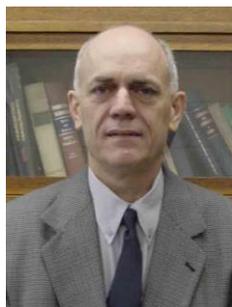


Estudo teórico-experimental da resistência ao punçoamento de lajes fungiformes de betão armado com pilar de canto reentrante sem armadura de punçoamento



Elaine Albuquerque*
Estudante de Doutoramento
Universidade NOVA de Lisboa /
Universidade de Brasília
Brasília
elaine_jari@hotmail.com



Guilherme Melo
Professor
Universidade de Brasília
Brasília
melog@unb.br



António Ramos
Professor Auxiliar
Universidade NOVA de
Lisboa
Caparica
ampr@fct.unl.pt



Válder Lúcio
Professor Associado
Universidade NOVA de
Lisboa
Caparica
vjgl@fct.unl.pt

SUMÁRIO

A solução estrutural de lajes de betão armado apoiadas diretamente nos pilares é uma alternativa cada vez mais frequente nos projetos de construção civil. O estudo experimental do punçoamento em pilares internos, de canto e de bordo, com variação de diversos parâmetros, já foi largamente explorado experimentalmente. No entanto, quando se trata de conexões de lajes fungiformes com pilares de canto reentrante o mesmo não acontece, não se encontrando muitas publicações sobre o assunto. Este trabalho visa contribuir para o estudo do fenómeno de punçoamento em conexões de lajes fungiformes de betão armado com pilares de canto reentrante sem armadura de punçoamento, comparando a resistência ao punçoamento de quatro lajes obtida experimentalmente com as estimativas dos códigos: NBR 6118 (2007), EUROCODE 2 (2004), ACI 318 (2008) e MC2010 (2013) mediante algumas adaptações.

Palavras-chave: *Punçoamento, Lajes fungiformes, Pilar de Canto Reentrante, Betão Armado.*

1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho foi investigada a resistência última ao punçoamento de ligações entre lajes fungiformes e pilares de canto reentrante, tendo-se variado a taxa de armadura de flexão e excentricidade de carga.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os quatro modelos ensaiados consistiam em lajes de betão armado com espessura de 180 mm e um pilar de 1580 mm de altura, com seção transversal de 300 x 300 mm, com intuito de avaliar o comportamento ao punçoamento de ligações entre lajes fungiformes de betão armado e pilares de canto reentrante. A Figura 1 ilustra a geometria dos modelos. As dimensões foram definidas de modo a se adaptarem à estrutura de reação existente no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. O Quadro 1 apresenta as características das lajes ensaiadas: resistência a compressão do betão f_c , altura útil da laje d , taxa da armadura de flexão ρ , relação das cargas aplicadas P_2/P_1 e excentricidade de carga.

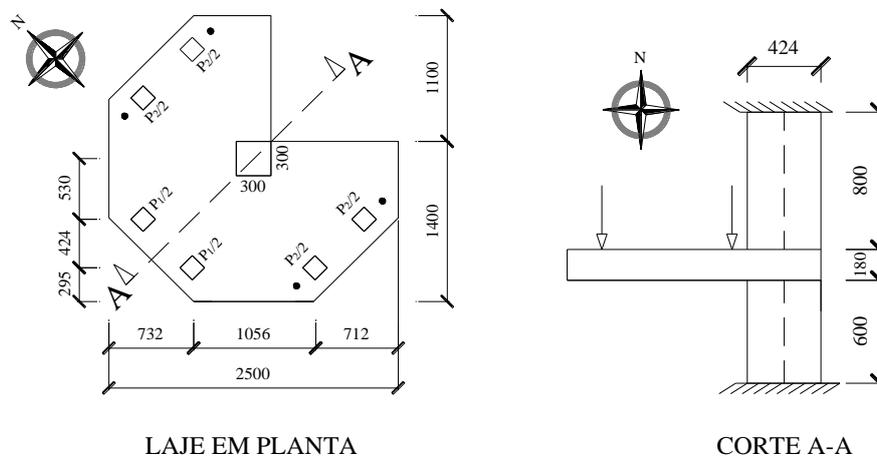


Figura 1. Posição das cargas de ensaio

Quadro 1. Identificação e características das lajes ensaiadas

LAJE	f_c (MPa)	d (mm)	ρ (%)	P_2/P_1	e (mm)
L01	43,7	142,5	0,91	0,5	503
L02	43,7	144,5	0,88	1,0	362
L03	43,7	141,0	1,35	1,0	354
L04	43,7	145,5	1,27	1,0	349

2.1 Sistema de Ensaio

O sistema de ensaio utilizado foi composto pelo pórtico de reação existente no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, por 3 atuadores hidráulicos da marca ENERPAC, todos com capacidade de 1000 kN; três conjuntos de células de carga e indicadores digitais fabricados pela Kratos Equipamentos Industriais Ltda., com capacidade de 1000 kN e com precisão de 1 kN; 3 rótulas de aço, posicionadas entre o êmbolo dos atuadores hidráulicos e as vigas metálicas; 2 bombas hidráulicas elétricas ENERPAC para acionamento dos atuadores hidráulicos; 3 vigas metálicas rígidas para distribuição do carregamento aplicado pelos cilindros hidráulicos em 2 chapas de aço, totalizando 6 pontos de aplicação de carga; 4 tirantes de aço com $\varnothing = 32$ mm, usados como dispositivos de reação para os carregamentos aplicados pelos atuadores na direção L-O do sistema de ensaios; conexões metálicas de aço acopladas ao pórtico de reação do laboratório para a restrição da translação dos segmentos de pilar. Na Figura 2 é possível observar detalhes da configuração de ensaio das lajes.

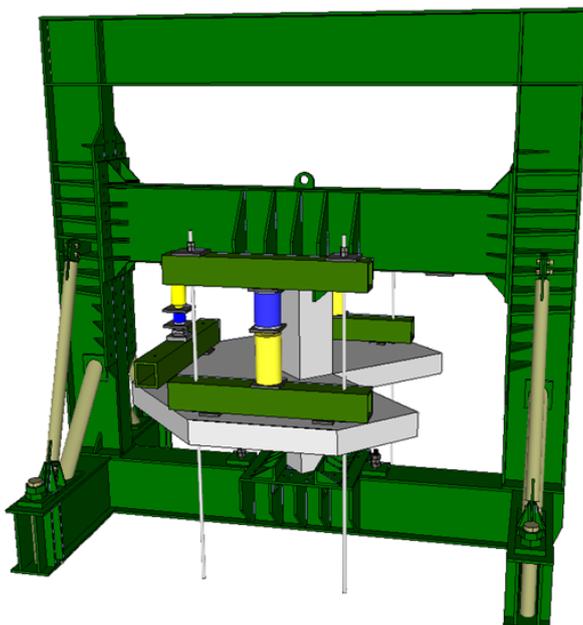


Figura 2. Sistema de ensaio: vista 3D

A aquisição de dados dos deslocamentos verticais foram obtidos através de LVDT's (transdutores de variação de deslocamento linear) e as extensões nas armaduras de flexão tracionada e na superfície de betão na face inferior da laje com recurso a extensómetros eléctricos, foi composto por 10 módulos do sistema de aquisição Spider 8, modelos SR30 e SR55, fabricados pela empresa HBM, interligados em cascata e ligados a 2 computadores. O software de aquisição de dados utilizado para os módulos Spider 8 foi o CATMAN versão 4.5.

3. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

3.1 NBR 6118:2007 - Projeto de estruturas de betão - Procedimento

O modelo empírico de cálculo adotado pela NBR 6118 (2007) é baseado no método da superfície de controle. Compara-se a tensão de corte atuante em cada uma das superfícies críticas perpendiculares ao plano médio da laje com a tensão resistente correspondente. Compara-se também a tensão solicitante máxima com a capacidade resistente da ligação, dada pela resistência do betão à compressão diagonal.

O modelo de cálculo da NBR 6118 (2007) propõe a verificação do punçoamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no em torno de áreas com carregamento concentrado.

Na primeira superfície crítica, (contorno C) do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do betão através da tensão de corte.

Na segunda superfície crítica, (contorno C') afastada 2d do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação ao punçoamento, associada à resistência à tração diagonal.

No caso em que, além da força vertical, existe transferência de momento da laje para o pilar, o efeito de assimetria deve ser considerado de acordo com a expressão:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d} \quad (1)$$

onde:

K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por corte, que depende da relação das dimensões do pilar C_1/C_2 .

O coeficiente K assume os valores indicados no Quadro 2.

Quadro 2. Valores de K - NBR 6118 (2007)

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

W_p é o módulo resistente da seção crítica e pode ser calculado desprezando a curvatura dos cantos do perímetro crítico em função do comprimento infinitesimal no perímetro crítico u.

e é a distancia de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{sd} .

$$W_p = \int_0^u |e| \cdot dl \quad (2)$$

Para evitar uma ruptura por punçoamento da laje na superfície crítica C' (perímetro crítico u multiplicado pela espessura da laje) em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punçoamento deve ser feita uma nova verificação em função da altura útil da laje, taxa de armadura de flexão e resistência à compressão do betão:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (3)$$

3.2 Eurocode 2 (2004)

O Eurocode 2 define que a resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de específica de punçoamento deve ser o menor valor entre $V_{R,máx}$ e $V_{R,c}$. Segundo o Eurocode 2 (2004):

- $V_{R,máx}$ é a resistência máxima para uma determinada dimensão de pilar, altura útil e resistência à compressão do betão;
- $V_{R,c}$ é a capacidade resistente de uma laje similar, mas sem armadura de cisalhamento.

Resistência máxima em função da resistência a compressão do betão f'_c e do perímetro do pilar u_0 :

$$V_{R,máx} = \left[0,3 \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)\right] \cdot u_0 \cdot d \quad (4)$$

Resistência máxima advinda do betão:

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot u_1 \cdot d \cdot \frac{1}{\beta} \quad (5)$$

onde:

$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ é a taxa de armadura média da laje, devendo ser calculada em uma largura igual com tamanho do pilar mais $3 \cdot d$ para cada lado;

- Cálculo de W_1 , em mm²:

$$W_i = \int_0^{u_i} |e| \cdot dl \quad (6)$$

onde:

dl é o comprimento elementar do contorno (Figura 3);

e é a distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_e .

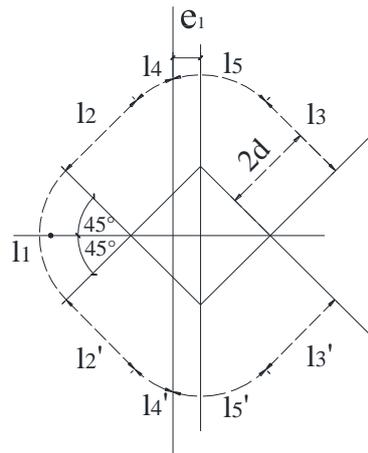


Figura 3. Perímetro u_1 seccionado em partes

3.3 ACI 318 (2011)

Segundo o ACI 318 e para lajes sem armadura de punçoamento, a resistência a punçoamento é:

Para lajes não pré-esforçadas e sapatas, V_c deve ser o menor obtido utilizando as equações (7), (8) e (9):

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d \quad (7)$$

onde β é a relação do lado maior e lado menor da coluna, carga concentrada, ou área de reação.

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d \quad (8)$$

onde α_s é 40 para coluna interna, 30 para coluna de borda e 20 para coluna de canto.

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d \quad (9)$$

Onde:

f_{ck} é a resistência à compressão do betão, e é limitada em no máximo 69 MPa;

b_0 é o comprimento de um perímetro de controle à $d/2$ da face do pilar;

d é a altura da laje;

O dimensionamento de qualquer seção de betão ao corte, incluindo o dimensionamento de uma ligação laje-pilar à punção, deve satisfazer a seguinte condição:

$$v_u \leq \phi \cdot v_n \quad (10)$$

onde:

v_u é a tensão de cisalhamento máxima devido à M_u e V_u ;

v_n é a tensão de cisalhamento resistente.

Para ligações laje-pilar que em que existam transferência de momentos e não apresentam armadura de punção:

$$\phi \cdot v_n = \frac{\phi \cdot V_c}{b_0 \cdot d} \quad (11)$$

A força de corte majorada V_u e o momento majorado desequilibrado M_u são determinados a partir do centroide axial c-c da seção crítica. O valor máximo de tensão de corte majorado pode ser calculado através de:

$$v_u(AB) = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot c_{AB}}{J_c} \quad (12)$$

onde:

c_{AB} é a excentricidade do perímetro crítico;

γ_v é o coeficiente de transferência de momento fletor pela excentricidade da força cortante.

sendo:

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (13)$$

onde:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{b_1/b_2}} \quad (14)$$

Com b_1 e b_2 sendo, respectivamente, as dimensões da seção crítica na direção de aplicação do momento fletor e na direção perpendicular a essa.

Cálculo de γ_{vy} , fração do momento transferido por excentricidade do corte da seção crítica.

onde:

l_y e l_x = projeção da seção crítica nos principais eixos (Figura 4).

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{l_{x1}/l_{y1}}} \quad (15)$$

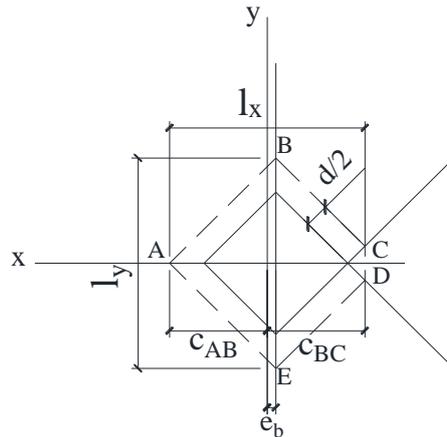


Figura 4. Perímetro crítico b_0 e dimensões de l (l_x e l_y)

3.4 Model Code 2010

A resistência ao punçamento atribuída ao betão pode ser obtida através da equação (16):

$$V_{Rd,c} = \kappa_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (16)$$

com f_{ck} em MPa.

O parâmetro κ_{ψ} depende de deformações (rotações) da laje como mostra a equação a seguir:

$$\kappa_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot \kappa_{dg}} \leq 0,6 \quad (17)$$

onde:

ψ : rotação da laje em torno do pilar;

Existem evidências que a resistência à punçamento é influenciada pelo diâmetro máximo do agregado (d_g). Se d_g é menor que 16 mm o valor de κ_{dg} é assumido como:

$$\kappa_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (18)$$

d_g em mm.

Na determinação da carga resistente à punção o perímetro de controle b_1 é assumido a uma distância equivalente a metade da altura útil efetiva ($0,5 \cdot d_v$).

O coeficiente de excentricidade pode ser determinado em função do momento de transferência do pilar para a laje:

$$\kappa_e = \frac{1}{1 + e_u/b_u} \quad (19)$$

Onde e_u é a excentricidade resultante da força de corte com respectivo centroide do perímetro de controle básico e b_u é o diâmetro de um círculo com a mesma superfície da região dentro do perímetro de controle básico.

A resistência ao punção máxima é limitada pela resistência ao esmagamento do betão ou área carregada:

$$V_{Rd,max} = \kappa_{sys} \cdot \kappa_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (20)$$

O coeficiente é 2,8 para studs, 2,4 para estribos comprimento de ancoragem suficiente e 2,0 pode ser adotado para outros casos.

Para definir a rotação em torno do pilar na zona externa a ruptura ψ , é necessário definir o nível de aproximação que se deseja. Quanto maior o nível de aproximação melhor é a previsão estimada por essa norma. No Quadro 3 serão apresentadas as expressões para cálculo da rotação da laje na zona exterior à ruptura de acordo com o nível de aproximação.

Quadro 3. Rotação da laje em torno do pilar na zona externa à rotura.

Nível de Aproximação	ψ	Equação
I	$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s}$	(21)
II	$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}$	(22)
III	$\psi = 1,2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}$ <p>m_{sd} é calculado através de programa de análise linear com valor médio na faixa do pilar.</p>	(23)
IV	Calculado com programa de análise não linear	(24)

O valor de r_s corresponde à distância do centro do pilar até ao raio onde o momento fletor é nulo, sendo este valor aproximadamente $0,22 \cdot L_x$ ou $0,22 \cdot L_y$ em lajes regulares em que a razão dos vãos está entre 0,5 e 2,0.

E_s é o módulo de elasticidade do material das armaduras longitudinais.

m_{Rd} é a resistência à flexão média de projeto por unidade de comprimento numa faixa carregada (para a direção considerada).

Para o nível III foi considerado as relações de V/m extraídos dum modelo de cálculo através de uma análise elástica linear (utilizando o software SAP2000) com G não reduzido e m_{Rd} considerando um ρ na menor direção para uma faixa de $b_s/2 + b_{sr}/2$ (Figura 5).

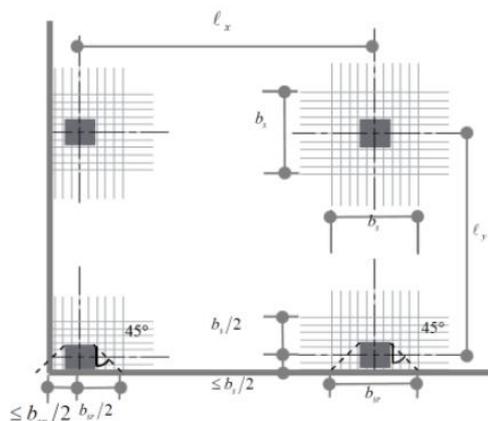


Figura 5 – Dimensões da área carregada ou analisada - Model Code 2010 (2013)

A largura b_s da faixa carregada ou analisada para o cálculo de m_{sd} é:

$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{\min} \quad (25)$$

Próximo dos bordos da laje, a largura da faixa é limitada a b_{sr} . O mesmo valor para r_s como que para o Nível I de aproximação pode ser adotada.

4. CARGAS E MODOS DE RUPTURA

Neste item serão feitas análises quanto aos resultados experimentais de cargas de ruptura obtidos para cada laje e cargas de ruptura calculadas pelas normas de projeto estrutural: NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011), EUROCODE 2 (2004) e MC2010 (2013). O Quadro 4 apresenta as cargas de ruptura e o modo de ruptura das quatro lajes.

Quadro 4. Cargas últimas e modos de ruptura das lajes

LAJE	e (mm)	d (mm)	ρ (%)	P_u	MODO DE RUPTURA
L01	503	142,5	0,91	250	P
L02	362	144,5	0,88	282	P
L03	354	141,0	1,35	358	P
L04	349	145,5	1,27	345	P
P: Punçoamento					

Comparações entre os resultados de cargas últimas obtidos com os ensaios e as estimativas de resistência segundo as normas serão apresentadas nos Quadros 5 a 8, com relações de cargas de ruptura obtidas nos ensaios (V_{exp}) com as cargas resistentes obtidas de acordo com as normas (V_{calc}) abordadas nesta pesquisa, assim como os perímetros de controle para lajes fungiformes com pilares de canto reentrante.

4.1 NBR 6118 (2007)

Nesta seção serão comparadas as cargas últimas obtidas nos ensaios com as cargas últimas obtidas com a NBR 6118 (2007) mediante as adaptações mencionadas no item 3 (Quadro 5).

Quadro 5. Cargas de punçoamento pela NBR 6118 (2007)

LAJE	u (mm)	u_1 (mm)	W_p (mm ²)	V_{exp} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}	MÉDIA	COV	Percentil (5%)
L5	1200,00	2543,03	652749,68	250	247,75	1,01	1,00	0,05	0,95
L6	1200,00	2561,88	660324,67	282	300,59	0,94			
L7	1200,00	2528,89	647096,70	358	337,85	1,06			
L8	1200,00	2571,31	664128,32	345	349,23	0,99			

Diante do exposto pode-se observar que as prescrições normativas para os as lajes expostas apresentam valores de carga de ruptura semelhantes aos observados em laboratório com relação V_{exp}/V_{calc} média de 1,00 e um percentil de 0,95 a 5,0 %.

4.2 Eurocode2

A seguir serão comparadas as cargas últimas obtidas nos ensaios com as cargas últimas obtidas com o EC2 (2004) mediante as adaptações mencionadas no ítem 3 (Quadro 6). Foi respeitada a restrição quanto ao coeficiente κ (*size effect*) que deve considerar um valor inferior ou igual a 2,0.

Quadro 6. Cargas de punção pelo EC2 (2004)

LAJE	u (mm)	u_1 (mm)	β	W_p (mm ²)	V_{exp} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}	MÉDIA	COV	Percentil (5%)
L5	1200,00	2543,03	2,176	652749,68	250	204,43	1,22	1,23	0,05	1,16
L6	1200,00	2561,88	1,843	660324,67	282	244,30	1,15			
L7	1200,00	2528,89	1,830	647096,70	358	273,11	1,31			
L8	1200,00	2571,31	1,811	664128,32	345	283,59	1,22			

Através do exposto pode-se observar que as prescrições desse código para as lajes expostas apresentam valores previstos para a carga de ruptura algo conservadores, quando comparados com os observados em laboratório, com relação V_{exp}/V_{calc} média de 1,23 e um percentil de 1,16 a 5,0 %.

4.3 ACI 318 (2011)

A seguir serão comparadas as cargas últimas obtidas nos ensaios com as cargas últimas obtidas com o ACI 318 (2011) mediante as adaptações mencionadas no ítem 3 (Quadro 7).

Quadro 7. Cargas de punção pelo ACI 318 (2011)

LAJE	b_0 (mm)	J_c (mm ⁴)	V_{exp} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}	MÉDIA	COV	Percentil (5%)
L5	1627,50	6,3989E+09	250	166,03	1,51	1,55	0,11	1,37
L6	1633,50	6,5608E+09	282	208,67	1,35			
L7	1623,00	6,2792E+09	358	204,17	1,75			
L8	1636,50	6,6426E+09	345	215,34	1,60			

Com os resultados expostos pode-se observar que as prescrições propostas por essa norma para as lajes expostas apresentam valores de carga de ruptura inferiores aos observados em laboratório com relação V_{exp}/V_{calc} média de 1,55 e um percentil de 1,37 a 5,0 %.

4.4 Model Code 2010

Para utilização das prescrições foram utilizados os parâmetros do Quadro 8 a fim de se obter as cargas de ruptura fazendo uso das adaptações mencionadas no ítem 3 (Quadro 9).

Quadro 8. Parâmetros para cálculo da resistência a punção pelo MC (2010)

LAJE	e_u	K_e	NÍVEL III		
			ψ	m_{sd} (kN.m/m)	m_{Rd} (kN.m/m)
L5	0,420	0,537	0,020533414	60,764	71,57
L6	0,278	0,638	0,020807228	62,828	72,67
L7	0,272	0,641	0,016057986	73,958	101,95
L8	0,265	0,650	0,015771782	77,342	105,66

Quadro 9. Cargas de punção pelo MC (2010)

LAJE	P_2/P_1	V_{exp} (kN)	NÍVEL III				
			V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}	MÉDIA	COV	Percentil (5%)
L5	0,5	250	156,77	1,60	1,57	0,04	1,51
L6	1,0	282	185,80	1,52			
L7	1,0	358	218,69	1,64			
L8	1,0	345	228,39	1,51			

Diante do exposto, com as prescrições propostas por essa norma, as lajes analisadas apresentam valores de carga de ruptura inferiores aos observados em laboratório com relação V_{exp}/V_{calc} média de 1,57 e um percentil de 1,51 a 5,0 %.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Figura 8 mostra a relação entre V_{exp} e V_{calc} para as lajes com $P_2/P_1 = 1,0$ no qual se percebe que quanto menor a taxa de armadura mais próximo são as cargas de ensaio das previstas pelas normas exceto para as previsões da NBR 6118 (2007) que preve um valor contra a segurança para a laje L02.

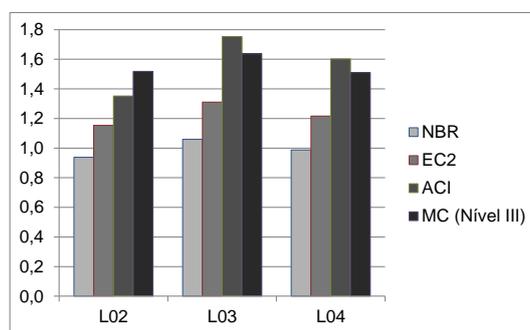


Figura 8. Relação entre a carga ultima de ensaio, V_{exp} , e as cargas de ruptura, V_{calc} para lajes com $P_2/P_1 = 1,0$

Já para as lajes L01 e L02 com mesma taxa de armadura e diferentes excentricidades nota-se com a Figura 9 que quanto menor a excentricidade mais próxima a carga prevista da carga ensaiada exceto para NBR 6118 (2007).

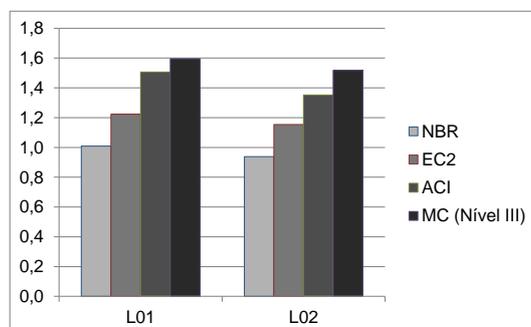


Figura 9. Relação entre a carga ultima de ensaio, V_{exp} , e as cargas de ruptura, V_{calc} para lajes com $\rho = 0,9 \%$

6. CONCLUSÕES

Com a análise dos dados expostos conclui-se que as estimativas de cargas de resistência à punção realizadas pela NBR 6118 (2007) e EUROCODE 2 (2004) apresentaram valores mais próximos aos obtidos experimentalmente com uma relação V_{exp}/V_{calc} entre 0,94 e 1,31. Já os valores de resistência à punção obtidos pelo ACI 318 (2011) e MC (2010) apresentaram-se inferiores aos observados experimentalmente com resultados mais conservadores. O ACI 318 (2011) obteve relação V_{exp}/V_{calc} entre 1,51 e 1,75 com exceção da Laje L02 que obteve uma relação de 1,35. Já os resultados do MC2010 (2013) entre 1,51 e 1,64 que podem variar de acordo com o programa computacional utilizado para estimar os momentos solicitantes e as considerações feitas quanto à faixa considerada para transferência de momento da laje para o pilar (faixa que atua o momento).

REFERÊNCIAS

- [1] “ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118”. Projeto de estruturas de betão – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007, p. 231.
- [2] “Eurocode 2”, Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, p. 225.
- [3] “ACI”, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., USA, 2011, p. 473.
- [4] Fib Model Code for Concrete Structures, Ernest & Sohn, Berlin, 2013.