

Design of punching shear for prestressed slabs with unbonded tendons on internal columns

Dimensionamento à punção de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas em apoios internos

L. A. R. LUCHI^a
lorenzo@rl.eng.br

J. C. C. LEITE JR.^a
junior@civix.eng.br

Abstract

This paper is related to the punching shear in prestressed slabs with unbonded tendons for interior columns calculated by the codes ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 6118:2014, EN 1992-1-1:2004 e ACI 318-11. To calculate the punching shear resistance the formulations of the NBR 6118:07, effective until April/2014, did not consider the compression of the concrete in the plane of the slab, due to prestressing. Just the inclined components of some tendons were considered for total load applied relief, but this fact did not generate a significant difference, compared to reinforced concrete, because the inclination angle is very close to zero. The American and European provisions consider a portion related to the compression of the concrete in the plane of the slab. Differences in the results obtained by the four design codes will be exposed, showing that the EC2:04 and the NBR6118:14 achieved the best results.

Keywords: slab, punching shear, post-tensioning, codes.

Resumo

Este artigo trata da punção em lajes protendidas com cordoalhas não aderentes na ligação laje-pilar interno calculada através das normas ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 6118:2014, EN 1992-1-1:2004 e ACI 318-11. Para o dimensionamento à punção, as formulações da NBR 6118:2007, norma que estava vigente até abril de 2014, não levavam em conta a compressão do concreto no plano da laje devido à protensão. Apenas a componente inclinada de uma parte das cordoalhas era considerada para alívio da carga solicitante de cálculo; entretanto, isso não gerava diferença significativa, com relação ao concreto armado, pelo fato de o ângulo de inclinação ser bem próximo de zero. As normas americana e europeia consideram uma parcela referente à compressão do concreto no plano da laje. Serão expostas, portanto, as diferenças de resultados obtidos através dos quatro códigos de dimensionamento, mostrando que o EC2:2004 e a NBR 6118:14 obtiveram os melhores resultados.

Palavras-chave: laje, punção, protensão, normas.

^a Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil.

1. Introdução

1.1 Justificativa e motivação

A motivação para este artigo gira em torno do fato de as normas brasileira, europeia e americana possuírem diferentes formulações para o cálculo da punção em lajes protendidas, gerando resultados distintos a partir de dados iguais de entrada. Além disso, a bibliografia existente mostra que as normas resultam em um dimensionamento conservador, comparando-se com os resultados reais de ensaios em lajes protendidas com cordoalhas não aderentes.

Para o dimensionamento à punção, as formulações da NBR 6118:2007, norma que estava vigente até abril de 2014, não levam em conta a compressão do concreto no plano da laje, devido à protensão. Apenas a componente inclinada de uma parte das cordoalhas era considerada para alívio da carga solicitante de cálculo; entretanto, isso não gerava diferença significativa, comparando-se com o concreto armado, pelo fato de o ângulo de inclinação ser bem próximo de zero. As normas americana e europeia consideram uma parcela referente à compressão do concreto no plano da laje.

Assim, visando a obter resultados menos conservadores, a ABNT revisou a formulação para dimensionamento à punção na nova norma NBR 6118:2014, inserindo uma parcela referente à compressão no plano da laje, devido à protensão, conforme o Eurocode 2 sugere.

É sabido que projetos estruturais devem ser seguros, mas é papel da engenharia a função de sempre aprimorar os métodos de cálculo e de execução, para obtenção de resultados mais viáveis e econômicos. Portanto, os resultados deste artigo podem trazer luz à influência da compressão sobre o concreto, através da utilização da protensão com cordoalhas engraxadas.

1.2 Objetivos

O objetivo do artigo é comparar as formulações para dimensionamento à punção, fornecidas pelas normas ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 6118:2014, EN 1992-1-1:2004 e ACI 318-11. Vários dimensionamentos serão realizados alterando-se níveis de carregamento, seções de pilares, resistência do concreto e taxa de armadura, a fim de observar a diferença de resultados entre as normas, de acordo com as variáveis da análise.

2. Normas de dimensionamento

2.1 Norma Brasileira (NBR 6118)

2.1.1 Modelo de cálculo

O modelo de cálculo corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas. Na primeira superfície crítica (contorno C), deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento, já na segunda superfície crítica (contorno C'), afastada $2d$ do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação deve ser feita também através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C'. Uma terceira superfície crítica (contorno C'') deve ser verificada ape-

nas quando for necessário utilizar-se de armadura de punção.

2.1.2 Pilar interno com carregamento simétrico

Para carregamentos simétricos, tem-se:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{ud} \quad (1)$$

onde:

$$d = (d_x + d_y)/2 \quad (2)$$

onde:

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C', externo ao contorno C da área de aplicação da força e deste distante $2d$ no plano da laje;

d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais;

u é o perímetro do contorno C';

F_{sd} é a força ou a reação concentrada de cálculo.

2.1.3 Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto

Essa verificação deve ser feita, no contorno C, para lajes com ou sem armadura de punção.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (3)$$

onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em megapascal.

O valor de τ_{Rd2} pode ser ampliado de 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto a um pilar interno, quando os vãos que chegam a esse pilar não diferem mais de 50% e não existem aberturas junto ao pilar.

2.1.4 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A tensão resistente na superfície crítica C' deve ser calculada, conforme a NBR 6118:2014, como segue:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 (1 + \sqrt{20/d}) (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp} \quad (4)$$

onde:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \quad (5)$$

$$d = (d_x + d_y)/2 \quad (6)$$

onde:

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente;

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais;

σ_{cp} é a tensão de compressão média no plano da laje.

A NBR 6118:2007 considerava no cálculo de τ_{Rd1} a seguinte equação:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 (1 + \sqrt{20/d}) (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (7)$$

Ou seja, sem a parcela de compressão no plano da laje.

2.1.5 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção

A tensão resistente na superfície crítica C' deve ser calculada, conforme a NBR 6118:2014, como segue:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \operatorname{sen} \alpha}{u d} \quad (8)$$

onde:

$$s_r \leq 0,75 d \quad (9)$$

onde:

s_r é o espaçamento radial entre as linhas de armadura de punção, não maior que 0,75d;

A_{sw} é a área de armadura de punção num contorno completo paralelo a C';

α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

u é o perímetro crítico;

f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior que 300MPa para conectores ou 250MPa para estribos (aço CA-50 ou CA-60). Para lajes com espessura maior que 15cm, esses valores podem ser aumentados a partir de interpolação linear.

A NBR 6118:2007 considerava no cálculo de τ_{Rd3} a equação abaixo:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \operatorname{sen} \alpha}{u d} \quad (10)$$

Ou seja, não havia a consideração da parcela de compressão no plano da laje.

2.1.6 Definição da superfície crítica C''

Quando for necessário utilizar armadura de punção, ela deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que, num contorno C'' afastado 2d do último contorno de armadura, não seja mais necessário armadura, isto é, $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$.

2.1.7 Verificação em elementos estruturais protendidos

A verificação deve ser feita como estabelecido a seguir:

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} \quad (11)$$

onde:

$$\tau_{pd} = \frac{\sum (P_{k \text{ inf},i} \operatorname{sen} \alpha_i)}{u d} \quad (12)$$

onde:

τ_{pd} é a tensão devido ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e passam a menos de d/2 da face do pilar;

$P_{k \text{ inf},i}$ é a força de protensão no cabo i;

α é a inclinação do cabo i em relação ao plano da laje, no contorno considerado;

u é o perímetro crítico do contorno considerado, em que se calculam $\tau_{sd,ef}$ e τ_{sd} .

2.2 Norma americana (ACI 318)

2.2.1 Perímetros de controle

A norma americana recomenda a análise de tensões em seções críticas localizadas a uma distância d/2 (d é a altura útil da laje) da face dos pilares ou cargas concentradas. O perímetro desses contornos é denominado perímetro efetivo b_o .

Após a determinação desse perímetro, compara-se a tensão resistente com a tensão solicitante. Caso haja necessidade, pode-se aumentar a espessura da laje ou acrescentar armaduras de punção, para aumentar a tensão resistente.

2.2.2 Cálculo da tensão solicitante τ_u no perímetro efetivo b_o

A tensão de cisalhamento atuante na ligação laje-pilar interno, para cargas centradas, é dada por:

$$\tau_u = \frac{F_u}{A_c} \quad (13)$$

onde:

F_u é o esforço cortante majorado;

A_c é a área de concreto da seção crítica efetiva;

2.2.3 Cálculo da tensão resistente τ_n no perímetro efetivo b_o

• Tensão resistente em lajes sem armadura de punção:

$$\tau_u \leq \tau_n = \tau_c \quad (14)$$

τ_c é a tensão relativa ao concreto, tomada como o menor dos dois valores a seguir:

$$\tau_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \leq 0,33 \sqrt{f'_c} \quad (15)$$

$$\tau_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \leq 0,33 \sqrt{f'_c} \quad (16)$$

onde:

f'_c é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

b_o é o valor do perímetro efetivo;

β é a razão entre o maior e o menor lado do pilar;

d é a altura útil da laje;

α_s é igual a 40 para pilares internos.

• Tensão resistente em lajes com armadura de punção:

$$\tau_u \leq \tau_n = \tau_c + \tau_s \leq 0,5 \sqrt{f'_c} \quad (17)$$

$$\tau_c = 0,17 \sqrt{f'_c} \quad (18)$$

onde:

τ_c é a tensão relativa ao concreto;

τ_s é a tensão relativa ao aço dada por:

$$\tau_s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sena} + \text{cosa})}{s b_0} \quad (19)$$

sendo:

A_v a área da armadura de cisalhamento da laje;

f_{yt} é a tensão de escoamento do aço da armadura de punção, em MPa, menor ou igual a 400MPa;

b_0 é o valor do perímetro efetivo;

α é o ângulo de inclinação da armadura de cisalhamento em relação ao plano da laje;

s é o espaçamento da armadura, em milímetros.

A armadura de punção deve ser estendida em contornos paralelos ao pilar, até que a uma distância de $d/2$ da última linha de armação, a tensão de cisalhamento solicitante não seja maior que $0,17 \sqrt{f'_c}$.

2.2.4 Verificação em elementos estruturais protendidos

No caso de lajes protendidas, a resistência ao cisalhamento do concreto pode ser calculada a partir da formulação a seguir:

$$\tau_c = \left(\beta \sqrt{f'_c} + 0,30 f_{pc} \right) + \frac{V_p}{b_0 d} \quad (20)$$

onde:

f'_c é a resistência característica à compressão do concreto;

b_0 é o menor valor entre $0,29$ e $0,083 (\alpha_s d/b_0 + 1,5)$;

d é a altura útil da laje;

b_0 é o valor do perímetro efetivo;

α_s é igual a 40 para pilares internos;

f_{pc} é a tensão de compressão média do concreto nas duas direções ortogonais devido à protensão;

V_p é a componente vertical das forças de protensão que passam dentro da seção crítica ($d/2$ da face do pilar).

Deve-se ainda levar em consideração:

- nenhuma parte da seção transversal do pilar pode estar mais que quatro vezes a altura da laje próxima a uma extremidade descontínua;
- o valor $\sqrt{f'_c}$ de não pode ser maior que 33,64MPa;
- em cada direção, f_{pc} não pode ser menor que 0,9MPa nem maior que 3,5MPa.

2.3 Norma europeia (EC2)

A Norma Europeia recomenda que a verificação da punção seja feita primeiramente no contorno da face do pilar (perímetro u_o) e depois num perímetro afastado a $2d$ da face do pilar ou da carga concentrada (perímetro u_i). No caso de haver necessidade de armadura de punção, deve ser verificado um contorno externo à última linha de armadura, denominado perímetro u_2 .

2.3.1 Cálculo das tensões solicitantes nos perímetros de controle

$$\tau_{Ed} = \beta \frac{F_{Ed}}{u_i d} \quad (21)$$

onde:

F_{Ed} é a força de cálculo;

d é a altura útil média da laje;

u_i é o perímetro de controle considerado;

β é o fator correspondente a momento fletor.

2.3.2 Cálculo das tensões resistentes nos perímetros de controle

• No perímetro de controle u_o :

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max} = 0,5 v_{fd} \quad (22)$$

onde:

$v = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$;

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo (MPa).

• No perímetro de controle u_i :

a) Em elementos sem armadura de punção:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \geq 0,035 (k)^{3/2} (f_{ck})^{1/2} \quad (23)$$

onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (24)$$

ρ_1 é a taxa média de armadura calculada levando-se em conta a largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

f_{ck} em MPa e d em mm.

b) Em elementos com armadura de punção:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs} = 0,75 \tau_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} [1/(u_1 d)] \text{sena} \quad (25)$$

onde:

A_{sw} é a área de armadura de punção no contorno considerado (mm^2);

s_r é o espaçamento radial da armadura (mm);

$f_{ywd,ef}$ é a resistência efetiva de projeto da armadura de punção

($f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ em MPa);

d é a espessura média efetiva das lajes nas duas direções (mm);

α é o ângulo entre as armaduras de punção e o plano da laje.

2.3.3 Verificação para lajes protendidas

No caso de lajes protendidas, pode ser ampliada a resistência do concreto através da expressão:

$$\tau_{Rd,ef} = \tau_{Rd,c} + 0,1 \sigma_{cp} \quad (26)$$

Em que:

σ_{cp} é a tensão de compressão média no plano da laje.

A componente vertical V_p , resultante dos cabos inclinados que passam dentro de todo o perímetro u_1 , pode ser considerada como uma ação favorável de alívio da carga de punção.

$$V_p = 2 (n_x \cdot P_p \cdot \text{sena}_x) + 2 (n_y \cdot P_p \cdot \text{sena}_y) \quad (27)$$

onde:

n_x e n_y é o número de cabos que cruzam a seção de controle em cada direção;

P_p é a força de protensão média (na ruptura);

α_x e α_y são os ângulos de inclinação dos cabos no limite da seção de controle.

3. Dimensionamentos comparativos e resultados

3.1 Considerações para os cálculos

Para as análises comparativas das armaduras de cisalhamento, foram consideradas forças de punção variando de 400kN a 1200kN, com acréscimos de 100kN, em lajes com 18cm de espessura.

Através da protensão, aplicaram-se no plano das lajes tensões de compressão iguais a 1,33MPa e 2,0MPa. Além disso, as resistências do concreto nos dimensionamentos foram de 30MPa, 35MPa e 40MPa.

Houve a consideração de duas taxas de armadura de flexão, nos valores de 0,5% e 1,5%, como também analisaram-se diferentes

dimensões para os pilares teóricos de apoio, iguais a 30x30cm, 40x40cm e 50x50cm.

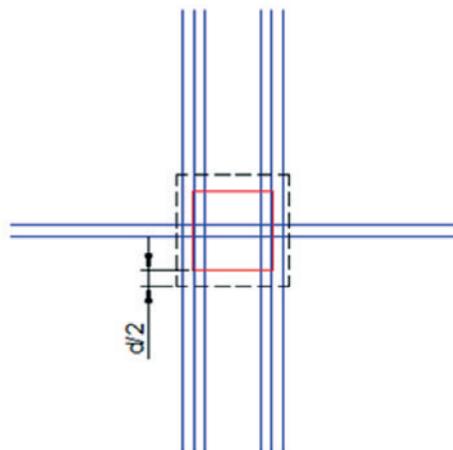
Vale ressaltar que o espaçamento radial considerado entre os estribos da armadura de punção foi de 10cm.

O valor mínimo de força de punção, especificado como 400kN, foi adotado considerando-se lajes apoiadas sobre pilares modulados com vãos 8x8m – área de influência de 64m² – e sobrecarga mínima de 2kN/m². O valor máximo de 1200kN resulta de uma sobrecarga de 14kN/m², considerando a mesma concepção de lajes.

Utilizaram-se cordoalhas engraxadas com diâmetro igual a 12,7mm e aço CP190-RB. A força de protensão considerada foi de 150kN com perdas de 20%. Considerou-se o ângulo de inclinação das cordoalhas na região do capitel no valor de 2,5 graus.

NBR / ACI

$\sigma_{cp} = 1,33MPa$



$\sigma_{cp} = 2,0MPa$

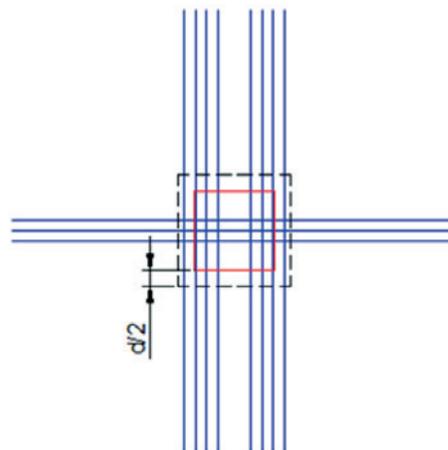


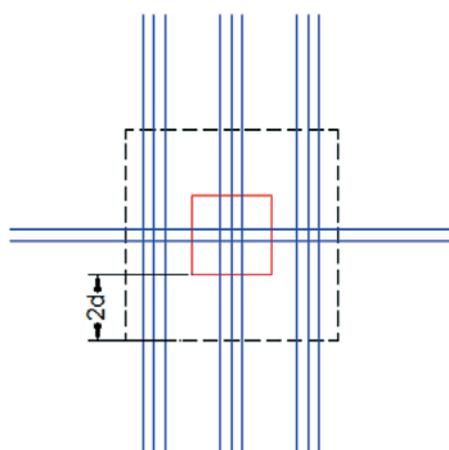
Figura 1

Cordoalhas consideradas no cálculo de V_p , para NBR e ACI

Fonte: Elaborada pelo autor

EUROCODE

$\sigma_{cp} = 1,33MPa$



$\sigma_{cp} = 2,0MPa$

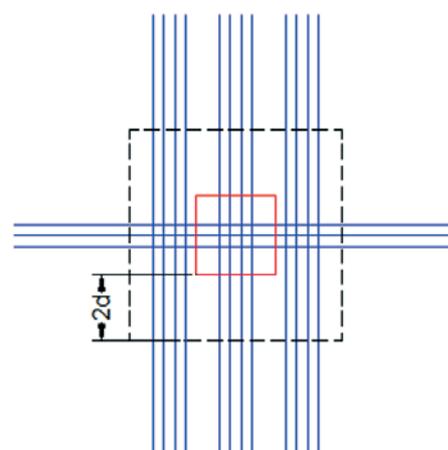


Figura 2

Cordoalhas consideradas no cálculo de V_p , para Eurocode

Fonte: Elaborada pelo autor

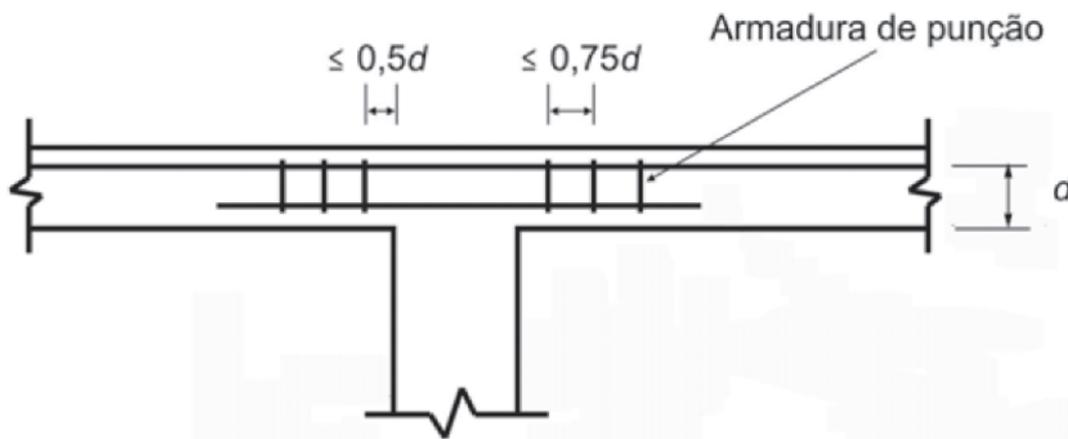


Figura 3
Modelo em estribos considerado para as armaduras de punção

Fonte: NBR 6118:2014

As Figuras 1 e 2 mostram a distribuição das cordoalhas de protensão sobre os pilares de apoio e a Figura 3 representa a consideração esquemática em estribos, adotada nos cálculos.

3.2 Cálculos das armaduras de punção conforme as diferentes análises

3.2.1 Dimensionamento a partir da NBR 6118:2007

Análise 1 → $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa (2 cordoalhas/metro)
Resultados apresentados na Tabela 1.
Análise 2 → $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa (3 cordoalhas/metro)
Resultados apresentados na Tabela 2.

3.2.2 Dimensionamento a partir da NBR 6118:2014

Análise 1 → $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa (2 cordoalhas/metro)
Resultados apresentados na Tabela 3.
Análise 2 → $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa (3 cordoalhas/metro)
Resultados apresentados na Tabela 4.

3.2.3 Dimensionamento a partir do ACI 318-11

Análise 1 → $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa (2 cordoalhas/metro)
Resultados apresentados na Tabela 5.
Análise 2 → $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa (3 cordoalhas/metro)
Resultados apresentados na Tabela 6.

Tabela 1
Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2007 (análise 1)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8	12,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6	12,2	13,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4	12,0	13,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	11,7
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9	13,5
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,5	5,1	6,7	8,3	9,9	11,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0	11,6	13,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	13,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	13,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5	11,1	12,7
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9	12,5
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0

Fonte: Elaborada pelo autor

3.2.4 Dimensionamento a partir da Eurocode 2: 2004

Análise 1 → $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa (2 cordoalhas/metro)

Resultados apresentados na Tabela 7.

Análise 2 → $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa (3 cordoalhas/metro)

Resultados apresentados na Tabela 8.

3.3 Análises comparativas

As Tabelas 9 a 20 apresentam as reduções percentuais nas armaduras calculadas, quando se comparam as normas em estudo. Existem células sem valores, pois não estão sendo comparados resultados nulos ou aqueles que não passam pelos limites especificados através dos códigos de dimensionamento.

a) Comparação 1

As Tabelas 9 e 10 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através da NBR 6118:2007 é substituído pelo dimensionamento através da NBR 6118:2014.

Quando analisadas as relações entre as duas normas, vê-se que há uma diferença significativa no grau de conservadorismo entre elas, sendo que a norma vigente é mais econômica, principalmente em níveis mais baixos de carregamento.

A economia gerada pela NBR 6118:2014 aumenta nos casos de pilares com maiores seções transversais, considerando-se o mesmo carregamento. Além disso, a eficiência dessa norma também se eleva quanto maior o nível de protensão.

A elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução aproximada de 5% a 10% nas armaduras de punção calculadas.

Em contrapartida, à medida que o carregamento aumenta, a economia gerada pela NBR 6118:2014 diminui em relação aos resultados gerados pela NBR 6118:2007, mas, ainda assim, com menor área de aço calculada de armaduras de punção.

b) Comparação 2

As Tabelas 11 e 12 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através da NBR 6118:2007 é substituído pelo dimensionamento através do EC2:2004. Quando comparado o EC2 com a antiga NBR 6118:2007, nota-se uma diferença grande nos resultados obtidos pelos dois códigos, sendo a norma europeia mais econômica.

A norma europeia é mais vantajosa com o aumento da seção dos pilares, mantendo-se o carregamento constante. Além disso, a elevação da tensão de compressão no plano da laje aumenta ainda mais a eficiência do Eurocode, comparando-se com a norma brasileira.

É importante destacar que a economia mínima gerada pelo EC2 foi em torno de 30% e a máxima de 95%, para os valores passíveis de

Tabela 2

Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2007 (análise 2)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	11,7	13,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,9	3,5	5,1	6,7	8,3	9,9	11,5	13,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	13,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,0	4,6	6,2	7,8	9,4	11,0
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,5	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5	11,1	12,7
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1	10,7
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9	12,5
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8	12,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6	12,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,5	5,1	6,7	8,3	9,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 3

 Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2014 (análise 1)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,6	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2	12,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,4	3,0	4,6	6,2	7,8	9,4	11,0	12,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1	10,7
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1	10,7	12,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,5	4,1	5,7	7,3	8,9	10,5	12,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,3	4,9	6,5	8,1	9,7
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	11,7
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	5,6	7,2	8,8

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4

 Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2014 (análise 2)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,2	3,8	5,4	7,0	8,6	10,2	11,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0	11,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,3	4,9	6,5	8,1	9,7
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,7	3,3	4,9	6,5	8,1	9,7	11,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,5	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5	11,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	5,2	6,8	8,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 5Áreas de aço (cm²) para ACI 318-11 (análise 1)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	6,6	8,7	10,9	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	6,3	8,4	10,5	12,6	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	6,0	8,1	10,3	12,3	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	7,8	10,0	12,0	14,2	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	7,4	9,6	11,7	13,8	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	7,1	9,2	11,3	13,4	15,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	9,1	11,2	13,3	15,4	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	8,6	10,7	12,8	14,9	17,1	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	8,2	10,3	12,4	14,5	16,6	18,8
		$\rho = 1,5\%$									

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 6Áreas de aço (cm²) para ACI 318-11 (análise 2)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	8,7	10,9	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	8,4	10,6	12,6	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	8,1	10,3	12,3	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	10,0	12,0	14,2	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	9,6	11,7	13,8	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	9,2	11,3	13,4	15,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	11,2	13,3	15,4	-	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	10,7	12,8	14,9	17,1	-
		$\rho = 1,5\%$									
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	10,3	12,4	14,5	16,6	18,8
		$\rho = 1,5\%$									

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 7

 Áreas de aço (cm²) para EC2:2004 (análise 1)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,8	2,1	3,5	4,8	6,2	7,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,2	3,5	4,8	6,2	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,6	1,9	3,3	4,6	6,0	7,3	8,7	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,9	3,3	4,6	5,9	7,3	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,8	3,2	4,5	5,8	7,2	8,5	9,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,7	3,1	4,4	5,8	7,1	8,4
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,5	2,9	4,2	5,6	6,9	8,3	9,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,4	2,8	4,1	5,4	6,8	8,1
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,4	2,7	4,0	5,4	6,7	8,1	9,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,2	2,5	3,8	5,2	6,5	7,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,2	2,6	3,9	5,2	6,6	7,9	9,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,2	3,6	4,9	6,3	7,6
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,0	2,3	3,7	5,0	6,3	7,7	9,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,0	3,4	4,7	6,0	7,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,8	2,1	3,5	4,8	6,1	7,5	8,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	3,1	4,4	5,8	7,1
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,9	3,3	4,6	6,0	7,3	8,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,4	2,8	4,1	5,5	6,8

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 8

 Áreas de aço (cm²) para EC2:2004 (análise 2)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,8	2,2	3,5	4,8	6,2	-	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,8	2,2	3,6	4,9	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,7	2,0	3,3	4,7	6,0	7,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,6	2,0	3,3	4,7	6,0	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,5	1,9	3,2	4,5	5,9	7,2	8,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	3,1	4,5	5,8	7,1
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,2	1,5	2,9	4,2	5,5	6,9	8,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,4	2,7	4,1	5,4	6,8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,3	2,7	4,0	5,4	6,7	8,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,1	2,4	3,8	5,1	6,5
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,1	2,5	3,8	5,2	6,5	7,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9	2,2	3,6	4,9	6,3
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,9	2,2	3,5	4,9	6,2	7,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,9	3,2	4,5	5,9
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,7	2,0	3,3	4,7	6,0	7,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,6	2,9	4,3	5,6
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,5	1,8	3,1	4,5	5,8	7,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	2,7	4,0	5,4

Fonte: Elaborada pelo autor

comparação, mostrando que essa norma possui formulações que geram resultados mais arrojados.

No geral, aumentando-se a força de punção, a diferença entre as normas se reduz. Para os maiores carregamentos, a elevação da taxa de armadura de flexão não gera uma significativa redução nas armaduras de punção calculadas, contudo, na medida em que se diminui o carregamento, alcança-se uma redução de 10% a 20%.

c) Comparação 3

As Tabelas 13 e 14 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através da NBR 6118:2014 é substituído pelo dimensionamento através do EC2:2004.

A norma europeia proporciona valores menores de armadura de punção para todas as situações comparadas, observando-se que, para menor força de punção, a diferença de resultados entre as normas se torna ainda mais significativa.

Para tensão de compressão (σ_{cp}) igual a 1,33MPa, observa-se que a diferença entre elas tende a se estabilizar em 20% com a elevação da carga. Já, considerando-se as lajes com σ_{cp} igual a 2,0MPa, os valores calculados pelo EC2 tendem a ser 30% menores que os calculados pela norma brasileira, elevando-se o carregamento.

Para as lajes com menor grau de protensão, a elevação da taxa de armadura de flexão não gera uma redução significativa nas armaduras de punção calculadas. Todavia, para as lajes com σ_{cp} igual a 2,0MPa, o aumento de armadura de flexão acarreta numa redução expressiva da armadura de punção para carregamentos de até 800kN.

d) Comparação 4

As Tabelas 15 e 16 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através do ACI318-11 é substituído pelo dimensionamento através do EC2:2004.

Analisando-se as quatro normas comparadas neste estudo, pode-se dizer que a maior diferença encontrada nos cálculos está entre o EC2 e o ACI318, de maneira que a economia mínima gerada pela norma europeia foi de 54%, quando comparada à norma americana. Para os menores carregamentos, as armaduras de punção podem ser reduzidas em mais de 90%.

Observa-se ainda que, para seções maiores de pilares, mantendo-se o carregamento, a economia gerada pelo EC2 tende a aumentar.

Para os exemplos teóricos apresentados, o acréscimo de protensão aumenta a economia gerada pela norma europeia em 10%, aproximadamente. Além disso, a elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução de 10% a 15% nas armaduras de punção calculadas.

e) Comparação 5

As Tabelas 17 e 18 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através

do ACI318-11 é substituído pelo dimensionamento através da NBR 6118:2007.

Os resultados da comparação entre a NBR 6118:2007 e o ACI 318 mostram que a norma brasileira é mais eficiente que a americana, com reduções acima de 40% nas armaduras de punção calculadas. Alcança-se maior redução da armadura para carregamentos menores, assim como nas outras comparações.

Apesar de a variação de σ_{cp} não alterar significativamente a relação entre as duas normas, a elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução de 15% a 20% nas armaduras de punção quando calculadas pela NBR 6118:2007. Nota-se também que cresce a economia gerada pela norma brasileira com o aumento da seção transversal dos pilares e carregamento constante.

f) Comparação 6

As Tabelas 19 e 20 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através do ACI318-11 é substituído pelo dimensionamento através da NBR 6118:2014.

Nota-se que a diferença entre as duas normas é aproximadamente de 70% para carregamentos menores e 50% para carregamentos maiores.

Cresce a economia gerada pela NBR 6118:2014 com o aumento da seção dos pilares e carregamento constante. Há também um aumento aproximado de 10% na economia obtida pela NBR 6118:2014 com a elevação da tensão de compressão e isso pode ser observado para todos os valores comparados nas tabelas.

A elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução de 15% a 20% nas armaduras de punção calculadas.

3.4 Carregamentos máximos sem armadura de punção

A Tabela 21 mostra o valor máximo de resistência de cálculo à punção para cada caso, sendo que estes estão numerados na última coluna.

Observando os máximos valores de carregamento sem armadura de punção, pode-se notar que o ACI 318-11 não leva em consideração a variação da taxa de armadura de flexão (ρ), portanto, nos 18 casos analisados, seus resultados variam apenas com a resistência à compressão do concreto e com a seção dos pilares. Para ρ igual a 1,5%, os resultados da norma americana e da NBR 6118:2007 são sempre próximos e também mais conservadores.

De modo geral, para os casos ímpares (taxas baixas de armadura de flexão), a NBR 6118:2007 apresenta resultados mais conservadores e o ACI leva a resultados mais arrojados que as demais normas, principalmente para seções maiores de pilares. Para baixas taxas de armadura, apenas nos casos 1, 3 e 5 o EC2:2004 alcançou valores mais altos de carregamento que o ACI 318-11.

O Eurocode 2:2004 e a NBR 6118:2014 apresentam valores também muito parecidos em todos os casos comparados e alcançam sempre os maiores valores de cortante máximo quando ρ é igual a 1,5%.

O aumento da protensão teve menor influência para a NBR 6118:2007, gerando um aumento na carga máxima resistente de aproximadamente 5%. Por outro lado, os outros três códigos tiveram um acréscimo de 10% a 15% na resistência da laje à punção.

Tabela 9

 Redução percentual para Comparação 1 com $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	35,7	22,7	16,7	13,2	10,9	9,3	8,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	23,8	17,2	13,5	11,1	9,4	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	38,5	23,8	17,2	13,5	11,1	9,4	8,2	7,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	25,6	18,2	14,1	11,5	9,7	8,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	41,7	25,0	17,9	13,9	11,4	9,6	8,3	7,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	27,0	18,9	14,5	11,8	9,9	8,5
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	30,8	21,8	16,9	13,8	11,7	10,1	8,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	31,4	21,6	16,4	13,3	11,1	9,6
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	30,6	21,2	16,2	13,1	11,0	9,5	8,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	25,0	18,8	15,0	12,5	10,7
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	32,4	22,0	16,7	13,4	11,2	9,6	8,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	26,7	19,7	15,6	12,9	11,0
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	38,2	26,0	19,7	15,9	13,3	11,4	10,0
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	29,5	21,7	17,1	14,1	12,0
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	41,9	27,7	20,6	16,5	13,7	11,7	10,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	32,5	23,2	18,1	14,8	12,5
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	28,9	21,3	16,9	14,0	11,9	10,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	23,1	17,6	14,3	12,0

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 10

 Redução percentual para Comparação 1 com $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	38,5	27,3	21,1	17,2	14,6	12,6	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	37,8	26,4	20,3	16,5	13,9	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	40,5	28,3	21,7	17,6	14,9	12,8	11,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	41,2	28,0	21,2	17,1	14,3	12,3
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	42,9	29,4	22,4	18,1	15,2	13,0	11,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	31,3	23,4	18,8	15,6	13,4
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	50,0	34,0	25,8	20,7	17,3	14,9	13,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	37,0	27,4	21,8	18,1	15,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	51,6	34,0	25,4	20,3	16,8	14,4	12,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	39,5	28,8	22,7	18,7	15,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	37,8	27,9	22,1	18,3	15,6	13,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	41,0	29,1	22,5	18,4	15,5
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	40,9	30,0	23,7	19,6	16,7	14,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	34,5	26,8	21,8	18,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,2	32,8	25,7	21,1	17,9	15,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	37,3	28,4	22,9	19,2
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	46,2	32,7	25,4	20,7	17,5	15,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	38,3	28,6	22,8	18,9

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 11Redução percentual para Comparação 2 com $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	71,4	52,3	41,7	36,8	32,6	30,6	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	47,6	39,7	35,1	31,1	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	76,9	54,8	43,1	37,8	33,3	31,1	28,7	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	51,3	40,0	35,2	32,2	29,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	55,0	42,9	37,5	34,1	30,8	29,2	27,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	54,1	41,5	36,2	31,8	29,7	28,2
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	61,5	47,3	40,8	35,6	33,0	30,3	28,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	60,0	45,1	38,8	34,9	31,3	29,6
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	61,1	48,1	41,2	35,7	33,0	30,2	28,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	62,5	47,9	40,6	35,0	32,3	29,5
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	64,7	48,0	40,9	36,6	32,7	30,7	28,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	51,1	41,0	36,4	32,3	30,3
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	70,6	54,0	43,9	39,0	35,7	32,5	30,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	54,5	43,3	38,2	34,8	31,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	74,2	55,3	44,4	39,2	35,8	32,4	30,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	57,5	44,6	38,9	34,1	31,7
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	57,8	45,9	40,3	35,5	33,0	31,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	61,1	46,2	39,7	34,5	32,0

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 12Redução percentual para Comparação 2 com $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	79,5	60,0	50,7	44,8	39,8	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	78,4	58,5	47,8	42,4	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	81,1	62,3	52,2	44,7	40,6	36,8	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	82,4	60,0	50,0	42,7	38,8	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	85,7	62,7	52,2	45,8	40,4	37,4	34,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	64,6	51,6	43,8	39,6	36,6
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	94,1	70,0	56,1	48,8	43,9	39,5	36,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	69,6	56,5	47,4	42,6	38,2
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	72,3	57,1	49,4	43,2	39,6	37,0
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	74,4	59,3	49,3	44,0	39,3
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	75,6	59,0	50,6	44,1	40,4	36,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	76,9	60,0	49,3	43,7	38,8
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	79,5	63,3	53,9	46,7	42,6	38,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	65,5	54,9	48,3	42,7
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	83,3	65,5	55,4	47,8	43,4	39,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	68,6	56,7	48,2	43,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	87,2	67,3	56,3	48,3	43,7	39,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	72,3	57,1	49,4	43,2

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 13

Redução percentual para Comparação 3 com $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	55,6	38,2	30,0	27,3	24,4	23,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	31,3	27,1	25,0	22,5	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	62,5	40,6	31,3	28,1	25,0	24,0	22,3	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	34,5	26,7	24,6	23,4	21,5	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	40,0	30,4	27,4	25,6	23,4	22,7	21,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	37,0	27,9	25,4	22,7	22,0	21,5
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	44,4	32,6	28,8	25,3	24,2	22,4	22,0
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	41,7	30,0	26,8	25,0	22,7	22,1
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	44,0	34,1	29,8	26,0	24,7	22,9	22,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	30,6	26,9	23,5	22,6	21,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	47,8	33,3	29,1	26,8	24,1	23,3	21,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	33,3	26,5	24,6	22,2	21,6
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	52,4	37,8	30,2	27,5	25,9	23,8	23,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	35,5	27,7	25,4	24,1	22,1
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	55,6	38,2	30,0	27,3	25,6	23,5	22,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	37,0	27,9	25,4	22,7	22,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	40,6	31,3	28,1	25,0	24,0	23,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	30,0	26,8	23,6	22,7

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 14

Redução percentual para Comparação 3 com $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	66,7	45,0	37,5	33,3	29,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	65,2	43,6	34,5	31,0	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	68,2	47,4	38,9	32,9	30,2	27,5	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	70,0	44,4	36,5	30,9	28,6	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	75,0	47,2	38,5	33,8	29,8	28,0	25,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	48,5	36,7	30,8	28,4	26,8
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	88,2	54,5	40,8	35,4	32,1	28,9	27,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	51,7	40,0	32,8	29,9	26,9
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	58,1	42,6	36,5	31,6	29,5	27,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	57,7	42,9	34,5	31,1	27,8
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	60,7	43,2	36,7	31,6	29,3	26,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	60,9	43,6	34,5	31,0	27,6
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	65,4	47,6	39,7	33,8	31,1	28,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	47,2	38,5	33,8	29,8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	69,6	48,7	40,0	33,8	31,0	28,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	50,0	39,6	32,8	30,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	76,2	51,4	41,5	34,8	31,8	28,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	55,2	40,0	34,4	29,9

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 15Redução percentual para Comparação 4 com $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	87,9	75,9	67,9	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	79,8	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	90,5	77,4	68,6	63,5	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	81,9	73,8	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	77,8	68,9	63,4	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	83,5	74,8	-	-	-	-
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	80,8	71,0	65,0	60,6	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	86,0	76,7	71,1	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	81,1	71,9	65,8	60,9	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	87,5	78,6	72,5	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	83,1	71,7	65,5	61,2	57,4	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	80,5	73,1	68,4	-	-
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	74,7	67,0	62,4	59,1	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	82,1	74,4	69,5	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	75,6	67,3	62,5	59,1	56,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	84,1	75,8	70,5	66,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	76,8	68,0	62,9	58,6	56,0	54,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	86,4	77,4	71,7	66,9	63,8

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 16Redução percentual para Comparação 4 com $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	90,8	79,8	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	92,7	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	91,7	81,1	73,8	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	94,3	84,1	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	93,8	81,6	74,0	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	86,2	-	-	-	-
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	85,0	75,8	70,4	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	88,3	81,0	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	86,5	76,9	71,0	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	90,6	82,6	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	88,0	77,9	71,6	66,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	92,0	83,6	76,8	-	-
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	80,4	73,7	68,2	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	85,7	79,2	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	81,3	74,2	68,5	64,9	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	87,5	80,5	74,9	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	82,5	75,0	69,0	65,1	61,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	89,5	81,4	75,9	71,3

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 17

 Redução percentual para Comparação 5 com $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	57,6	49,4	45,0	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	70,1	61,5	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	58,7	50,0	44,8	41,3	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	72,6	62,9	56,3	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	60,0	50,6	45,6	41,5	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	74,1	64,1	56,9	-	-	-	-
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	50,0	45,0	40,8	38,7	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	65,0	57,5	52,8	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	51,4	45,8	41,9	39,1	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	66,7	59,0	53,6	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	52,1	45,7	41,6	38,8	36,8	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	68,5	60,2	54,5	50,3	-	-
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,1	41,1	38,3	36,4	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	69,2	60,7	54,9	50,6	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,3	41,1	38,3	36,2	35,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	72,1	62,6	56,3	51,7	48,5	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,1	40,8	37,9	35,9	34,3	33,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	65,0	58,1	53,1	49,4	46,8

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 18

 Redução percentual para Comparação 5 com $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	55,2	49,5	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	75,9	66,1	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	56,0	50,0	45,2	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	67,9	60,3	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	56,8	50,5	45,5	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	68,9	61,0	-	-	-	-
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	50,0	45,0	42,3	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	70,0	61,7	56,3	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	51,0	46,2	42,8	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	71,9	63,2	57,2	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	51,1	46,0	42,5	40,0	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	75,0	65,5	59,0	54,2	-	-
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	46,4	42,9	40,3	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	65,2	58,6	53,9	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	45,8	42,2	39,6	38,0	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	67,3	60,2	55,0	51,5	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	46,6	42,7	40,0	38,0	36,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	69,9	62,1	56,6	52,4	49,5

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 19Redução percentual para Comparação 6 com $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	72,7	60,9	54,1	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	70,6	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	74,6	61,9	54,3	49,2	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	72,4	64,3	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	76,7	63,0	55,3	49,6	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	73,8	65,0	-	-	-	-
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	65,4	57,0	50,8	47,2	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	76,0	66,7	60,6	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	66,2	57,3	51,3	47,1	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	69,2	62,3	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	67,6	57,6	51,3	47,0	43,9	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	70,8	63,4	58,1	-	-
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	59,3	52,7	48,1	44,8	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	72,3	64,7	59,1	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	60,5	53,3	48,4	45,0	42,7	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	74,8	66,4	60,4	56,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	61,0	53,4	48,4	44,8	42,2	40,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	67,7	61,4	56,6	53,2

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 20Redução percentual para Comparação 6 com $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	72,4	63,3	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	78,9	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	73,8	64,2	57,1	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	81,1	71,4	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	75,3	65,0	57,7	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	73,2	-	-	-	-
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	67,0	59,2	54,2	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	75,8	68,3	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	67,7	59,8	54,3	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	77,8	69,6	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	69,6	61,1	55,2	51,0	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	79,6	70,9	64,5	-	-
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	62,5	56,4	51,9	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	72,9	66,2	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	63,6	57,0	52,3	49,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	75,0	67,8	62,6	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	64,1	57,3	52,4	48,8	46,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	76,6	69,0	63,3	59,0

Fonte: Elaborada pelo autor

4. Considerações finais

4.1 Armaduras de punção calculadas nos exemplos teóricos

Inicialmente, pode-se afirmar que para todos os casos, à medida que o carregamento da laje se eleva, as armaduras necessárias também sofrem um acréscimo.

Há redução das armaduras de cisalhamento calculadas com o aumento da seção dos pilares e da resistência do concreto.

No ACI 318, a elevação da taxa de armadura de flexão não influencia na resistência ao cisalhamento, mas para a NBR 6118:2007, NBR 6118:2014 e EC2, há uma diminuição considerável na armadura de punção necessária.

Analisando as armaduras de punção, calculadas através de cada norma, nota-se que quanto maior o nível de protensão, menos armadura de cisalhamento é necessária. Além disso, as armaduras de cisalhamento sofrem grande influência da taxa de armadura de flexão adotada, mas pouco variam quando se altera a resistência do concreto.

Analisando os resultados de armadura de punção (Tabelas 1 a 8), nota-se que os valores encontrados para o Eurocode são os mais econômicos, seguido pela NBR 6118:2014 e NBR 6118:2007. Nos exemplos do presente estudo, o ACI 318 teve o pior desempenho

para todos os níveis de carregamento e para as diversas variáveis em questão.

Em Leite Junior (2015) são apresentados diversos gráficos comparativos, elaborados a partir das Tabelas 9 a 20, nos quais observa-se que para carregamentos maiores a diferença entre as armaduras de punção calculadas pelas quatro normas tende a diminuir, assim como a economia que uma gera em relação à outra. Além disso, para cada seção de pilar, a relação entre as normas depende da taxa de armadura, mas pouco varia quando se altera a resistência do concreto.

O aumento da protensão para a NBR 6118:2007 proporcionou uma redução de 5% a 25% na armadura de punção calculada. A formulação dessa norma considera, para alívio da carga, apenas os cabos que passam dentro do perímetro afastado $d/2$ da face do pilar e, assim, os resultados não sofrem alteração significativa com esse acréscimo de tensão.

A NBR 6118:2014 passou a adotar uma maior influência da protensão na resistência à punção calculada para as lajes, visto que além de considerar os cabos que passam pelo perímetro afastado $d/2$ da face do pilar, considera-se também o valor de $0,1 \sigma_{sp}$ como acréscimo na tensão resistente. Então, no geral, observa-se uma redução percentual variando de 12% a 40% com o aumento da compressão no plano da laje.

Para a norma americana, não há alteração no valor da armadu-

Tabela 21

Valores máximos de força de punção de cálculo (kN)

			NBR 6118:2007		NBR 6118:2014		ACI 318-11		EC2:2004		Caso
			2 cabos/m	3 cabos/m	2 cabos/m	3 cabos/m	2 cabos/m	3 cabos/m	2 cabos/m	3 cabos/m	
Pilar 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	403,0	435,0	465,0	527,0	465,0	529,0	472,0	545,0	1
		$\rho = 1,5\%$	544,0	576,0	606,0	668,0			602,0	675,0	2
	C 35	$\rho = 0,5\%$	420,0	451,0	482,0	544,0	484,0	548,0	487,0	560,0	3
		$\rho = 1,5\%$	569,0	600,0	631,0	693,0			624,0	697,0	4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	435,0	467,0	497,0	559,0	484,0	548,0	502,0	574,0	5
		$\rho = 1,5\%$	591,0	623,0	653,0	715,0			645,0	717,0	6
Pilar 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	445,0	476,0	514,0	580,0	554,0	627,0	518,0	595,0	7
		$\rho = 1,5\%$	604,0	635,0	674,0	740,0			665,0	742,0	8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	464,0	495,0	534,0	600,0	578,0	651,0	536,0	612,0	9
		$\rho = 1,5\%$	632,0	663,0	701,5	768,0			691,0	767,0	10
	C 40	$\rho = 0,5\%$	481,0	512,0	551,0	617,0	578,0	651,0	551,0	628,0	11
		$\rho = 1,5\%$	657,0	688,0	726,0	792,0			714,0	791,0	12
Pilar 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	486,0	517,0	564,0	634,0	644,0	726,0	564,0	645,0	13
		$\rho = 1,5\%$	664,0	695,0	742,0	812,0			728,0	809,0	14
	C 35	$\rho = 0,5\%$	507,0	538,0	585,0	655,0	671,0	753,0	584,0	664,0	15
		$\rho = 1,5\%$	695,0	726,0	772,0	842,0			757,0	837,0	16
	C 40	$\rho = 0,5\%$	526,0	558,0	605,0	674,0	671,0	753,0	601,0	682,0	17
		$\rho = 1,5\%$	722,0	754,0	801,0	870,0			782,0	863,0	18

Fonte: Elaborada pelo autor

ra calculada variando-se a tensão de compressão da laje. Esse fato é explicado pelo limite imposto à resistência do concreto, de $0,17\sqrt{f'_c}$, quando se utiliza armadura de cisalhamento. Dessa forma, pode-se dizer que para o ACI 318-11, o aumento do nível de protensão tem influência apenas nas lajes sem armadura de punção, devido à parcela de $0,3\sigma_{cp}$ adotada.

Uma vez que o Eurocode considera os cabos que passam num perímetro afastado de $2d$ do pilar e também $0,1\sigma_{cp}$ como acréscimo na tensão resistente, essa norma é a que mais sofre a influência do acréscimo de protensão entre as comparações individuais, com reduções de 20% a 86%.

4.2 Valores de carregamentos máximos sem armadura de punção

No geral, o ACI tem os resultados mais arrojadados quando se comparam os casos com menor taxa de armadura de flexão. Além disso, nota-se que o aumento da resistência do concreto esbarra no limite de τ_c , imposto pela norma, não proporcionando acréscimo no valor do carregamento máximo alcançado a partir de 35 MPa, como pode ser visto na Tabela 21.

O EC2:2004 e a NBR 6118:2014 são as normas menos conservadoras nos casos de maior taxa de armadura de flexão e apresentam resultados ligeiramente inferiores ao ACI 318 quando essas taxas são baixas.

A NBR 6118:2007 gerou os piores resultados de carregamento máximo para taxas baixas de armadura de flexão. Para taxas altas, esse código supera apenas o ACI 318-11.

Para todas as situações, o aumento da seção dos pilares acarreta acréscimo do carregamento máximo suportado pela laje.

A elevação da resistência do concreto proporciona um aumento da resistência das lajes, exceto para o ACI 318, como já foi citado.

5. Conclusões

As análises mostram que o Eurocode é uma norma que gera resultados mais econômicos, quando se trata de armaduras de punção, principalmente para carregamentos maiores, seguida da NBR 6118:2014 e da NBR 6118:2007. Já a norma americana é a menos econômica, visto que as taxas de armadura de flexão não influenciam no cálculo da punção e há limitações acentuadas referentes à resistência à compressão do concreto.

Em termos gerais, para lajes com sobrecarga baixa, pode ser econômico um dimensionamento através do ACI 318-11, uma vez que a norma pode gerar um resultado que dispense a utilização da armadura de punção. O EC2:2004 e a NBR 6118:2014 vêm logo a seguir, sendo que a NBR 6118:2007 gera os resultados mais conservadores de dimensionamento. A NBR 6118:2014 conseguiu se aproximar dos resultados do Eurocode, ainda que não adote nos cálculos a quantidade de cordoalhas consideradas pelo EC2 para alívio da carga vertical. Entretanto, pode-se afirmar que a inserção da tensão de compressão no plano da laje já foi um fator importante para resultados menos conservadores de armadura de punção. A compressão no plano da laje já poderia ter sido estudada e adotada há mais tempo, pois isso já vem sendo feito pelos americanos desde a década de 60, inclusive num valor três vezes maior que a norma europeia. Apesar disso, a última revisão da NBR foi promi-

sora no sentido de que a visão pode estar se voltando para mais economia nos cálculos, com dimensionamentos cada vez mais precisos e fiéis à realidade, principalmente das lajes protendidas. Percebe-se, claramente, que os resultados gerados pelo ACI são prejudicados pelo fato de a contribuição do concreto (τ_c) ser bastante limitada e pela seção crítica ser conservadora no cálculo de V_p . Quando há a necessidade de utilização de armadura de punção, a compressão no plano da laje não influencia nos cálculos devido à limitação do τ_c . Dessa forma, a laje protendida acaba sendo calculada, praticamente, como concreto armado.

Havendo necessidade de utilização de armadura de punção, a NBR 6118:2007 obtém resultados um pouco menos conservadores que o ACI-318, apesar de não considerar a compressão no plano da laje.

6. Referências bibliográficas

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. Detroit, 2011.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. Bruxelas, 2004
- [5] LEITE JUNIOR, Jose Carlos Cirino, Dimensionamento à punção em apoios internos de lajes protendidas sem aderência. 2015. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.