajes, de punção para flexo-puncionamento ou deste para flexão.

Tabela 5 – Cargas últimas e modos de ruptura das lajes

Lajes	ρ (%)	d (mm)	f'_c (Mpa)	Pilar (mm)			P_{flex} (kN)	$P_{NB1:03}$ (kN)	P_u (kN)	Modo de Ruptura Experimental
				c_{min}	c_{max}	$c_{m\acute{a}x}/c_{min}$				
L1A	1,22	89,3	41,3	85	85	1	265,9	218,0	188,5	Punção
L2A	1,22	89,3	40,0	85	255	3	265,9	268,8	254,0	Flexo-punção
L3A	1,09	99,7	39,7	85	425	5	304,8	353,1	297,0	Flexão
L4A	1,10	98,6	40,4	85	595	7	296,8	401,1	325,0	Flexão
L1B	0,56	98,1	41,4	85	85	1	293,7	192,8	172,0	Punção
L2B	0,60	90,5	42,0	85	255	3	273,5	216,3	194,5	Punção
L3B	0,59	92,7	41,6	85	425	5	284,4	262,2	232,0	Flexo-punção
L4B	0,56	98,1	40,5	85	595	7	293,7	317,9	254,5	Flexo-punção

13 Análise numérica

13.1 Modelagem

A modelagem numérica considerou a variação do índice de retangularidade do pilar e a variação da taxa de armadura secundária, através da simulação de modelos numéricos das lajes que foram ensaiadas no laboratório. As condições de contorno foram consideradas como apoios de segundo gênero ao longo do bordo direito e de primeiro gênero ao longo do bordo esquerdo, na superfície superior das lajes, enquanto nos outros dois bordos não foram considerados qualquer tipo de restrição. Incorporou-se barras aos modelos para representar a armadura. Os módulos de elasticidade adotados para as barras de aço foram os obtidos experimentalmente, sendo de 240 GPa e 236 GPa para barras com diâmetros de 12,5 mm e 6,3 mm, respectivamente.

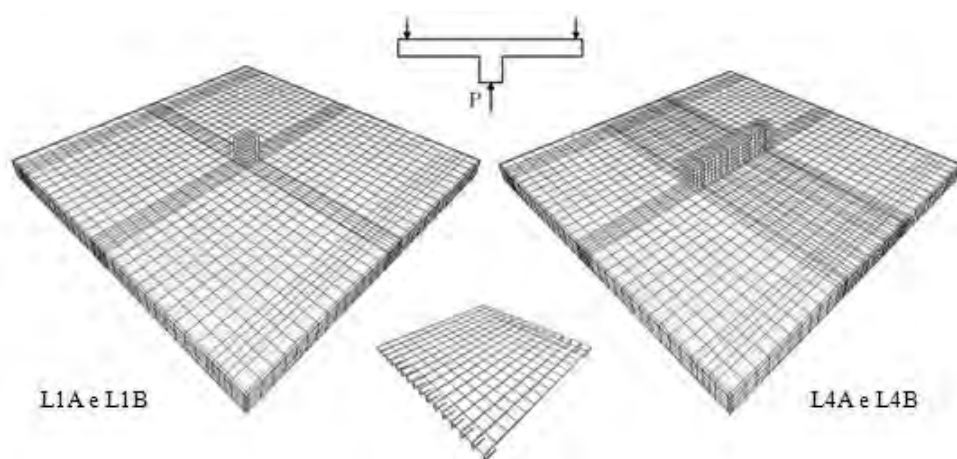


Figura 15: Modelo das lajes L1A, L1B, L4A e L4B mostrando a discretização

14 Resultados

A Figura 16 apresenta os resultados numéricos dos deslocamentos centrais das lajes. As diferenças nos resultados numéricos foram decorrentes do módulo de elasticidade que foi diferente para as lajes.

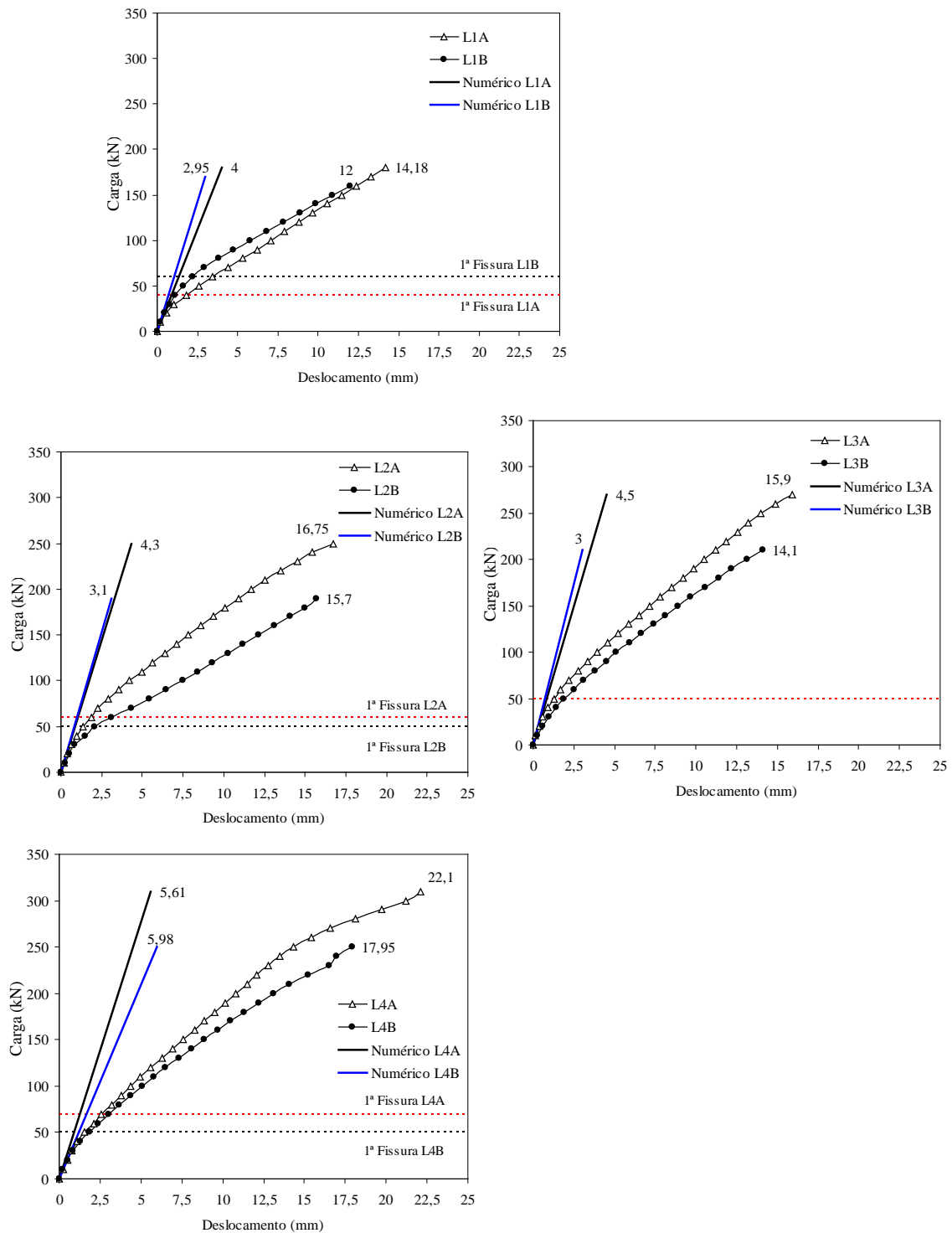


Figura 16: Comparação dos resultados numéricos e experimentais dos deslocamentos centrais das lajes

Os resultados numéricos indicaram que a armadura de flexão secundária composta de 16 barras de 12,5 mm (taxa $\cong 1,22\%$), apresentou maior capacidade de absorver as forças normais. No geral, as armaduras de flexão principais das lajes com menores taxas de armadura de flexão secundária (L1B, L2B, L3B e L4B), para um mesmo passo de

carga, foram mais solicitadas que as das lajes com maiores taxas de armadura de flexão secundária (L1A, L2A, L3A e L4A). Comparando-se lajes com mesma relação c_{\max}/c_{\min} , observou-se que quando a taxa diminuiu, promoveu maior solicitação das barras da armadura de flexão principal, como pode ser observado nas Tabelas 6 e 7. A análise numérica considerando as armaduras de flexão mostrou diferenças entre os modelos das lajes com maior taxa de armadura de flexão secundária e aquelas com maior taxa. As forças nas barras das lajes, com mesma relação c_{\max}/c_{\min} entre as dimensões dos pilares, a taxa de armadura de flexão secundária maior indicou nos resultados experimentais do ponto E3 monitorado na armadura secundária, para uma carga aplicada de 150 kN, uma diferença de força na barra de 140% maior da L4A em relação a L4B. Na análise numérica observou-se uma diferença maior que 200%.

Nos resultados experimentais, para a carga de 150 kN, a força na barra no ponto E2 de monitoramento da armadura de flexão principal da laje L4A foi de 70 kN e da L4B, de 60 kN, ou seja, uma diferença de 23%. Na análise numérica verificou-se também diferença de 23%. Isto indicou que uma baixa taxa de armadura de flexão secundária, como no caso da laje L4B, possibilitou solicitações mais acentuadas na armadura principal da mesma e, assim, promovendo primeiramente o escoamento desta armadura na laje L4B, com nível de carga inferior ao da laje L4A. Ressalta-se que ocorreu o mesmo comportamento nas outras lajes com pilares de índices de retangularidade menores.

Tabela 6: Forças nas armaduras principal e secundária (L1A, L1B, L2A e L2B)

Carga de 150 kN		Força (kN)							
Ponto	Armadura	L1A		L1B		L2A		L2B	
		Exp	Num	Exp	Num	Exp	Num	Exp	Num
E2	Principal	56	15	68	14	58	35	64	40
E3	Secundária	51	9	26	31	30	17	20	5

Tabela 7: Forças nas armaduras principal e secundária (L3A, L3B, L4A e L4B)

Carga de 150 kN		Força (kN)							
Ponto	Armadura	L3A		L3B		L4A		L4B	
		Exp	Num	Exp	Num	Exp	Num	Exp	Num
E2	Principal	54	12	64	15	60	13	70	16
E3	Secundária	15	4	6	1	12	3	5	1

15 Conclusões

As dimensões dos pilares influenciam no comportamento das lajes lisas unidirecionais, já que o aumento da relação c_{\max}/c_{\min} possibilita ganhos de resistência, mas não na mesma proporção sugerida pela maioria das equações normativas que estabelecem que, com o aumento do perímetro de controle, se tem o mesmo incremento de resistência, sem considerar os efeitos de polarização das tensões (Oliveira, 2003).

A resistência das lajes também foi influenciada pela variação da taxa geométrica de armadura de flexão secundária, indicando que esta armadura contribui significativamente para a capacidade resistente, pois para lajes com mesmas dimensões dos pilares foram observados ganhos de resistência de até 30% para as lajes com taxas maiores. A forma de propagação das fissuras também se apresentou diferente para lajes com pilares de mesmas dimensões, mas com diferentes taxas geométricas de armaduras secundárias, sendo mais intensas as fissuras com tendência radial nas lajes com menores taxas. As análises realizadas indicam que as estimativas foram satisfatórias e capazes de prever os modos de ruptura das lajes lisas unidirecionais.

16 Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, CAPES, ITEGAM, FADESP e FAPESPA pelo apoio financeiro para a realização deste trabalho.

17 Referências

ACI 318:2002. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739/94 – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. *NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 1978.

_____. *NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 2003.

_____. *NBR 8522/84 – Concreto -*

Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. London, Thomas Telford, 1993.

DAMASCENO, L. S. R. *Análise Experimental de Lajes Lisas Unidirecionais de Concreto Armado com Pilares Retangulares ao Puncionamento*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, 2007, 207p.

HOLANDA, K. M. A.. *Análise dos Mecanismos Resistentes e das Similaridades de Efeitos da Adição de Fibras de Aço na Resistência e na Ductilidade à Punção de Lajes-cogumelo e ao Cisalhamento de Vigas de Concreto*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, 2002.

OLIVEIRA, D. R. C. *Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2003, 241p.

OLIVEIRA, D. R. C.; FERREIRA, M. P. *Efeitos da Flexão na Resistência à Punção em Lajes com Pilares Retangulares: Verificação de Acordo com a NB 1/78 e NB 1/03*. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Recife, 2005.

SILVANY, T. T., PINHEIRO, L. M., *Deslocamentos Transversais em Lajes Cogumelo*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 23, p. 93-118, 2005.

Failure mode prediction for one-way reinforced concrete flat slabs with rectangular columns

Abstract

Flat slabs are reinforced concrete plates directly supported on columns, without intermediary beams. This structural system has been sufficiently used in the last decade, mainly for successful reach large spans and allowing "layouts" flexible. On the other hand, these slabs can be characterized as two-ways or one-ways, depending on the loading conditions, it is still stand out that NBR 6118 does not distinguish the types of flat slabs and make no reference to how much the punching resistance in the case of the one-ways flat slabs and it is known that normally these flat slabs presents low failure loads compared to the two-ways one. In this work presents a proposal, completely detailed in Damasceno's master thesis (2007), for forecast the failure mode of one-way flat slabs with rectangular columns and without shear reinforcement, based on the prescriptions of CEB-FIP MC90 and on the Yield Line Theory. Equations that describe the behavior of the slabs in the limit between punching shear and flexure failures, considering the material's properties, dimensions of the flat slab and the column's cross sections, rate of flexure reinforcement in two directions, etc. are presented, parameters that influence on the slabs' behavior. The estimates had been satisfactory and able to forecast one-way flat slabs' failure modes.

Keywords: Reinforced concrete. Flat slab. Rectangular column. Punching.

1 Introduction

The use of reinforced concrete flat slabs has been increased in many Brazilian cities during the last decade. Currently, is in a structural system attractive both economically and architecture, due to the ease execution, lower consumption of concrete and wood mold, and allow flexible "layouts" in residential buildings. Despite these advantages, the use of this system has received attention of researchers and professionals involved in flat slab design. There are doubts about the behavior of slabs to punching when the increased rate of rectangularity of the columns (the ratio between the highest and lowest hand, c_{max}/c_{min}) leads to a significantly different size, and because the normative expressions the effects of bending (Oliveira, 2003) that are developed are not associate to their real behavior. It is remarkable that most of the buildings using rectangular columns, which is important reason to conduct studies to better understand the slabs behavior, strength and failure mode under the influence of elongated columns.

This study presents a simple proposal for prediction the main modes of rupture of one-way flat slabs of concrete without shear reinforcement. It holds an estimated

comparison of the proposed methods with the experimental results obtained from an experimental program involving the testing of 8-way flat slabs with parts of columns and monolithically connected two different rates of secondary flexural reinforcement. The analysis carried out indicated that the estimates were satisfactory and able to predict the failure modes of one-way flat slabs.

2 Experimental program

Eight reinforced concrete square slabs of side 1800 mm and 110 mm thick, subjected to loads applied at the center, in sections of columns monolithically connected to the slabs were tested and analyzed. All slabs had the same main flexural reinforcement compressive strength of concrete of 40 MPa. The variables of the tests were rectangularity rate of the columns and secondary flexural reinforcement ratio. The slabs were divided into two groups: group A (L1A, L2A, and L3A L4A) composed of four slabs with a higher rate of secondary flexural reinforcement and group B (L1B, L2B, L3B and L4B) for 4 slabs with lower ratio of secondary flexural reinforcement. The tested groups presented four types of rectangularity rate for the columns, which ranged from 1, 3, 5 and 7.

3 Conclusions

The dimensions of the columns influence the behavior of one-way flat slabs, since the increase of the c_{\max}/c_{\min} enables gains in strength, but not at the same rate that equations suggested by most design codes require that, with the increase in perimeter control, if has the same increment of resistance, without considering the polarization effects of stress (Oliveira, 2003). The resistance of the slabs was also influenced by varying the geometric rate of secondary flexural reinforcement, indicating that this contributes significantly to the load capacity, as for slabs with the same dimensions of the columns the experimental strength gains were up to 30% for slabs with higher rates. The cracks propagation way also performed for slabs with different columns of the same dimensions but with different geometric rates of secondary reinforcement, being more intense and with tendency radial cracks in the slabs with lower rates. The analysis carried out indicated that the proposed estimates were satisfactory and able to predict the failure modes of one-way flat slabs.