

ESTUDO EXPERIMENTAL DO PUNÇOAMENTO CENTRADO EM LAJES DE BETÃO LEVE

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
especialização em Construção Urbana

Autor

Manuel Nuno Matos Rodrigues

Orientadores

Prof. Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Prof. Doutor Hugo Sérgio Sousa Costa

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, dezembro, 2013

Agradecimentos

Assim manifesto o meu apreço:

- Aos Professores Doutor Hugo Costa e Doutor Ricardo do Carmo, orientadores desta dissertação, pela criação das condições necessárias para o seu desenvolvimento e, essencialmente pelas suas orientações rigorosas, traduzidas em pertinentes críticas, sugestões e dedicação demonstrada que foi fundamental para a concretização desta dissertação;
- Ao Professor Engenheiro Jorge Lourenço, por facultar as instalações do Laboratório de Materiais de Construção;
- Ao técnico do Laboratório, Sr. António Amaral, pelo apoio durante toda a formulação das lajes;
- Ao Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra por me ter facultado todas as condições para o desenvolvimento deste trabalho;
- Aos meus pais, por todo o apoio em toda a minha formação.

Resumo

As aplicações do betão com agregados leves foi iniciada há mais de dois milénios pelos Romanos, sendo esse material produzido inicialmente com agregados leves naturais. Apesar do uso em Portugal ainda ser reduzido, quando comparado com outros países da Europa e da América, a utilização do betão estrutural de agregados leves (BEAL) pode ser bastante vantajosa, principalmente em elementos de laje e tabuleiros de pontes, associando a redução do peso próprio a resistências elevadas. Além da eficiência de desempenho estrutural e das vantagens económicas globais, o BEAL apresenta geralmente elevado desempenho de durabilidade, sendo uma solução competitiva em obras de reabilitação e reforço estrutural e de elementos pré-fabricados.

Uma vez que a aplicação de BEAL em elementos de laje é particularmente vantajosa e eficiente, o estudo do comportamento e respetiva resistência ao punçoamento é fundamental para os casos de lajes fungiformes em BEAL armado. Apesar dos recentes códigos europeus estabelecerem parâmetros e expressões de dimensionamento para esse tipo de betão, estes são geralmente baseados nos dos betões de densidade normal e corrigidos por coeficientes de correção para os BEAL, os quais resultam, por vezes, em desvios significativos. Aliando a este facto, a escassez de estudos experimentais para essa aplicação, o presente estudo surge nesse contexto. O trabalho de investigação apresentado tem como principal objetivo o estudo do punçoamento centrado em lajes de BEAL, variando a sua resistência. Para o efeito foram produzidas seis lajes, onde se utilizaram três tipos de BEAL com diferentes classes de resistência à compressão. Produziram-se duas lajes de cada classe de resistência e procedeu-se aos ensaios definidos, aplicando uma carga pontual no centro da laje, com aumento gradual até originar a rotura por punçoamento.

Através da análise dos resultados dos ensaios, observou-se que, o aumento da resistência do betão à compressão originou maior capacidade resistente ao punçoamento e maior capacidade de deformação das lajes ensaiadas. Estudaram-se também os seguintes parâmetros, em função da resistência do BEAL: carga de fendilhação, rigidez, o ângulo do cone de punçoamento e o perímetro de contorno crítico. Os valores obtidos foram ainda comparados com as previsões de vários códigos de betão armado e apresentam-se as principais conclusões.

Palavras-chave:

Betão estrutural de agregados leves (BEAL), resistência mecânica, punçoamento, lajes, fissuração.

Abstract

The applications of concrete using lightweight aggregates has started more than two millenniums ago, by the Romans, being produced with natural lightweight aggregates. Despite the use in Portugal still being reduced, when compared with other countries in Europe and America, the use of structural lightweight aggregate concrete (LWAC) can be quite advantageous, especially in elements of slab and bridge decks, combining the self-weight reduction with high strength. Beyond efficiency and structural performance and the overall economic benefits, LWAC generally permits high durability performance, being a competitive solution in rehabilitation and structural strengthening and in prefabricated elements.

Since the application of LWAC on slab elements is particularly advantageous and efficient, the study of its behaviour and their punching strength is fundamental for cases of flat slabs in reinforced LWAC. Despite the establishment of parameters and design expressions for this type of concrete, by the recent European codes, these are generally based on those of normal weight concrete and corrected by coefficients for LWAC, which often results in significant differences to experimental results. Combining those facts with the reduced experimental studies for this application, this work appears in this context. The main objective of this research is focused on the central punching of LWAC slabs, varying its strength class. For this purpose, six slabs were produced, using three LWAC with different compressive strengths. As a result, two slabs of each strength class were produced and the defined tests were performed, applying a load in the centre of the slab, with gradual increase, until achieving the punching shear failure.

Through the analysis of the test results, it was observed that the increase of the LWAC's compressive strength resulted in higher punching strength and higher deformation capacity of the tested slabs. The following parameters were also studied, depending on the strength of LWAC: cracking load, stiffness, angle of the punching cone and its critical perimeter. The obtained results were compared with the predictions of the concrete codes, and the main conclusions are presented.

Keywords:

Lightweight aggregate concrete (LWAC), mechanical strength, punching, slabs, cracking.

Índice

Agradecimentos	ii
Resumo	iii
Abstract	iv
Índice	v
Índice de Figuras	viii
Índice de Quadros	xi
Simbologia	xii
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1. Enquadramento do tema	1
1.2. Objetivos propostos e metodologia	2
1.3. Estrutura da dissertação	3
Capítulo 2 – Betões Estruturais de Agregados Leves	4
2.1. Enquadramento histórico do BEAL	4
2.2. Propriedades dos BEAL	8
2.2.1. Massa volúmica	9
2.2.2. Módulo de elasticidade	9
2.2.3. Resistência à compressão	10
2.2.4. Resistência à tração e ao corte	12
2.2.5. Retração	13
2.2.6. Fluência	14
2.3. Resumo das vantagens e desvantagens da utilização de BEAL	14
Capítulo 3 – Punçoamento	16
3.1. Mecanismo de rotura por punçoamento	16
3.2. Acidentes em lajes	19
3.3. Estudos relevantes	20
3.4. Regulamentação	28

3.4.1. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, REBAP	28
3.4.2. Eurocódigo 2, EC2	29
3.4.3. CEB – FIP Model Code de 2010, MC 2010	31
3.4.4. American Concrete Institute, ACI 318-08	33
3.4.5 Comparação da regulamentação	35
Capítulo 4 – Programa Experimental	36
4.1. Introdução	36
4.2. Caracterização das lajes de ensaio	36
4.3. Caracterização dos materiais	37
4.3.1. Constituintes e composição dos BEAL	37
4.3.1.1. Ligantes	37
4.3.1.2. Agregados	37
4.3.1.3. Adjuvantes e água	38
4.3.1.4. Composição dos BEAL	39
4.3.2. Propriedades do betão	39
4.3.2.1. Massa volúmica	40
4.3.2.2. Resistência à compressão	40
4.3.3. Armaduras	41
4.4. Fabrico do BEAL e preparação das lajes	42
4.5. Descrição dos ensaios	43
4.6. Instrumentação	46
4.6.1. Instrumentação exterior	46
4.6.2. Aquisição de dados	46
Capítulo 5 – Análise de Resultados	48
5.1. Introdução	48
5.2. Relação carga-deslocamento	48
5.3. Estudo da rigidez nos estados I e II	52
5.4. Cone de punçoamento	56
5.5. Comparação dos resultados observados com os vários regulamentos	59
5.5.1. Introdução	59
5.5.2. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, REBAP	59

5.5.3. Eurocódigo 2, EC2	62
5.5.4. Model Code 2010, MC 2010	64
5.5.5. American Concrete Institute, ACI 318-08	66
5.5.6. Síntese da comparação entre a resistência prevista e experimental	68
Capítulo 6 – Considerações Finais e Estudos Futuros	69
6.1. Introdução	69
6.2. Conclusões	69
6.3. Desenvolvimentos futuros	71
Referências Bibliográficas	72

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Mohenjo-Daro (Descobertas, 2011) e Harappa (Visitpak, 2012).	4
Figura 2.2 – Panteão de Roma (BBC, 2013) e (Farteband, 2010).	5
Figura 2.3 – Coliseu de Roma (Planet, 2010).	5
Figura 2.4 – Catedral Santa Sofia (Lifestyle, 2013).	6
Figura 2.5 – Marina City Towers (Flickr, 2012; Chicago, 2012).	7
Figura 2.6 – Australia Square (Bird, 2011) e Lake Point Tower (River, 2010).	7
Figura 2.7 – Ponte 25 de Abril (FCT, 2013).	8
Figura 2.8 – Pavilhão de Portugal (Galinsky, 2011).	8
Figura 2.9 – Linha de fratura do agregado leve e agregado normal (EuroLightCon, 2000b).	11
Figura 2.10 - Coeficiente de endurecimento previsto no EC2.	12
Figura 3.1 – Estrutura de edifício com lajes fungiformes (Nexus, 2007).	16
Figura 3.2 – Modelo de Kinnunen e Nylander (1960).	17
Figura 3.3 – Rotura por punçoamento (Carmo e Valença, 2010).	17
Figura 3.4 – Mecanismo de rotura ao punçoamento (Carmo e Valença, 2010).	18
Figura 3.5 – Mecanismo de resistência ao punçoamento (Ramos e Lúcio, 2006).	18
Figura 3.6 – Centro comercial Sampoong (Google, 2009).	19
Figura 3.7 – Colapso do centro comercial Sampoong (Google, 2009; Ramos e Lúcio, 2006).	19
Figura 3.8 – Centro comercial Bullocks (Ramos e Lúcio, 2006).	20
Figura 3.9 – Piper’s row car park (Google, 2009).	20
Figura 3.10 – Esquema de rotura ao punçoamento numa laje de betão armado (Menétrey, 1994).	21
Figura 3.11 – Inclinações da superfície de rotura cónica de Menétrey 30°, 45° e 60° (Menétrey, 1994).	21
Figura 3.12 – Curvas V-w dos ensaios de Menétrey (Menétrey, 1994).	22
Figura 3.13 – Diagrama força-rotação dos ensaios das lajes (Muttoni e Schwartz, 1991).	22
Figura 3.14 – Carga de rotura por punçoamento obtida pela teoria da fissura crítica (Muttoni, 2008).	23
Figura 3.15 – Geometria e propriedades dos materiais para a análise (Staller, 2000).	24
Figura 3.16 – Gráfico P-d obtido por Staller (Staller, 2000).	25
Figura 3.17 – Superfície de rotura obtida numericamente por Staller (Staller, 2000).	25
Figura 3.18 – Esquema de carregamento (Inácio et al., 2011).	26
Figura 3.19 – Gráfico carga-deslocamento das lajes ensaiadas (Inácio <i>et al.</i> , 2011).	27
Figura 3.20 – Vista superior da laje HS3 (Inácio <i>et al.</i> , 2011).	27
Figura 3.21 – Perímetro de referência utilizado no REBAP.	28
Figura 3.22 – Perímetros de controlo utilizado no EC2.	29
Figura 3.23 – Perímetros de controlo utilizado no MC 2010.	31
Figura 3.24 – Alturas úteis da laje a utilizar no MC 2010.	31
Figura 3.25 – Rotação da laje em redor da região do pilar.	31

Figura 3.26 – Armadura de punçoamento na zona crítica.	33
Figura 3.27 – Perímetro de referência aplicado no ACI 318-08.	33
Figura 4.1 - Análise granulométrica dos agregados.	38
Figura 4.2 – Provetes cúbicos produzidos.	40
Figura 4.3 – Provetes cúbicos submersos.	40
Figura 4.4 – Prensa para ensaio de resistência.	40
Figura 4.5 – Ensaio de resistência à compressão do betão.	40
Figura 4.6 - Armadura da laje na cofragem.	41
Figura 4.7 – Varões para movimentação da laje.	41
Figura 4.8 – Produção do betão na misturadora.	42
Figura 4.9 – Betonagem da laje.	42
Figura 4.10 – Vibrador usado na compactação do betão.	43
Figura 4.11 – Armazenamento das lajes.	43
Figura 4.12 - Esquema do pórtico e equipamentos de ensaio.	44
Figura 4.13 - Esquema das condições de apoio e de carga na laje.	44
Figura 4.14 – Laje instrumentada e pronta a ser ensaiada.	45
Figura 4.15 – Pontos de instrumentação de cada laje ensaiada.	45
Figura 4.16 – Células de carga e transdutores de deslocamento.	46
Figura 4.17 – Equipamento de monitorização e aquisição de dados.	47
Figura 5.1 - Gráfico carga - deslocamento das lajes ensaiadas.	48
Figura 5.2 - Gráfico carga aplicada – somatório das reações.	49
Figura 5.3.a. – Deformada das lajes nas projeções laterais das duas diagonais (lajes com LC30).	50
Figura 5.3.b. – Deformada das lajes nas projeções laterais das duas diagonais (lajes com LC45).	50
Figura 5.3.c. – Deformada das lajes nas projeções laterais das duas diagonais (lajes com LC60).	51
Figura 5.4 – Penetração da placa de carga na laje LA1-LC60 após a rotura por punçoamento.	51
Figura 5.5 – Rotura por punçoamento da laje LA1-LC45.	51
Figura 5.6 – Superfície de rotura da laje LA1-LC30.	52
Figura 5.7 – Medição da superfície de rotura da laje LA1-LC30.	52
Figura 5.8 - Gráfico carga máxima – resistência do betão à compressão.	52
Figura 5.9 - Gráficos carga-deslocamento das lajes ensaiadas e identificação dos limites da rigidez nos estados I e II.	53
Figura 5.10 – Rigidez para o estado I em função da resistência do betão à compressão.	54
Figura 5.11 - Gráfico carga de fendilhação – resistência à compressão do betão.	55
Figura 5.12 – Rigidez para o estado II em função da resistência do betão à compressão.	56
Figura 5.13 – Corte das 6 lajes ensaiadas.	56
Figura 5.14 – Cone de punçoamento das lajes LA1-LC30, LA2-LC45, e LA1-LC60.	57
Figura 5.15 – Cone de punçoamento das lajes LA2-LC30, LA1-LC45 e LA2-LC60.	57

Figura 5.16 – Superfície de rotura do cone de punçoamento.	58
Figura 5.17 – Resistência ao punçoamento relativamente à expressão modificada do REBAP.	61
Figura 5.18 – Resistência ao punçoamento relativamente à expressão do EC2.	64
Figura 5.19 – Resistência ao punçoamento de acordo com o MC 2010.	66
Figura 5.20 – Resistência ao punçoamento relativamente à expressão do ACI 318-08.	67
Figura 5.21 – Resistência ao punçoamento teórico e experimental em função f_{lcm} .	68

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Classes de massa volúmica EC2.	9
Quadro 2.2 – Classes de resistência dos betões de agregados leves no EC2.	11
Quadro 3.1 – Características das lajes e propriedades dos materiais (Inácio <i>et al.</i> , 2011).	26
Quadro 3.2 – Cargas obtidas nos ensaios (Inácio <i>et al.</i> , 2011).	27
Quadro 4.1 - Massa volúmica dos ligantes.	37
Quadro 4.2 - Massa volúmica das areias.	37
Quadro 4.3 - Propriedades do agregado leve.	38
Quadro 4.4 - Composições dos BEAL.	39
Quadro 4.5 - Propriedades dos betões LC30, LC45 e LC60.	41
Quadro 4.6 – Propriedades do aço utilizado, segundo o EC2.	42
Quadro 5.1 – Rigidez das lajes para o estado I.	54
Quadro 5.2 – Rigidez das lajes para o estado II.	55
Quadro 5.3 – Ângulos do cone de punçoamento.	57
Quadro 5.4 – Valores do perímetro de contorno crítico dos regulamentos.	58
Quadro 5.5 – Valores das resistências das lajes de acordo com o REBAP.	60
Quadro 5.6 – Valores das resistências das lajes de acordo com o REBAP modificado.	61
Quadro 5.7 – Valores das resistências das lajes de acordo com o EC2, ($\gamma_c = 1,5$).	63
Quadro 5.8 – Valores das resistências das lajes de acordo com o EC2, ($\gamma_c = 1,0$).	63
Quadro 5.9 – Valores das resistências das lajes de acordo com o MC 2010.	65
Quadro 5.10 – Valores das resistências das lajes de acordo com o ACI 318-08.	67

Simbologia

Gregas

α	ângulo do cone de punçoamento
$\alpha_{exp,méd}$	ângulo médio do cone de punçoamento medido em cada uma das lajes
α_s	fator de redução em altura
β_c	quociente entre o lado maior e lado menor do pilar
$\beta_{cc}(t)$	coeficiente de endurecimento em função da idade t
γ_c	coeficiente parcial de segurança do betão
δ	deslocamento vertical
δ_{fend}	deslocamento vertical no momento da transição do estado I para o estado II
δ'_{II}	deslocamento vertical para o estado II
ε_{sy}	extensão de cedência do aço
η_I	coeficiente de correção da resistência do BEAL comparativamente ao BDN
η_E	coeficiente de correção do módulo de elasticidade do BEAL comparativamente ao BDN
ρ	massa volúmica
ρ_l	percentagem média de armadura
ρ_{ly}, ρ_{lz}	armaduras de tração aderentes na direções y e z
ρ_{P0}	massa volúmica das partículas no estado anidro
ρ_{PS}	massa volúmica das partículas saturadas
σ_{cp}	tensão média de compressão no betão
σ_{sd}	tensão que pode ser mobilizada na armadura de esforço transverso
τ_1	tensão de corte que varia de acordo com a classe de resistência do betão
τ_R	resistência nominal ao punçoamento
\varnothing	diâmetro do varão
φ	coeficiente de fluência

ψ rotação da laje

Latinas

A_c área de betão

A_S percentagem de absorção de saturação

A_{sw} área de armadura de punçoamento no perímetro em torno do pilar

B diâmetro do pilar

b_u diâmetro de um círculo com a mesma superfície que a região do perímetro de referência

d altura útil

d_g máxima divisão do agregado

d_v valor médio da altura útil nas direções x e y a partir da superfície de apoio da laje

d_y, d_z altura útil da secção de controlo nas direções y e z

E_c módulo de elasticidade do betão

E_{lcm} valor médio do módulo de elasticidade do betão leve

E_s módulo de elasticidade do aço

e_u carga excêntrica

f_{cc} valor característico da tensão de rotura à compressão do betão (provetes cilíndricos)

f_{ck} valor característico da tensão de rotura à compressão do betão

f_{cm} valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos

f_{ctm} valor característico da tensão de rotura à compressão do betão (provetes cúbicos)

f_{ctk} valor médio da tensão de rotura do betão à tração

f_{cu} valor característico da tensão de rotura à compressão do betão (provetes cúbicos)

f_{lc} tensão de rotura à compressão do betão leve

f_{lcm} valor médio da tensão de rotura à compressão do betão leve

f_{lctm} valor médio da tensão de rotura à tração do betão leve

f_{syd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{syk}	valor característico da tensão de cedência do aço
$f_{ywd,ed}$	valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento
K_I	rigidez para o estado I
K_{II}	rigidez para o estado II
k_e	coeficiente de excentricidade
h	altura da secção transversal
H_P	teor de humidade das partículas
P_{exp}	carga experimental
P_{fend}	carga no momento da transição do estado I para o estado II
$P_{máx}$	carga máxima
P'_{II}	carga no estado II
s	coeficiente dependente do tipo de cimento
S_r	espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento
t	tempo/ idade do betão
u	perímetro de contorno crítico
u_{exp}	perímetro de contorno crítico da superfície do cone de punçoamento experimental
u_{reg}	perímetro de contorno crítico da superfície do cone de punçoamento regulamentar
V_{exp}	carga resistente ao punçoamento experimental
V_P	componente vertical do pré-esforço que passa no perímetro de referência
V_R	carga resistente ao punçoamento
V_{Rd}	carga resistente ao punçoamento segundo os regulamentos
$V_{Rd,c}$	carga resistente ao punçoamento sem armaduras específicas de corte
V_{Rd}^{mod}	carga resistente ao punçoamento segundo os regulamentos
$V_{Rd,s}$	carga resistente ao punçoamento com armaduras específicas de corte

Abreviaturas

ACI	American Concrete Institute
AF	Areia fina
AM	Areia média
BDN	Betão de densidade normal
BEAL	Betão estrutural de agregados leves
CEB	Comité Euro-International du Béton
EC2	Eurocódigo 2
FIP	Fédération Internationale de la Précontraint
HD 4/12	Leca® estrutural 4/12 mm
LC30	Betão leve com uma resistência à compressão de 30 MPa
LC45	Betão leve com uma resistência à compressão de 45 MPa
LC60	Betão leve com uma resistência à compressão de 60 MPa
MC 2010	Model Code 2010
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

Capítulo 1 – Introdução

1.1. Enquadramento do tema

Os betões leves são betões cuja massa volúmica é menor ou igual a 2000 kg/m^3 e têm na sua composição agregados leves artificiais ou naturais. O recurso a betão estrutural de agregados leves (BEAL), principalmente de agregados de argila expandida, já tem um enorme historial, sendo usado para o fabrico de elementos de betão armado ou pré-esforçado, quer seja produzido *in situ* ou pré-fabricado. A sua aplicação tem a vantagem de permitir a redução das dimensões da secção transversal dos elementos estruturais e das fundações, reduzir o peso da estrutura e dos elementos a manobrar na construção, com consequente aumento de produtividade. Este material proporciona ainda o aumento da durabilidade e permite aumentar o isolamento térmico no produto final. Atualmente é possível conjugar a reduzida densidade dos BEAL com os elevados desempenhos de resistência e de durabilidade. Além disso, a utilização dos BEAL na construção de estruturas com elementos pré-fabricados, bem como no reforço de estruturas existentes, permite resolver limitações associadas ao peso próprio e obter soluções mais económicas. As propriedades dos agregados leves afetam o comportamento do betão onde são incorporados, podendo diferir significativamente consoante o lote e o tipo, dependendo sobretudo da matéria-prima no seu estado natural e do processo de produção dos agregados (Costa, 2012; EuroLightCon, 1999; Cruz e Valente, 2004).

Nos últimos anos têm-se registado avanços relevantes no que diz respeito às áreas da formulação, da produção e caracterização dos BEAL. Tem existido ainda um esforço na divulgação de estudos científicos e códigos de dimensionamento relativos ao BEAL, existindo um capítulo no Eurocódigo 2 (EC2) relacionado especificamente com este material e, nos restantes códigos, são geralmente indicadas as diferenças e coeficientes a adotar no caso destes betões.

O punçoamento é uma rotura frágil por esforço transversal devido a uma carga concentrada, quando a laje tem armaduras suficientes para a resistência à flexão. De acordo com Lima (1996), “o punçoamento é um problema particular de esforço transversal, que se verifica nas zonas de lajes sujeitas a cargas concentradas importantes...; e a fendilhação que se regista numa laje sujeita à ação de uma carga concentrada torna aspetos bastante diferenciados função de variados parâmetros, entre os quais se pode citar, por exemplo, a forma da laje e o tipo de apoio...”. A rotura por punçoamento trata-se de um fenómeno que ocorre por corte, quando existem cargas concentradas importantes sobre elementos com uma altura útil reduzida, como são os casos de lajes fungiformes. A rotura por punçoamento em lajes caracteriza-se, assim, pela formação de um elemento tronco cónico no

perímetro do pilar, que é originado pela interação entre os efeitos de flexão e corte junto ao pilar (Rodrigues, 2011).

A aplicação de BEAL em elementos de laje é particularmente vantajosa e eficiente, sendo o estudo do comportamento, e da respetiva resistência, ao punçoamento fundamental para os casos de lajes fungiformes em BEAL armado. Nas últimas décadas têm-se efetuado diversos estudos sobre punçoamento em elementos de betão de densidade normal (BDN), verificando-se escassez relativamente ao BEAL, justificando-se o interesse do presente trabalho de investigação, complementando a informação existente.

1.2. Objetivos propostos e metodologia

O referente trabalho de investigação apresenta como objetivo principal, o estudo do punçoamento centrado em lajes de BEAL armado, dando-se especial destaque à influência da variação da resistência do betão na capacidade resistente da laje ao punçoamento. Para a obtenção do objetivo principal destacam-se os seguintes etapas/fases:

- revisão bibliográfica sobre os assuntos em análise, designadamente as propriedades dos betões leves e a influência da variação da resistência do betão leve na resistência ao punçoamento centrado;
- estudo da formulação e da caracterização de betões com agregados leves, com três níveis de resistência definidos;
- realização de um programa experimental que permite caracterizar experimentalmente o comportamento estrutural de lajes de BEAL armado, sujeitas a uma carga concentrada crescente e ensaiada até à rotura, adotando lajes com iguais dimensões e taxas de armadura de flexão e variando a resistência à compressão do betão;
- processamento da informação obtida no programa experimental e realização das várias análises comparativas entre os valores obtidos experimentalmente e previstos teoricamente;
- elaboração de um documento sobre o programa experimental realizado, onde será apresentada toda a informação desde a produção das lajes, caracterização dos materiais, instrumentação, descrição dos ensaios, análise de resultados e principais conclusões.

1.3. Estrutura da dissertação

O presente trabalho apresenta-se dividido em seis capítulos, os quais descrevem várias etapas da realização do estudo.

No Capítulo 1 faz-se o enquadramento do trabalho de investigação, definindo-se os principais objetivos, a metodologia utilizada e a sua importância, bem como a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica referente ao tema em estudo, ou seja, as propriedades dos betões leves e a influência da variação da resistência do betão leve na resistência ao punçoamento centrado. Referem-se ainda algumas notações históricas e atuais relativamente a este material, bem como uma comparação com o betão de densidade normal (BDN).

No Capítulo 3 faz-se uma revisão bibliográfica relativamente ao estudo do punçoamento, a acidentes resultantes da rotura por punçoamento, a estudos relevantes e a estudos recentes neste âmbito. Neste capítulo realiza-se ainda uma comparação dos regulamentos (tais como: o REBAP, EC2, MC 2010 e ACI 318-08), relativamente às medidas a adotar para garantir a segurança ao punçoamento.

No Capítulo 4 descreve-se o programa experimental realizado neste trabalho de investigação referindo-se as fases em que se desenvolve.

No Capítulo 5 realiza-se a análise dos resultados obtidos nos ensaios. São analisados o ângulo do cone do punçoamento, os perímetros de contorno críticos e as cargas máximas de acordo com os regulamentos supracitados, além da rigidez para os estados I e II (pré e pós fissuração).

No Capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões do estudo realizado. São feitas considerações finais dos resultados analisados e dos objetivos inicialmente impostos. Ainda são apresentadas sugestões para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2 – Betões Estruturais de Agregados Leves

2.1. Enquadramento histórico do BEAL

Estima-se que o primeiro betão com o uso de agregados leves foi produzido em 3000 a.C., no atual Paquistão, quando foram construídas as cidades de *Mohenjo-Daro* e *Harappa* (Figura 2.1) durante a era da Civilização *Indus Valeey*. Os agregados leves de origem vulcânica, tais como pedra-pomes, escoria e tufo calcário, eram utilizados como agregados finos e como agregados grossos na sua produção (Chandra e Berntsson, 2002). O ligante destes betões era à base de pozolanas e cal misturadas com água (Costa, 2012).

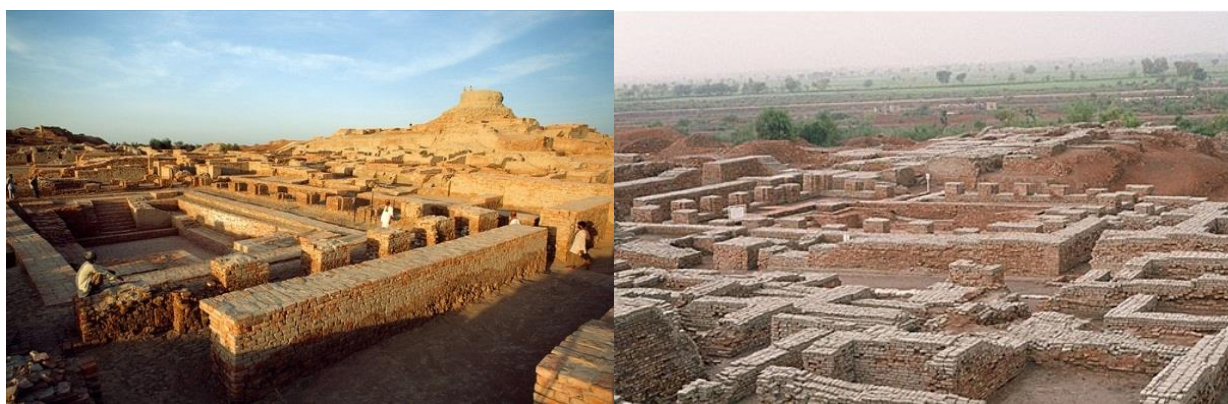


Figura 2.1 – Mohenjo-Daro (Descobertas, 2011) e Harappa (Visitpak, 2012).

Panteão e Coliseu de Roma

Na Europa, o uso de betão de agregados leves ocorreu pela primeira vez há cerca de dois milénios, em construções Romanas, como o *Coliseu de Roma* e o *Panteão de Roma*, provando assim a resistência e a durabilidades deste material. Os Romanos usavam igualmente como agregados leves, principalmente, os naturais vulcânicos, embora também utilizassem resíduos cerâmicos porosos, à base de argila cozida, com o objetivo de reduzir a massa volúmica.

O *Panteão de Roma* (Figura 2.2), também conhecido como *Panteão de Agripa* foi construído entre 118 e 128 d.C., encontrando-se atualmente em perfeito estado de conservação. Esta construção funcionou primeiro como templo dedicado a todos os deuses do panteão romano e desde o século VII como templo cristão. O Panteão de Roma tem uma cúpula em betão de agregados leves, para reduzir o peso próprio da cúpula e sem armadura de reforço (Chandra e Berntsson, 2002).



Figura 2.2 – Panteão de Roma (BBC, 2013) e (Farteband, 2010).

O *Coliseu de Roma* (Figura 2.3) também conhecido como *Anfiteatro Flaviano* foi construído entre 70 d.C. e 82 d.C., constituído por alvenaria de pedra, tem fundações e paredes em betão com agregados leves (Costa, 2012).



Figura 2.3 – Coliseu de Roma (Planet, 2010).

Catedral de Santa Sofia

Os Gregos e os Romanos usavam bastante a pedra-pomes como agregado leve natural na construção de edifícios em alvenaria e betão leve. Exemplo disso é a *Catedral de Santa Sofia* (Figura 2.4) ou *Hagia Sofia*, em Istambul, Turquia. A *Catedral de Santa Sofia* é um imponente edifício construído entre 532 e 537, considerada a maior catedral do mundo por mais de mil anos, sendo famosa pela enorme cúpula em que se utilizou betão com agregados leves (Chandra e Berntsson, 2002).



Figura 2.4 – Catedral Santa Sofia (Lifestyle, 2013).

Construções de BEAL no século XX

A aplicação do betão leve tem vindo a aumentar, especialmente na construção de edifícios em altura, estruturas pré-fabricadas, plataformas offshore e pontes de grandes dimensões; esse aumento deve-se à sua reduzida densidade, o que resulta numa vantagem significativa em termos de suporte de carga dos elementos de menor secção transversal e correspondente redução e otimização das fundações (ACI Comité 213R-87).

Com a utilização de BEAL podem ser executadas soluções estruturais inovadoras, que muito dificilmente seriam possíveis com a utilização de BDN, devido às melhores capacidades do BEAL em termos de resistência ao fogo e de isolamento térmico (Silva, 2007).

Desde meados do século XX até aos dias de hoje são muitos os ramos de engenharia estrutural onde o BEAL tem sido utilizado, os edifícios de grande porte, como por exemplo a *Marina City Towers* (Figura 2.5), construída em 1962 em Chicago, com 180 m de altura. Com o objetivo de reduzir a carga do edifício foi utilizado BEAL, tendo sido necessários 19000 m³ deste betão para a construção das lajes dos pisos (Bologna, 1974).

Outros exemplos de edifícios com aplicação de BEAL são o *Australia Square* (Figura 2.6), com 220 metros, construído em 1967 em Sidney (Austrália) e o *Lake Point Tower* (Figura 2.6), com 200 metros, construído em 1960 em Chicago, Estados Unidos da America (J.L. Clarke, 1993).



Figura 2.5 – Marina City Towers (Flickr, 2012; Chicago, 2012).



Figura 2.6 – Australia Square (Bird, 2011) e Lake Point Tower (River, 2010).

Aplicações de BEAL em Portugal

No alargamento da Ponte 25 de Abril (Figura 2.7), em Lisboa, no ano de 1999, foi utilizado BEAL nos trabalhos de reabilitação e reforço estrutural, por apresentar restrições significativas ao nível do aumento do peso próprio da estrutura (Silva, 2007).



Figura 2.7 – Ponte 25 de Abril (FCT, 2013).

O BEAL pode também ser aplicado em estruturas menos usuais, que apresentem desenhos arquitetónicos menos vulgares, que por vezes são difíceis de realizar com BDN; exemplo disso, é a cobertura do Pavilhão de Portugal (Figura 2.8), em Lisboa, construída em 1998.



Figura 2.8 – Pavilhão de Portugal (Galinsky, 2011).

2.2. Propriedades dos BEAL

O conhecimento das propriedades dos BEAL é fundamental para que o projeto e sua aplicação estrutural sejam corretos e rigorosos, nomeadamente as suas características mecânicas, bem como as diferidas, devem ser estudadas e previstas com o devido cuidado e prudência, pois têm uma elevada influência no comportamento estrutural.

2.2.1. Massa volúmica

A massa volúmica do BEAL é um parâmetro identificador em relação ao BDN. Esta será inferior à do BDN, uma vez que os agregados leves têm elevada porosidade e, por isso, reduzida massa volúmica. A massa volúmica dos BEAL depende, assim, da densidade dos agregados utilizados, das proporções da mistura e também do teor de água dos agregados (Costa, 2012).

Quadro 2.1 – Classes de massa volúmica EC2.

Classe de densidade	D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
Massa volúmica (kg/m ³)	>800 e ≤1000	>1000 e ≤1200	>1200 e ≤1400	>1400 e ≤1600	>1600 e ≤1800	>1800 e ≤2000

2.2.2. Módulo de elasticidade

Em geral, o módulo de elasticidade dos agregados leves é muito reduzido, quando comparado com o módulo de elasticidade dos agregados utilizados no BDN; assim sendo, o módulo de elasticidade do BEAL, E_{lcm} , é inferior ao do BDN, E_{cm} . De acordo com Daly Albert (2000), o módulo de elasticidade dos betões leves situa-se geralmente entre 25% a 50% abaixo do valor comum em um BDN de resistência equivalente, usando a mesma granulometria de agregados (Albert, 2000), embora dependa bastante da diferença entre as correspondentes massas volúmicas (Costa, 2012).

A previsão do módulo de elasticidade é conseguida através de duas parcelas que são a rigidez da matriz ligante e a rigidez dos agregados, sendo a rigidez dos agregados leves a que mais influencia na redução do módulo de elasticidade dos BEAL. Esta redução é função, não só do tipo de agregados leves utilizados e da sua rigidez, mas também das suas dosagens, fatores que influenciam na redução do módulo de elasticidade dos BEAL (Costa, 2012).

A resistência do betão à compressão e a respetiva rigidez apresentam normalmente uma forte correlação, pois os fatores que influenciam a rigidez afetam também a resistência. Assim, a massa volúmica do betão, conjuntamente com a sua resistência à compressão, são os parâmetros utilizados na previsão do módulo de elasticidade (EuroLightCon, 1998; Costa, 2012).

As seguintes expressões (2.1) a (2.3) permitem estimar o módulo de elasticidade do BEAL, E_{lcm} , segundo os códigos como o EC2, MC 2010 e ACI 318-08.

- o EC2 apresenta a expressão (2.1),

$$E_{lcm}(GPa) = 22 \times \left(\frac{f_{lcm}(MPa)}{10} \right)^{0,3} \times \eta_E, \text{ em que } \eta_E = \left(\frac{\rho \left(\frac{kg}{m^3} \right)}{2200} \right)^2 \quad (2.1)$$

- o MC 2010 apresenta a expressão (2.2),

$$E_{lcm}(GPa) = 21,5 \times \left(\frac{f_{lcm}(MPa)}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \times \eta_E, \text{ em que } \eta_E = \left(\frac{\rho \left(\frac{kg}{m^3} \right)}{2200} \right)^2 \quad (2.2)$$

sendo os parâmetros das expressões anteriores:

η_E - coeficiente de correção do módulo de elasticidade do BEAL comparativamente ao BDN;

ρ - massa volúmica do betão, em kg/m^3 ;

f_{lcm} - coeficiente de redução de resistência em MPa.

- o ACI 318 apresenta a expressão (2.3),

$$E_{lcm}(GPa) = C \times \left(\rho \left(\frac{kg}{m^3} \right) \right)^{1,5} \times \sqrt{f_{lcm}(MPa)} \quad (2.3)$$

com,

C - parâmetro que toma o valor de 0,04 para betões cuja resistência $f_{lcm} \leq 35$ MPa e de 0,038 para betões cuja resistência $f_{lcm} > 35$ MPa.

2.2.3. Resistência à compressão

A resistência do betão à compressão é considerada uma propriedade importante na caracterização do betão. Os principais fatores que influenciam esta resistência mecânica são: a natureza e a dosagem do ligante; a granulometria, a máxima dimensão, forma, textura superficial, resistência e rigidez das partículas dos agregados; a relação água-cimento; a porosidade; a relação cimento-agregados; a idade; o grau de compactação e as condições de cura (Silva, 2007).

O BEAL apresenta uma elasticidade mais próxima entre as duas fases (agregados leves e pasta ligante), comparativamente ao BDN, que conjugada com uma melhor aderência entre a pasta ligante e os agregados, conduz a um comportamento mais homogêneo do conjunto. Assim, os betões leves não rompem essencialmente pela interface das duas fases, mas principalmente quando ocorre a rotura da matriz ligante, conjugada com a rotura e esmagamento dos agregados. Deste modo, a linha de fratura atravessa os agregados (Figura 2.9), ao contrario do que acontece nos BDN, onde a linha de fratura contorna predominantemente os agregados (EuroLightCon, 2000a) e (Silva, 2007).

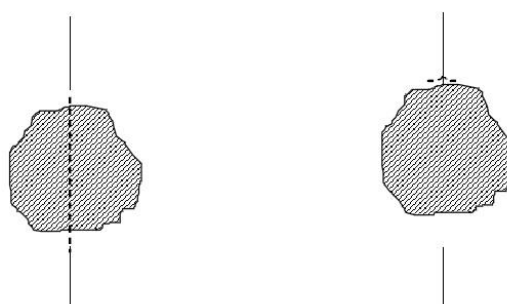


Figura 2.9 – Linha de fratura do agregado leve e agregado normal (EuroLightCon, 2000b).

A determinação da resistência à compressão nos BEAL é efetuada através do ensaio normalizado (NP EN 12390), recorrendo a provetes cilíndricos ou cúbicos, de igual modo ao dos BDN. A diferença entre os ensaios nos dois tipos de provetes é menor nos BEAL, comparativamente aos BDN, sendo esta diferença considerada na designação das classes de resistência (NP EN 1992-1-1, NP EN 206-1). A resistência à compressão do BEAL, ensaiada em cubos, é cerca de 10% superior à ensaiada em cilindros, valor este que ronda os 20% para os BDN. O valor de referência utilizado para a caracterização do betão nos diversos códigos, é o da resistência à compressão em provetes cilíndricos (Costa, 2012), conforme apresentado no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Classes de resistência dos betões de agregados leves no EC2.

Classes de resistência		LC 8/9	LC 12/13	LC 16/18	LC 20/22	LC 25/28	LC 30/33	LC 35/38	LC 40/44	LC 45/50	LC 50/55	LC 55/60	LC 60/66	LC 70/77	LC 80/88
f_{lck} (MPa)	Cilindros	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
	Cubos	9	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88

A evolução da resistência à compressão com o tempo traduz-se, normalmente, por um coeficiente de endurecimento, $\beta_{cc}(t)$, o qual representa a relação entre a resistência do betão à idade t e aos 28 dias. O EC2 propõe um coeficiente de endurecimento, tanto para os BDN como para os BEAL, que é dado pela seguinte expressão:

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right) \quad (2.4)$$

onde:

s – coeficiente que depende do tipo de cimento;

t – tempo/idade do betão.

A evolução do coeficiente de endurecimento, $\beta_{cc}(t)$, para os vários tipos de cimento pode ser analisada no gráfico da Figura 2.10.

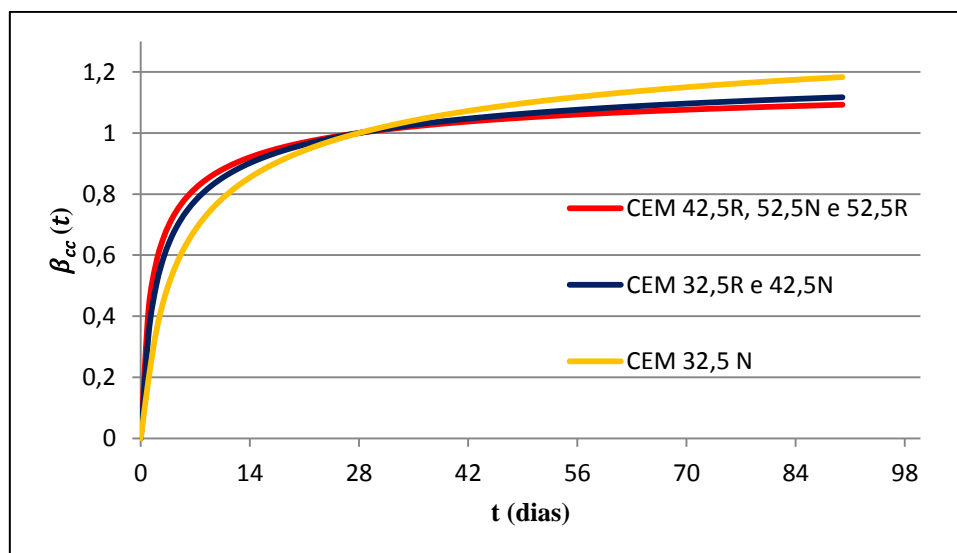


Figura 2.10 - Coeficiente de endurecimento previsto no EC2.

2.2.4. Resistência à tração

As resistências do BEAL à tração e ao corte dependem essencialmente da rigidez e da resistência das suas duas fases que os constituem, a matriz ligante e os agregados leves, assim como da interface entre ambas e da cura do betão.

A determinação da resistência à tração pode ser efetuada através do ensaio de tração direta, ensaio de flexão ou ensaio de compressão diametral, sendo o último o ensaio mais corrente. O seu valor corresponde, normalmente, a uma percentagem reduzida da resistência à compressão, até 10%. Nos

BEAL, esta percentagem ronda os 5% para condições de cura em ambiente natural. No entanto, pode chegar a cerca de 10% para condições de cura em humidade continuada, sendo os primeiros dias os mais importantes para a eficácia da cura (EuroLightCon, 1998; Costa, 2012).

O EC2 considera para os BEAL um valor médio para a resistência à tração, f_{lctm} , dado pelas expressões (2.5) para betões com uma classe inferior a LC50/55 e (2.6) para betões com uma classe superior a LC50/55, afetadas por um coeficiente, η_1 (2.7), que depende da massa volúmica do BEAL seco em estufa, ρ .

$$f_{lctm} = 0,30 \times f_{lck}^{2/3} \times \eta_1 \quad (2.5)$$

$$f_{lctm} = 2,12 - \ln(1 + (f_{lcm}/10)) \times \eta_1 \quad (2.6)$$

$$\eta_1 = (0,4 + 0,6 \times \rho/2200) \quad (2.7)$$

2.2.5. Retração

A retração traduz-se, normalmente, pela diminuição dimensional ou volumétrica. No entanto, em meios húmidos ou dependendo dos constituintes do betão, essencialmente do tipo de adjuvantes, essa variação dimensional pode ser de expansão. A retração total de uma peça de betão é igual à soma de vários efeitos e depende de vários fatores, dos constituintes e das dosagens da sua composição e depende também das condições termo-higrométricas do ambiente (Sousa-Coutinho, 1988).

A retração deve ser devidamente caracterizada e prevista pois, caso seja excessiva, provoca efeitos indesejados, tais como, a diminuição da sua durabilidade, a fissuração excessiva, perdas de rigidez e perdas de pré-esforço. Assim sendo, os parâmetros de composição do betão devem atender à minimização da retração, além de cumprir as restantes especificações, contribuindo assim para a garantia da qualidade e durabilidade das estruturas de betão (Costa, 2012).

De acordo com diversos estudos provou-se que a retração dos BEAL é geralmente menor que nos BDN, devido à influência dos agregados leves saturados, uma vez que se proporciona uma cura interna melhorada do betão, causada pela hidratação lenta e contínua da matriz ligante, evitando assim a auto dessecação (EuroLightCon, 2000; Costa, 2012).

2.2.6. Fluência

A fluência é outra propriedade diferida do betão que se deve a um comportamento viscoelástico deste material. Caracteriza-se pelo aumento das deformações ao longo do tempo, quando sujeito a tensão constante, tendendo essa evolução a estabilizar sensivelmente antes do primeiro ano de idade. Os principais fatores que afetam a fluência do betão são normalmente a rigidez e resistência do betão, a idade do primeiro carregamento, o nível de tensão aplicada e as condições termo-higrométricas. No entanto, existem ainda outros fatores que, embora pequena e de forma indireta, também podem influenciar a fluência do betão (Costa, 2012).

Nos BEAL, a deformação por fluência é normalmente maior do que nos BDN com resistência semelhante, mas o seu coeficiente de fluência é menor, devido ao facto de ter um módulo de elasticidade menor e, conseqüentemente, maior deformação elástica (Costa, 2012).

No que diz respeito às previsões dos coeficientes de fluência dos BEAL, φ , que resultam das previsões dos códigos, são normalmente superiores aos valores observados experimentalmente em vários trabalhos de investigação. Contudo, o facto de estes betões estabilizarem mais tarde, pode justificar uma margem maior em relação aos BDN, cujas previsões dos coeficientes de fluência são menores (Costa, 2012).

2.3. Resumo das vantagens e desvantagens da utilização de BEAL

Quando comparado com o BDN, o BEAL apresenta as seguintes vantagens (EuroLightCon, 2000b; Costa, 2012; Lourenço *et al.*, 2004):

- bom desempenho de resistência – é possível atingir-se elevada resistência à compressão, aproximadamente 90 MPa, consoante a sua massa volúmica;
- redução do peso próprio – menor carga nas cofragens, menor massa volúmica do betão, aumento da produtividade com redução do consumo energético, redução dos esforços transmitidos às sapatas e redução da ação sísmica;
- bom comportamento térmico – devido à menor condutibilidade térmica e ao menor coeficiente de expansão térmica, possibilidade de aplicação em elementos onde o desempenho térmico é decisivo;
- acústica – a aplicação dos BEAL proporciona uma absorção acústica melhorada;

- durabilidade – cura interna melhorada garante baixa permeabilidade e melhor desempenho da zona de contacto entre o agregado leve e a matriz ligante, proporcionando melhor resistência aos ataques químicos e aos ciclos gelo-degelo;
- reduzida retração – a cura interna melhorada evita a fissuração associada às restrições de movimentos e reduz as perdas de pré-esforço;
- economia – redução do peso próprio e elevada resistência influenciam a redução dos custos no dimensionamento, transporte, manuseamento e colocação do betão, tanto *in situ* como em elementos pré-fabricados.

As principais desvantagens dos BEAL são (Costa, 2012; Lourenço *et al.*, 2004):

- maior dosagem de cimento para a mesma resistência mecânica;
- o custo do betão leve é superior aos betões normais;
- controlo mais rigoroso na produção devido à humidade e à absorção dos agregados leves e às dosagens utilizadas;
- cuidados na colocação e compactação do betão, garantindo a homogeneidade sem segregação;
- precaução na cura do betão, de modo a evitar fissuração superficial em idades jovens.

Capítulo 3 – Punçoamento

3.1. Mecanismo de rotura por punçoamento

As lajes em betão armado apoiadas sobre pilares são designadas por lajes fungiformes (Figura 3.1), sendo amplamente usadas em muitos países devido à sua economia de execução e às suas vantagens funcionais. Apesar da sua simples aparência, a análise das lajes fungiformes é complexa, devida ao seu comportamento e à resistência aos esforços de flexão e ao corte, em particular na zona de ligação laje-pilar (Guerra, 2009).



Figura 3.1 – Estrutura de edifício com lajes fungiformes (Nexus, 2007).

A resistência ao punçoamento é muito importante no dimensionamento deste tipo de estruturas, sendo normalmente um dos principais critérios para a determinação da espessura de uma laje fungiforme.

Kinnunen e Nylander (1960), após o ensaio de várias lajes circulares com pilar central, propuseram um modelo mecânico cujo cálculo considera a influência da flexão e da força cortante em conjunto (Figura 3.2). Neste modelo, baseado no “regulamento sueco de betão” respeitante ao punçoamento, a carga de rotura é determinada através do equilíbrio entre esforços internos e cargas/forças externas.

O punçoamento caracteriza-se pela formação de um elemento tronco cónico que decorre da interação entre os efeitos de flexão e corte junto do pilar (Figura 3.3) e revela propensão para se separar do resto da laje (Rodrigues, 2011).

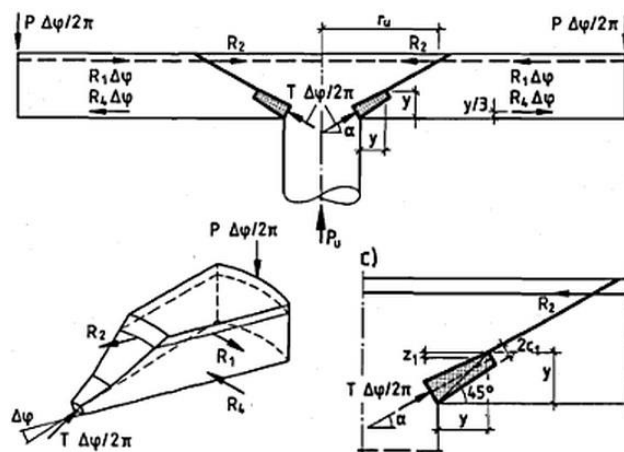


Figura 3.2 – Modelo de Kinnunen e Nylander (1960).

A rotura ao punçoamento de uma laje fungiforme é do tipo frágil e com reduzida ductilidade. Embora seja um mecanismo de rotura local, pode originar uma rotura progressiva e levar ao colapso total de uma estrutura, devido ao facto de que a perda de um ponto de apoio aumenta os esforços transmitidos aos apoios vizinhos (Ramos e Lúcio, 2007).

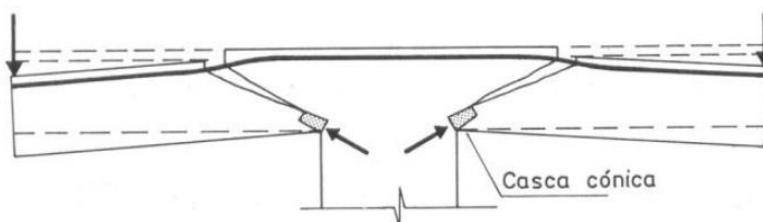


Figura 3.3 – Rotura por punçoamento (Carmo e Valença, 2010).

O mecanismo de rotura ao punçoamento em lajes fungiformes é composto por quatro fases. Numa primeira fase é possível considerar que o betão e o aço têm um comportamento elástico linear, já que não são visíveis fissuras no betão e o aço não entrou em cedência. O aparecimento da primeira fissura dá origem ao início da segunda fase. A primeira fenda de flexão é encontrada na face sujeita a esforços de tração, normalmente na face superior, e contorna as faces do pilar. Com o aumento da carga ocorre o aparecimento de fendas radiais junto do perímetro do pilar (Figura 3.4). A terceira fase é caracterizada pela estabilização do número de fissuras de flexão, havendo apenas o aumento da abertura destas e formando fissuras de corte. Na última fase dá-se a rotura por punçoamento e no limite a laje fica separada em duas partes pela fissura de corte, ficando apenas ligada pela armadura (Ramos e Lúcio, 2006).

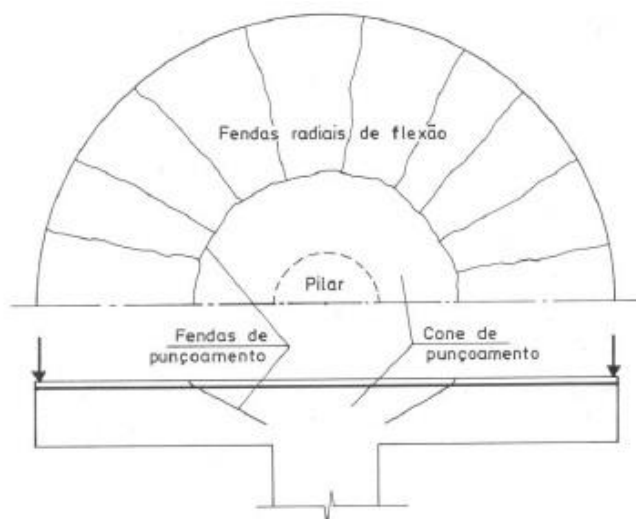


Figura 3.4 – Mecanismo de rotura ao punçoamento (Carmo e Valença, 2010).

Os principais parâmetros que influenciam a resistência ao punçoamento de uma laje fungiforme são a área, a localização (centro, canto e bordo) e geometria do pilar, a classe de resistência do betão, a espessura da laje, a quantidade de armadura de flexão contida na laje, a existência e a respetiva taxa de armadura de corte na zona de punçoamento.

O mecanismo de resistência ao punçoamento resume-se simplificadaamente por três forças que equilibram a força de punçoamento, que são a componente vertical da compressão radial (1), a componente vertical da força de atrito entre os agregados na fenda (2) e a componente vertical da força do efeito de ferrolho (3), esquematizadas na Figura 3.5.

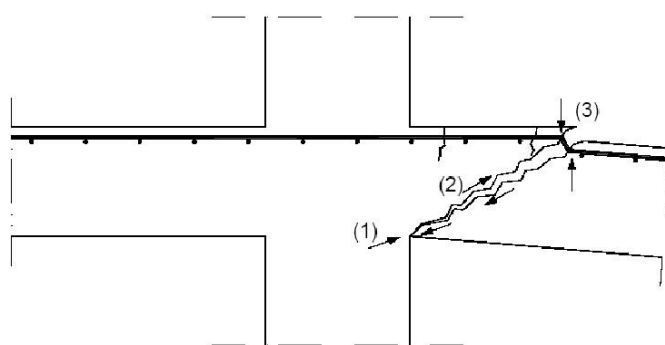


Figura 3.5 – Mecanismo de resistência ao punçoamento (Ramos e Lúcio, 2006).

3.2. Acidentes em lajes

O Centro Comercial *Sampoong Seúl* foi construído em 1989 e colapsou em 1995 (Figura 3.6). Inicialmente era um edifício para escritórios com quatro andares mas, durante a construção, foi redesenhado para um edifício com lojas, sendo ainda acrescentado um quinto andar para restauração. Estas alterações provocaram o colapso do edifício (Figura 3.7) por falta de resistência da laje ao punçoamento levando a inúmeras mortes (LLC, 1995).



Figura 3.6 – Centro comercial Sampoong (Google, 2009).



Figura 3.7 – Colapso do centro comercial Sampoong (Google, 2009; Ramos e Lúcio, 2006).

Outros exemplos de acidentes relativos ao assunto em estudo apresentam-se nas Figuras 3.8 e 3.9.



Figura 3.8 – Centro comercial Bullocks (Ramos e Lúcio, 2006).



Figura 3.9 – Piper's row car park (Google, 2009).

3.3. Estudos relevantes

Ao longo das últimas décadas têm sido realizados vários estudos com o intuito de perceber o fenómeno de rotura ao punçoamento em lajes de betão armado. Para isso foram realizados inúmeros ensaios experimentais, abordando questões importantes para a realização deste trabalho de investigação.

Ensaio de Menétrey

Menétrey (1994) estudou o comportamento de lajes de betão armado sujeitas a cargas concentradas, com o objetivo de controlar a inclinação da superfície de rotura (Figura 3.10), através da colocação de anéis de armadura com diferentes raios em torno do pilar. Obtiveram-se ângulos de 30°, 45° e

60° (Figura 3.11). Concluiu-se que as fissuras mais inclinadas originavam a rotura por punçoamento e as fissuras menos inclinadas eram características das roturas por flexão.

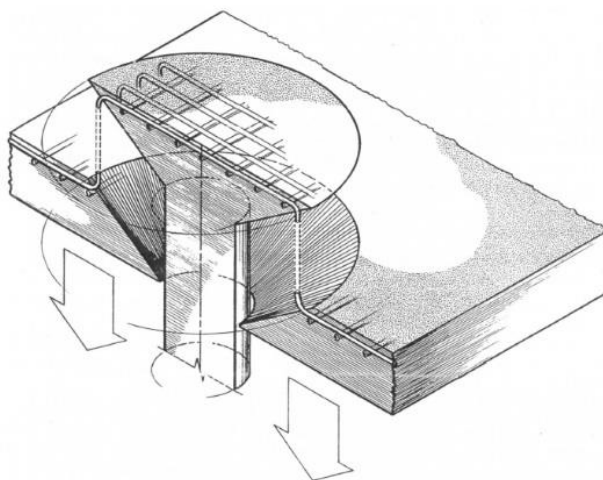


Figura 3.10 – Esquema de rotura ao punçoamento numa laje de betão armado (Menétrey, 1994).

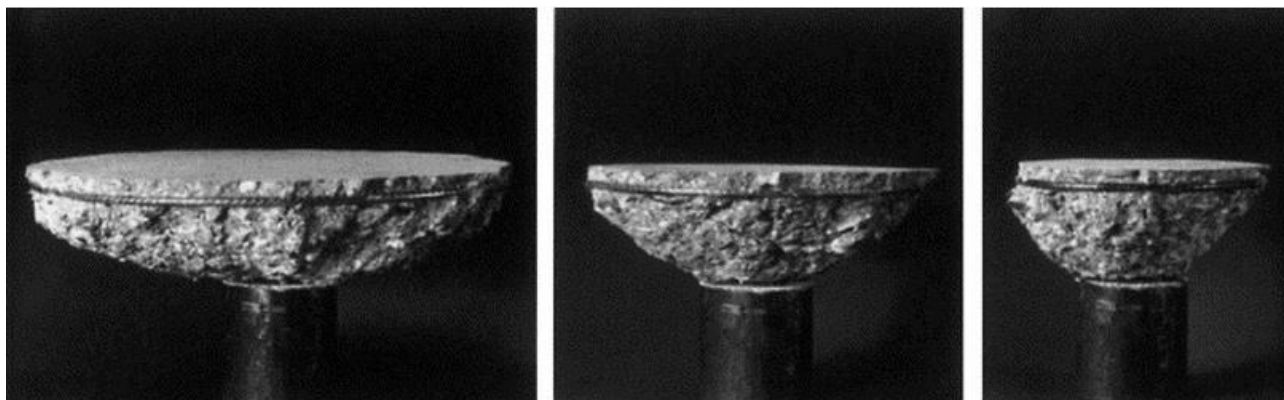


Figura 3.11 – Inclinações da superfície de rotura cónica de Menétrey 30°, 45° e 60° (Menétrey, 1994).

Menétrey também realizou ensaios em quatro lajes octogonais com raio de 5,50 m e altura de 0,15 m, controlados por deslocamentos verticais, com o objetivo de entender o comportamento após a ocorrência da carga máxima. Menétrey utilizou armaduras com vários diâmetros 4, 6, 8 e 10 mm com um afastamento de 0,223 m. A diferença entre a rotura por punçoamento e a rotura por flexão, mais dúctil, pode ser visualizada pelas curvas de carga-deflexão na Figura 3.12. Após rotura, a capacidade de carga da estrutura de suporte cai instantaneamente para uma pequena fração de capacidade máxima.

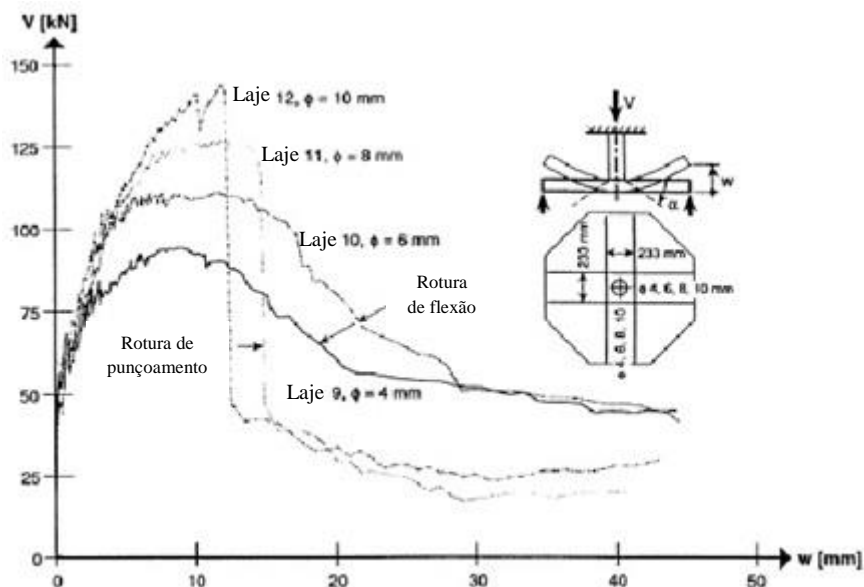


Figura 3.12 – Curvas V-w dos ensaios de Menétrey (Menétrey, 1994).

Ensaio de Muttoni

Muttoni tem-se dedicado ao estudo do punção em lajes, desenvolvendo importantes teorias. Em 1991, Muttoni e Schwartz constataram, através do estudo dos ensaios de Elstner e Holgnestad (1956), que a resistência ao punção de uma laje está relacionada com a rotação desta em relação ao pilar (Figura 3.13).

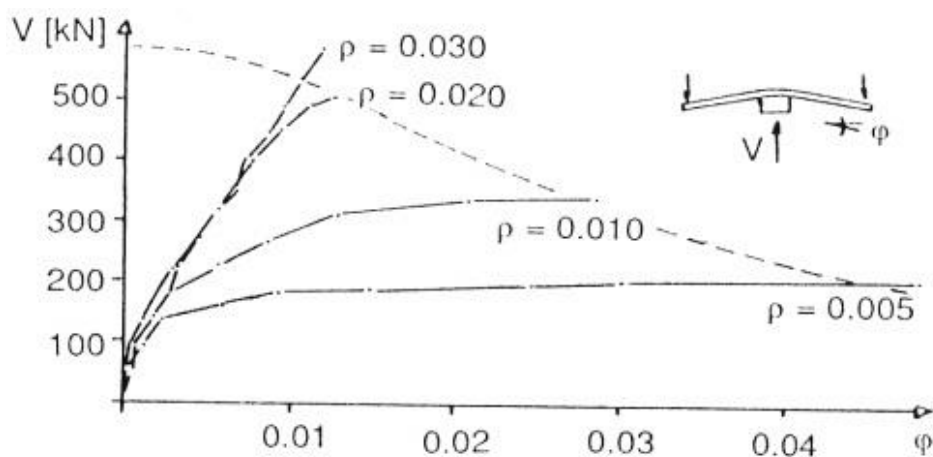


Figura 3.13 – Diagrama força-rotação dos ensaios das lajes (Muttoni e Schwartz, 1991).

Muttoni (2003) concluiu que quanto maior for esta rotação, menor será a resistência ao punçoamento. Com base nestes resultados, Muttoni (2003) propôs que o critério de rotura por punçoamento das lajes sem armadura específica é definido pela expressão (3.1);

$$\tau_R = \frac{V_R}{u d} = \frac{\tau_c}{0,4+0,125\psi k_{Dmax}} \quad (3.1)$$

em que:

τ_R resistência nominal ao punçoamento

V_R resistência ao punçoamento

u perímetro de controlo

d altura útil

ψ rotação da laje

τ_c e k_{Dmax} são coeficientes obtidos pelas seguintes expressões (3.2) e (3.3), sendo $D_{máx}$ o diâmetro máximo do agregado em mm .

$$\tau_c = 0,3\sqrt{f_c} \quad (3.2)$$

$$k_{Dmax} = \frac{48}{D_{max}+16} \quad (3.3)$$

De acordo com a teoria da fissura crítica, a resistência ao punçoamento é obtida pela interseção da curva do critério de rotura com a curva do comportamento da laje, representada pela curva carga-rotação da laje (Figura 3.14).

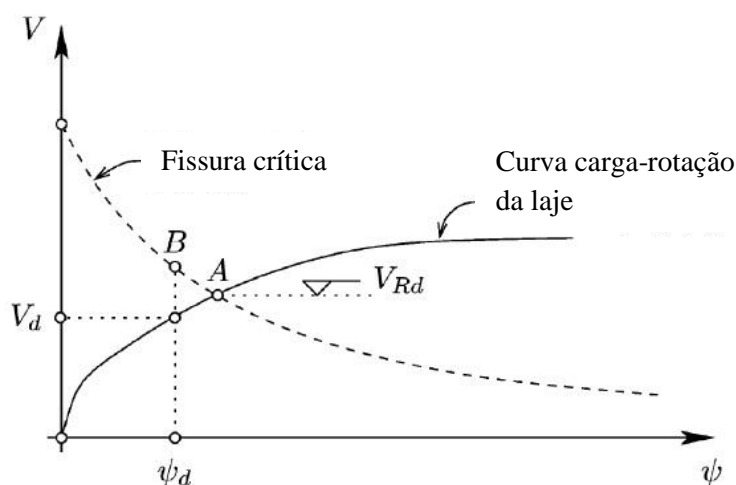


Figura 3.14 – Carga de rotura por punçoamento obtida pela teoria da fissura crítica (Muttoni, 2008).

Através destas teorias torna-se possível obter previsões na determinação das cargas de rotura por punçoamento.

Estudo de Staller

Staller (2000) usou a análise numérica para estimar a resistência ao punçoamento de lajes fungiformes com betão de alta resistência. Como referência usou a laje HSC4 de Hallgren (1996), Figura 3.15, com betão de elevada resistência à compressão (91,6 MPa) e sem armadura específica de punçoamento (Staller, 2000).

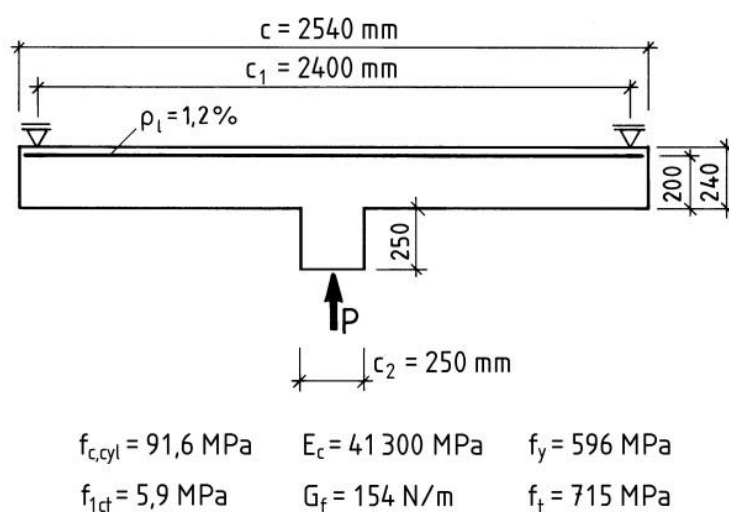


Figura 3.15 – Geometria e propriedades dos materiais para a análise (Staller, 2000).

Na modelação da laje foram utilizados elementos tridimensionais isoparamétricos com oitos nós e elementos de barras para simular a armadura longitudinal. Por razões de simetria geométrica da laje, apenas 1/4 da laje foi modelada e o carregamento foi aplicado através do incremento de deslocamento. A solução algorítmica utilizada foi o Método de Newton-Raphson. A carga de rotura da simulação foi superior à obtida experimentalmente (Figura 3.16). De acordo com Staller, o comportamento numérico foi mais rígido do que no ensaio e houve assim 15% de diferença entre o valor de carga de rotura numérico e experimental. A superfície de rotura obtida por Staller foi próxima da experimental como pode ser observado na Figura 3.17 (Staller, 2000).

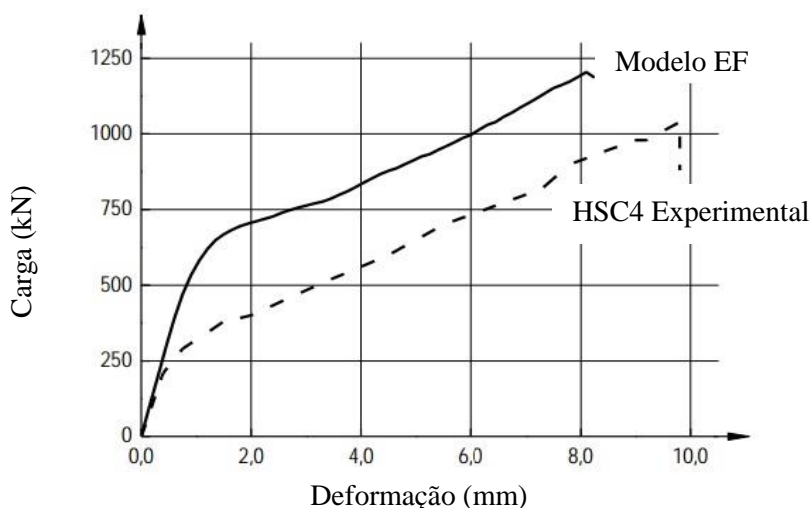


Figura 3.16 – Gráfico P-d obtido por Staller (Staller, 2000).

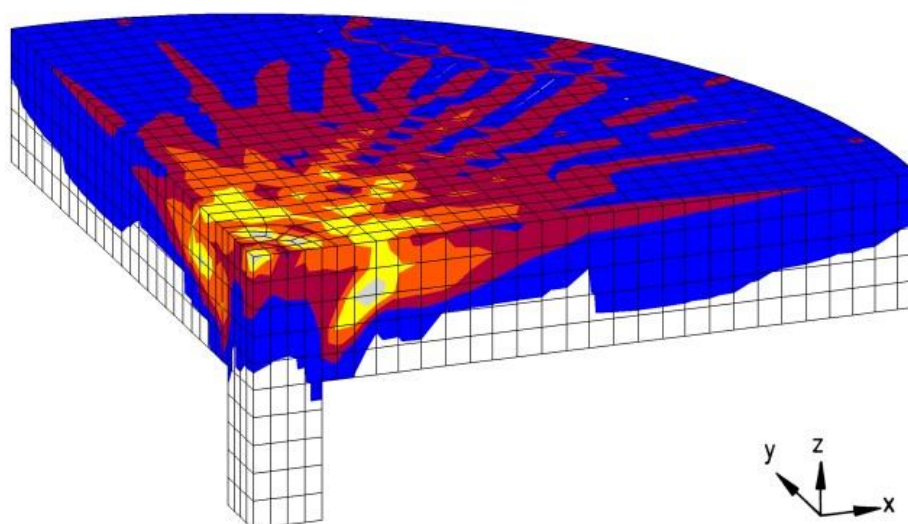


Figura 3.17 – Superfície de rotura obtida numericamente por Staller (Staller, 2000).

M. Inácio, A. Ramos, V. Lúcio e D. Faria

Inácio *et al.* (2011) realizaram um trabalho de investigação com o objetivo de analisar o comportamento de lajes de betão de alta resistência ao punçoamento. A resistência à compressão do betão utilizado para o estudo foi cerca de 130 MPa e foram usadas diferentes taxas de armadura longitudinal, variando entre 0,94% e 1,48% (Quadro 3.1). A coluna central foi simulada através de uma chapa de aço. Os resultados experimentais foram comparados com as disposições dos códigos EC2, ACI 318 e MC 2010. Para o estudo foram realizadas quatro lajes, três lajes de betão de alta resistência, e a uma de referência em betão normal.

Quadro 3.1 – Características das lajes e propriedades dos materiais (Inácio *et al.*, 2011).

Lajes	ρ (%)	d (mm)	Betão		Armadura Superior			Armadura Inferior	
			f_{cm} [MPa]	$f_{ctm.sp}$ [MPa]	Malha	$f_{0,2}$ [MPa]	f_t [MPa]	$f_{0,2}$ [MPa]	f_t [MPa]
NS	1.00	105.0	35.9	3.4	Ø10//75 mm	523.0	607.0	594.0	724.0
HS1	0.94	104.2	125.6	7.7	Ø10//80 mm	493.5	643.9	549.7	697.3
HS2	1.24	101.6	130.1	8.4	Ø12//90 mm	523.4	671.4	549.7	697.3
HS3	1.48	101.7	129.6	8.3	Ø12//75 mm	523.4	671.4	549.7	697.3

A carga foi aplicada a uma velocidade de 0,25 kN/s, transmitida pelo servo-atuador através de uma chapa de aço; as lajes foram fixadas em oito pontos e os deslocamentos e as deformações foram registados por meio de um sistema de aquisição de dados (Figura 3.18).

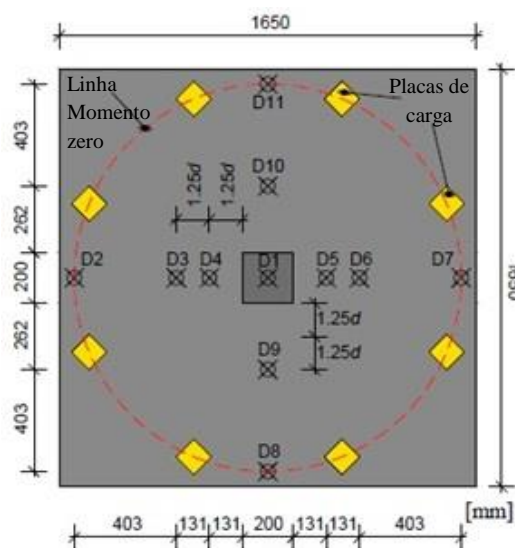


Figura 3.18 – Esquema de carregamento (Inácio *et al.*, 2011).

Através da Figura 3.19 é possível ver a evolução do deslocamento vertical em função da carga para as lajes ensaiadas. Nas lajes de betão de alta resistência, o início da fissuração por flexão (Figura 3.20) ocorreu para um carga de 130 kN, enquanto que, para o betão de resistência normal, ocorreu a cerca de 50 kN. Este comportamento deve-se à maior resistência à tração dos betões de alta resistência (Inácio *et al.*, 2011). No Quadro 3.2 estão apresentadas as cargas de rotura (V_{Exp}) obtidas nos ensaios.

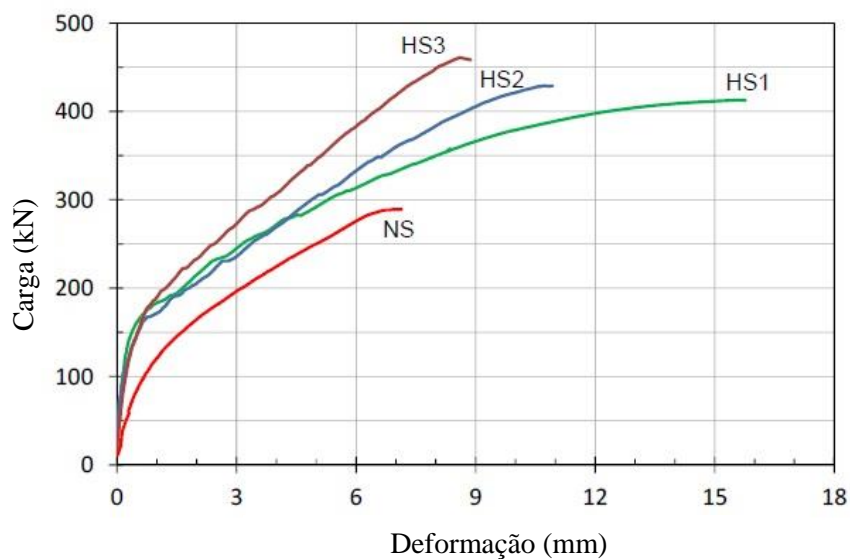


Figura 3.19 – Gráfico carga-deslocamento das lajes ensaiadas (Inácio *et al.*, 2011).

Quadro 3.2 – Cargas obtidas nos ensaios (Inácio *et al.*, 2011).

Provete	NS	HS1	HS2	HS3
V_{Exp} (kN)	289,2	412,9	429,0	460,9

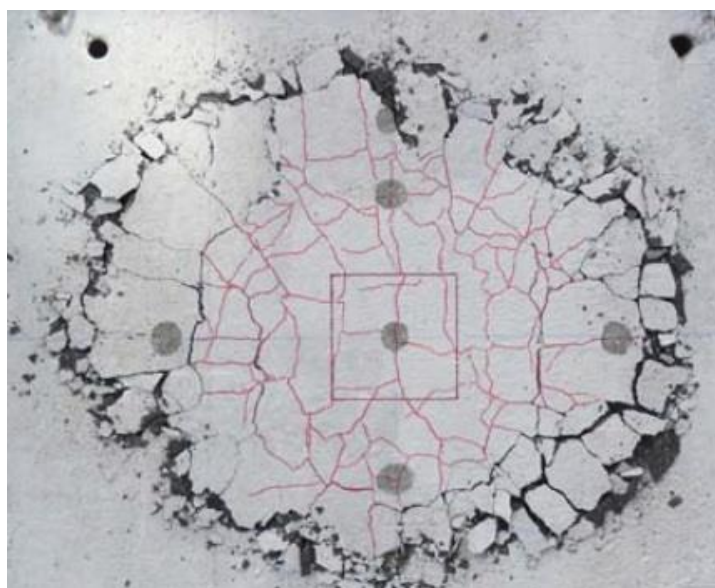


Figura 3.20 – Vista superior da laje HS3 (Inácio *et al.*, 2011).

Inácio *et al.* (2011) concluíram que a capacidade ao punçamento é substancialmente superior quando se utiliza betão de alta resistência à compressão, levando a um aumento de 43% quando comparado com o betão normal. Também foi possível concluir que o aumento da taxa de armadura conduziu a um ligeiro aumento da capacidade ao punçamento (Inácio *et al.*, 2011).

3.4. Regulamentação

A determinação da resistência ao punçoamento está definida nos vários regulamentos para o dimensionamento de estruturas de betão. As recomendações regulamentares são de seguida descritas, onde cada uma limita as expressões da tensão ao corte para um determinado perímetro de referência.

3.4.1. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, REBAP

No REBAP, o valor de cálculo da força resistente ao corte por punçoamento é obtido pela expressão (3.4);

$$V_{Rd} = \eta \tau_1 u d \quad (3.4)$$

onde μ é o perímetro crítico que circunda o pilar, definido a uma distância mínima de $0,5d$ do pilar (Figura 3.21), sendo d a altura útil da laje. O parâmetro η tem como valor $\eta = 1,6 - d (mm)$, sempre superior à unidade. O valor de τ_1 varia de acordo com a classe de resistência do betão.

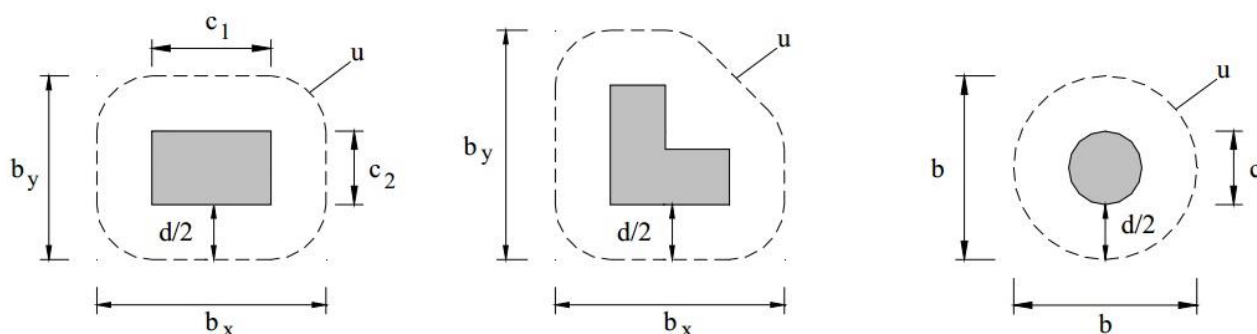


Figura 3.21 – Perímetro de referência utilizado no REBAP.

De salientar que apenas será necessário considerar o problema de punçoamento nos casos em que: a área carregada é circular e o seu diâmetro não excede $3,5d$; a área carregada é retangular e o seu perímetro não excede $11d$, nem a relação entre o seu comprimento e a sua largura excede o valor dois. Fora dos limites indicados será necessário considerar, ao longo do contorno crítico, zonas em que a verificação da segurança deve ser feita pelas regras correspondentes ao punçoamento e zonas em que tal verificação deve seguir as regras específicas para o esforço transversal.

3.4.2. Eurocódigo 2, EC2

O EC2 considera que o primeiro perímetro de controlo, u , é definido a uma distância de $2d$ da área carregada (Figura 3.22).

A altura útil da laje é obtida pela expressão (3.5);

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (3.5)$$

onde d_y e d_z são as alturas úteis da armadura em duas direções ortogonais.

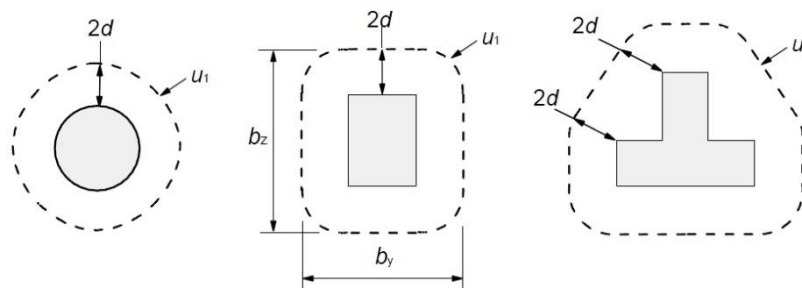


Figura 3.22 – Perímetros de controlo utilizado no EC2.

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armaduras específicas é obtido pela seguinte expressão (3.6);

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} u d + k_1 \sigma_{cp} u d \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) u d \quad (3.6)$$

em que:

f_{ck} - tensão característica da resistência à compressão do betão (MPa);

γ_c - coeficiente de segurança do betão com valor de 1,5;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.7)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ em mm}) \quad (3.8)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (3.9)$$

ρ_{1y}, ρ_{1z} correspondem às armaduras de tração aderentes na direções y e z , respetivamente; os valores ρ_{1y} e ρ_{1z} deverão ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

$k_1 = 0,1$ (valor recomendado);

u - perímetro de referência;

$$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (3.10)$$

A tensão normal no betão é dada pela expressão (3.11);

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cz})}{2} \quad (3.11)$$

onde,

$\sigma_{cy} = \frac{N_{Edy}}{A_{cy}}$ e $\sigma_{cz} = \frac{N_{Edz}}{A_{cz}}$, sendo N_{Edz} o esforço axial atuante, (positivo quando se tratar de compressão). A_c é a área de betão associada ao esforço axial considerado.

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento com armaduras específicas é obtido pela expressão (3.12);

$$V_{Rd,c} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{S_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ed} \frac{\text{sen} \alpha}{(u d)} \quad (3.12)$$

em que,

A_{sw} - área de um perímetro de armadura de punçoamento em torno do pilar (mm^2);

S_r - espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento (mm);

$f_{ywd,ed}$ - valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por $f_{ywd,ed} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ (MPa);

d - média das alturas úteis nas direções ortogonais (mm);

α - ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje (considera-se $d/s = 0,67$ quando se adota apenas um único perímetro de varões inclinados);

u - perímetro de referência.

3.4.3. CEB – FIP Model Code de 2010, MC 2010

O Model Code 2010 considera que o perímetro de referência, u , encontra-se a uma distância de $0,5d_v$, a partir da área carregada (Figura 3.23).

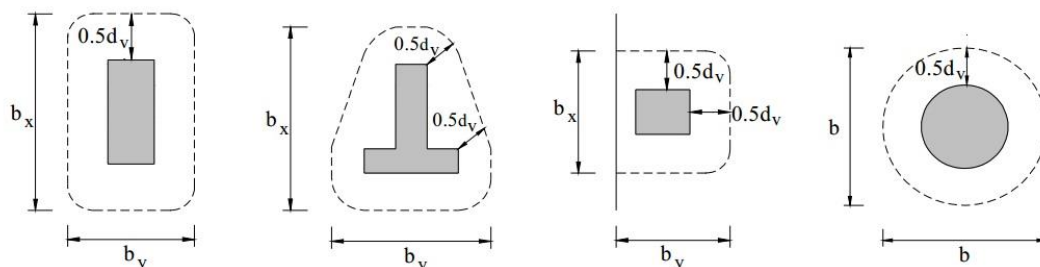


Figura 3.23 – Perímetros de controlo utilizado no MC 2010.

A altura útil da laje a partir da superfície de suporte da laje, d_v , e a altura de cálculo, d , podem ser visualizadas na Figura 3.24.

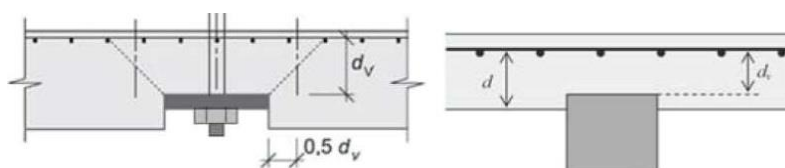


Figura 3.24 – Alturas úteis da laje a utilizar no MC 2010.

O MC 2010 considera o parâmetro ψ , que corresponde à rotação da laje, fora da zona crítica de fendilhação, em redor da região do pilar (Figura 3.25).

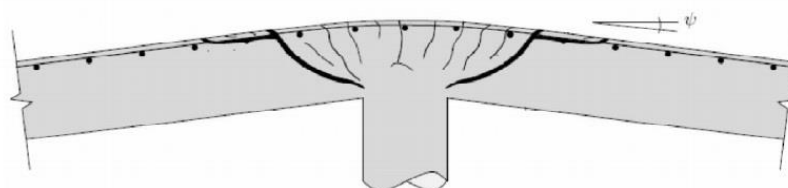


Figura 3.25 – Rotação da laje em redor da região do pilar.

Nas lajes fungiformes ou sapatas, o punçoamento é igual ao valor da reação do pilar menos a soma das ações aplicadas na zona do perímetro de referência. Quando existem cabos de pré-esforço devem ser subtraídas as forças de desvio devidas à mudança de direção dos cabos.

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento é obtido pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (3.13)$$

O valor da resistência ao punçoamento sem armaduras específicas de corte é determinado pela expressão (3.14);

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} u d_v \quad (3.14)$$

em que,

f_{ck} - tensão característica de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos (MPa);

γ_c - coeficiente de segurança do betão com valor de 1,5;

u - perímetro de referência a $0,5d$ do pilar; $u = k_e(4c + dv\pi)$ para pilares com seção quadrada; $u = k_e\pi(c + dv)$ para pilares com seção circular;

d_v - valor médio da altura útil nas direções x e y a partir da superfície de suporte da laje;

O parâmetro k_{ψ} depende das deformações da laje à volta da região de apoio e é determinado pela expressão (3.15);

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5+0,6\cdot\psi\cdot d\cdot k_{dg}} \leq 0,6 \quad (3.15)$$

em que,

ψ - rotação da laje à volta da região de apoio fora da zona critica de fendilhação;

$$k_{dg} = \frac{48}{16+d_g} \quad (3.16)$$

d_g - corresponde à máxima divisão do agregado, em mm .

O valor de cálculo do esforço resistente com armadura específica de punçoamento, é determinado pela expressão (3.17);

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{sd} \sin\alpha \quad (3.17)$$

em que:

ΣA_{sw} - somatório da área de secção transversal das armaduras de esforço transverso ancoradas e intersectadas pela potencial superfície de colapso dentro da zona correspondente a $0,35dv$ e dv a partir da face da região de apoio (Figura 3.26);

k_e - coeficiente de excentricidade dado por $k_e = \frac{1}{1+e_u/b_u}$, sendo e_u a carga excêntrica e b_u o diâmetro de um círculo com a mesma superfície que a região do perímetro de referência.

α - ângulo formado pelas armaduras específicas de punçoamento e o plano da laje;

σ_{sd} - tensão que pode ser mobilizada na armadura de esforço transverso: $\sigma_{sd} = \frac{E_s \psi}{6} \leq f_{syd}$, em que E_s é o módulo de elasticidade do aço (MPa) e f_{syd} é o valor de calculo da tensão limite de cedência do aço.

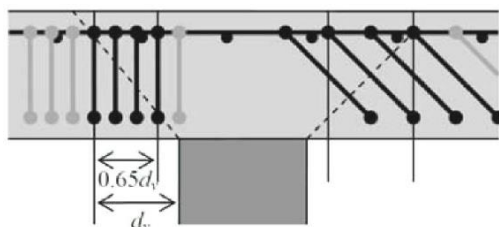


Figura 3.26 – Armadura de punçoamento na zona crítica.

3.4.4. American Concrete Institute, ACI 318-08

O ACI 318-08 considera para o perímetro de referência, u , uma distância de $d/2$ a partir da área carregada (Figura 3.27).

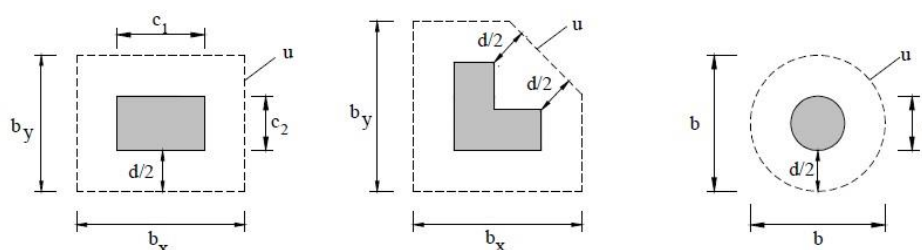


Figura 3.27 – Perímetro de referência aplicado no ACI 318-08.

O ACI 318-08 considera as expressões diferentes na determinação do valor da resistência ao punçoamento. No que diz respeito às lajes fungiformes sem pré-esforço, a resistência ao punçoamento define-se pelo menor valor que se obtém de três expressões, (3.18) a (3.20);

$$V_{Rd} = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_{ck}} u d}{12} \gamma_c \quad (3.18)$$

$$V_{Rd} = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{u}\right) \frac{\sqrt{f_{ck}} u d}{12} \gamma_c \quad (3.19)$$

$$V_{Rd} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} u d \gamma_c \quad (3.20)$$

em que:

u - perímetro de referência a $d/2$ do pilar; $u = 4(c + d)$ para pilares com seção quadrada e

$u = \pi(c + d)$ para pilares com seção circular;

f_{ck} - tensão característica da resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos ($f_{ck} \leq 35$ MPa);

β_c - quociente entre o lado maior e o lado menor do pilar;

γ_c - coeficiente de segurança do betão (1,0);

α_s - igual a 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordo e 20 para pilares de canto.

Em relação às lajes fungiformes pré-esforçadas, para o cálculo do valor de resistência ao punçoamento, o ACI 318-08 considera a expressão (3.21);

$$V_{Rd} = (\beta_p \gamma_c \sqrt{f_{ck}} + 0,3 \sigma_{cp}) u d + V_p \quad (3.21)$$

em que:

β_p - menor valor entre 0,29 e $(\alpha_s \frac{d}{u} + 1,5)/12$;

σ_{cp} - tensão de compressão no betão devido ao pré-esforço, considera-se a média nas duas direções (mínimo 0,9 MPa e máximo 3,5 MPa);

V_p - componente vertical do pré-esforço que passa no perímetro de referência.

No caso em que são utilizadas armaduras específicas de punçoamento, determina-se o valor de cálculo do esforço resistente recorrendo à seguinte expressão (3.22);

$$V_{Rd} = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} u d + A_{sw} f_{syd} \text{sen} \alpha\right) \gamma_c \quad (3.22)$$

em que:

$$A_{sw} f_{syd} \text{sen} \alpha \leq \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} u d \quad (3.23)$$

A_{sw} - área de armadura de punçoamento no perímetro em torno do pilar;

a tensão de cedência do aço utilizado em armadura de punçoamento, f_{syd} , encontra-se limitada ao valor de 414 *MPa*, em ambas as expressões.

3.4.5 Comparação da regulamentação

Podemos verificar que o perímetro de controlo é calculado de maneira igual para os regulamentos REBAP, MC 2010 e ACI 318-08, onde este se encontra a uma distância da área carregada de 0,5d. Para o EC2 o valor desta distância é diferente dos anteriores sendo de 2d.

O REBAP baseia-se nas recomendações do Código Modelo de 1978 do CEB, assim apresenta disposições semelhantes ao Código Modelo de 2010, MC 2010.

No REBAP e no ACI 318-08 verifica-se que não é considerado a influência do efeito de escala na resistência ao punçoamento.

De salientar que o MC 2010 é uma norma que explica o fenómeno de rotura ao punçoamento recorrendo a teorias baseadas em modelos físicos, já o EC2 e ACI 318-08 baseiam-se em fórmulas empíricas (Rodrigues, 2011).

Capítulo 4 – Programa Experimental

4.1. Introdução

O trabalho experimental elaborado foi definido com o objetivo principal de estudar o punçoamento centrado em lajes de BEAL. Além das cargas máximas e da capacidade de deformação pós pico, foi possível observar o desenvolvimento da fendilhação, bem como analisar o mecanismo de rotura por punçoamento em lajes de BEAL. Foram ensaiadas seis lajes quadradas com 1,0 m de lado e 0,10 m de espessura, reforçada com armadura de flexão. Cada laje foi apoiada em quatro apoios, nos cantos, sendo aplicada uma ação pontual crescente no seu centro até à rotura, a qual ocorreu por punçoamento em todas as lajes, como previsto. A variável considerada nos ensaios foi a resistência do betão à compressão.

Durante o ensaio foram medidos vários parâmetros e grandezas que permitiram caracterizar o comportamento estrutural da laje, tais como: as reações de apoio, as extensões e os deslocamentos em pontos considerados fundamentais.

4.2. Caracterização das lajes de ensaio

As lajes ensaiadas foram produzidas com BEAL, fixando a massa volúmica seca em 1900 kg/m^3 e variando o valor médio da resistência à compressão. Os valores pretendidos para a resistência à compressão aos 28 dias foram 30, 45 e 60 MPa, para provetes cúbicos, sendo os correspondentes betões designados de LC30, LC45 e LC60. Conforme referido, as dimensões médias de cada laje, após descofragem, são as seguintes: largura dos lados de 1,0 m; espessura de 0,1 m. O recobrimento adotado para as armaduras foi de 1,5 cm. No processo de betonagem garantiu-se um acabamento regular na face superior. Para todas as lajes foram utilizadas armaduras de aço da classe A500NR-SD, com diâmetro de 12 mm. Para elevar e transportar as lajes foram colocados dois elementos em “U”, em varão de aço, devidamente amarrados à armadura antes da betonagem.

Foram produzidas seis lajes, designadas respetivamente por: LA1-LC30 e LA2-LC30, com betão LC30; LA1-LC45 e LA2-LC45, com betão LC45 e; LA1-LC60 e LA2-LC60, com betão LC60.

4.3. Caracterização dos materiais

4.3.1. Constituintes e composição dos BEAL

4.3.1.1. Ligantes

A escolha do cimento utilizado na produção das lajes, bem como a sua dosagem, dependeu essencialmente da resistência à compressão desejada. Para isso, na formulação dos betões LC30, LC45 e LC60, utilizaram-se respetivamente cimentos dos tipos CEM II/B-L 32,5R, CEM II/A-L 42,5R e CEM I 52,5R.

Na formulação do betão LC30 utilizou-se fíler calcário com o objetivo de aumentar a dosagem do pó ligante, melhorando a estabilidade da mistura, e o de melhorar o ajuste granulométrico. As massas volúmicas dos ligantes utilizados apresentam-se no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Massa volúmica dos ligantes.

Ligantes	Massa volúmica (kg/dm ³)
CEM II/B-L 32,5R	3,06
CEM II/A-L 42,5R	3,09
CEM I 52,5R	3,12
Fíler de calcário	2,70

4.3.1.2. Agregados

Na formulação dos BEAL utilizaram-se duas areias de densidade normal (Quadro 4.2), uma areia fina 0/2 mm (AF 0/2) e uma areia média 0/4 mm (AM 0/4), e agregados grossos leves, de argila expandida Leca[®], designadamente Leca Estrutural 4/12 mm (HD 4/12).

Quadro 4.2 - Massa volúmica das areias.

Agregados	Massa volúmica (kg/dm ³)
Areia Fina 0/2	2,63
Areia Média 0/4	2,63

O Quadro 4.3 indica as propriedades mais relevantes dos agregados leves onde, caracterizadas de acordo com Costa (2007): ρ_{PS} – massa volúmica das partículas saturadas; ρ_{P0} – massa volúmica das partículas no estado anidro; A_S – percentagem de absorção de saturação; H_P – teor humidade das partículas. Conforme se verifica nos valores apresentados, o agregado leve encontra-se saturado, não sendo necessário adicionar água de absorção na composição do BEAL.

Quadro 4.3 - Propriedades do agregado leve.

Agregado	ρ_{P0} (kg/dm ³)	ρ_{PS} (kg/dm ³)	A_S (%)	H_P (%)
Leca ® HD 4/12	1,17	1,37	20	20

As curvas granulométricas dos agregados apresentam-se na Figura 4.1 e foram obtidas através dos dados da análise granulométrica.

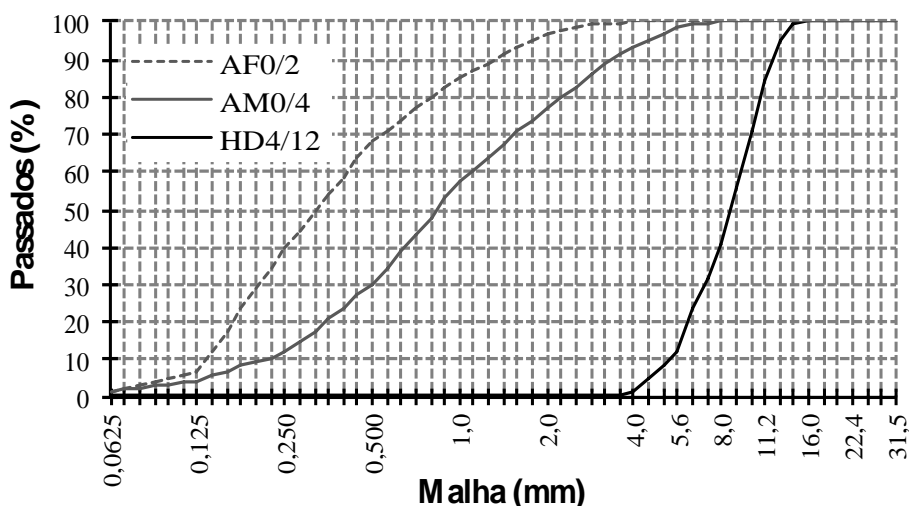


Figura 4.1 - Análise granulométrica dos agregados.

4.3.1.3. Adjuvantes e água

O adjuvante utilizado foi selecionado para aumentar a plasticidade do betão e para reduzir a quantidade de água na mistura. Nas várias formulações usou-se o superplastificante *Glenium Sky 526*, da *BASF*[®], sendo a sua massa volúmica de 1,06 kg/dm³. A água utilizada foi da rede pública de abastecimento.

4.3.1.4. Composição dos BEAL

O estudo da composição dos BEAL baseou-se na metodologia proposta inicialmente por *Lourenço et al.* (2004) e posteriormente desenvolvida por *Costa* (2007): inicialmente, definem-se os materiais e parâmetros da pasta ligante e faz-se a previsão da resistência da pasta; posteriormente, determinam-se as proporções dos agregados selecionados, por ajuste granulométrico à curva de referência; quantifica-se a perda de resistência da matriz, em função do tipo e proporção dos agregados leves e obtém-se a previsão da resistência do BEAL. No Quadro 4.4 são apresentadas as dosagens usadas nas misturas de BEAL, para a produção de 1 m³ de betão.

Quadro 4.4 - Composições dos BEAL.

Composição	Designação	LC30		LC45		LC60	
		Massa (kg)	Volume (litros)	Massa (kg)	Volume (litros)	Massa (kg)	Volume (litros)
Cimento	CEM II/B-L 32,5R	310	102	-	-	-	-
	CEM II/A-L 42,5R	-	-	380	123	-	-
	CEM I 52,5R	-	-	-	-	500	160
Adição	Fíler calcário	62	23	-	-	-	-
Água	Efetiva	163	163	147	147	129	129
	Absorção	0	-	0	-	0	-
Leca®	HD 4/12	487	347	515	367	504	365
Areia	Fina 0/2	316	120	268	102	168	64
	Média 0/4	587	223	626	238	673	256
Adjuvante	Glenium Sky 526 BASF®	1,9	1,8	3	2,9	6	5,7
Ar	-	-	20	-	20	-	20

4.3.2. Propriedades do betão

Para a caracterização dos betões utilizados no estudo experimental foram efetuados ensaios para a determinação da massa volúmica e da resistência à compressão. Para a determinação destes parâmetros foram produzidos provetes cúbicos (Figura 4.2), de 150x150x150 mm³, em conjunto com a realização de cada laje. A cura dos provetes foi feita através de imersão em água, à temperatura de 20°C, até ao dia anterior do ensaio (Figura 4.3).



Figura 4.2 – Provetes cúbicos produzidos.



Figura 4.3 – Provetes cúbicos submersos.

4.3.2.1. Massa volúmica

Para a obtenção da massa volúmica do betão (Quadro 4.5) foi realizada a pesagem dos provetes cúbicos, através de uma balança de precisão, de acordo com a norma NP EN 12390. Conhecendo o volume do provete, obtém-se a massa volúmica pela relação entre a massa do provete e o respetivo volume.

4.3.2.2. Resistência à compressão

A determinação da tensão de rotura à compressão dos betões, f_{lc} , foi efetuada pelo quociente entre a força de rotura e a área comprimida dos provetes cúbicos de 150 mm de aresta. Utilizou-se uma prensa hidráulica de 3000 kN (Figura 4.4) e a velocidade de aplicação da força em cada provete foi constante no valor de 13,5 kN/s, até a sua rotura (Figura 4.5), de acordo com a norma NP EN 12390 (2002). O valor médio da tensão de resistência à compressão, f_{lcm} (Quadro 4.5) foi determinado através da média aritmética das diferentes tensões de rotura, f_{lc} .



Figura 4.4 – Prensa para ensaio de resistência.



Figura 4.5 – Ensaio de resistência à compressão do betão.

No Quadro 4.5 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios e a correspondente previsão para a resistência à tração, f_{lcm} , segundo o EC2.

Quadro 4.5 - Propriedades dos betões LC30, LC45 e LC60.

Betão	Ref. laje	Massa volúmica (kg/m ³)	f_{lcm}		f_{lcm} (MPa) previsão EC2
			(MPa)	média (MPa)	
LC30	LA1_LC30	1908	28,4	28,9	2,6
	LA2_LC30	1913	29,3		
LC45	LA1_LC45	1927	41,9	42,0	3,4
	LA2_LC45	1951	42,1		
LC60	LA1_LC60	1969	54,0	53,9	4,0
	LA2_LC60	1970	53,8		

4.3.3. Armaduras

Para a armadura de flexão das lajes, utilizou-se uma malha de varões de aço (Figura 4.6) da classe de resistência A500NR-SD, isto é, varões nervurados com alta aderência, laminados a quente, e de ductilidade especial. Os varões utilizados tinham diâmetro de 12 mm (Ø12) e foram colocados com afastamento de 100 mm. Para elevar e transportar cada laje foram acopladas à armadura de flexão duas peças em “U”, moldadas em varão com diâmetro de 6 mm (Ø6), Figura 4.7.

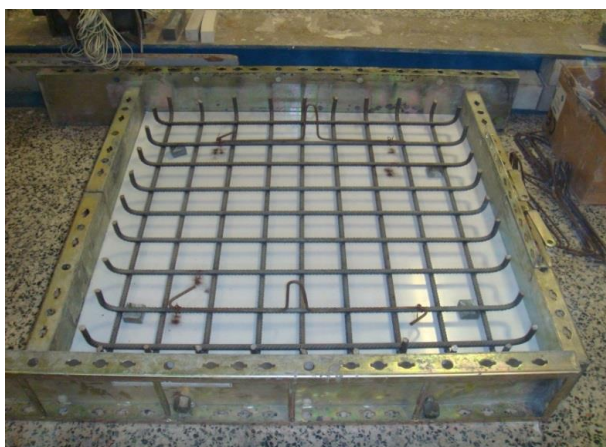


Figura 4.6 - Armadura da laje na cofragem.



Figura 4.7 – Varões para movimentação da laje.

Não foram realizados ensaios de tração nos varões de aço, sendo os valores indicados no Quadro 4.6 os especificados pelo EC2.

Quadro 4.6 – Propriedades do aço utilizado, segundo o EC2.

Designação	Tração			E_s (GPa)
	f_{syk} (MPa)	f_{syd} (MPa)	ϵ_{sy} (%)	
A500NR-SD	500	435	12	200

Em que: (f_{syk}) - tensão característica de cedência, (f_{syd}) - tensão de cálculo da tensão limite de cedência, (ϵ_{sy}) - extensão pós rotura e, (E_s) - módulo de elasticidade do aço.

4.4. Fabrico do BEAL e preparação das lajes

Na produção das lajes foram formuladas três composições de BEAL, com o objetivo de atingir os respetivos níveis de resistência à compressão estabelecidos para o betão, com a massa volúmica igualmente definida.

As lajes foram betonadas em cofragem metálica e na base foi colocado um painel de acrílico para obter uma superfície regular, pois a base da cofragem era constituída por 4 painéis metálicos quadrados de 50 cm de lado (Figura 4.6). Para facilitar a descofragem da laje utilizou-se óleo descofrante, aplicado antes da colocação da armadura. Na betonagem de cada laje foram necessárias duas amassaduras na misturadora de eixo vertical (Figuras 4.8 e 4.9).



Figura 4.8 – Produção do betão na misturadora.



Figura 4.9 – Betonagem da laje.

A compactação do BEAL, no processo de betonagem, foi efetuada através de vibrador de agulha de alta frequência (Figura 4.10). Após a descofragem, as lajes foram transportadas para o laboratório de estruturas (Figura 4.11), onde se procedeu à regularização da superfície por polimento, no local de aplicação da carga e nos pontos de leitura dos transdutores de deslocamento. De seguida fez-se a montagem do *setup* de ensaio.



Figura 4.10 – Vibrador usado na compactação do betão.



Figura 4.11 – Armazenamento das lajes.

4.5. Descrição dos ensaios

O pórtico de reação utilizado na realização dos ensaios é composto por dois pilares e duas vigas metálicas, ligados entre si por parafusos da série M20, formando um conjunto rígido e resistente. Os perfis metálicos do pórtico são do tipo HE-B300 e a meio do vão da viga colocou-se o servo-atuador hidráulico, com capacidade máxima de 300 kN, que realiza a aplicação da carga à laje em cada ensaio (Figura 4.12).

Cada laje ensaiada foi colocada sobre quatro apoios semiesféricos, que permitem a rotação livre da laje nos pontos de apoio (Figuras 4.13 e 4.14). Entre a laje e cada apoio foi colocada uma placa de 200x200 mm², para evitar esmagamento por concentração de tensões na zona de apoio. As células de carga encontram-se sob os apoios cilíndricos e foram devidamente fixas aos perfis metálicos. As reações de cada laje ensaiada à laje de reação foram transmitidas através dos perfis metálicos. Para a colocação dos quatro transdutores de deslocamento foram utilizadas duas peças tubulares, com forma em “U” e fixas aos pilares por parafusos, para ser possível o posicionamento dos transdutores nos locais pretendidos (Figuras 4.14 e 4.15). O carregamento consistiu na aplicação de uma força vertical no centro da laje, através do servo-atuador hidráulico, previamente fixo ao pórtico de ensaio. Além da célula de carga, o atuador contém igualmente incorporado um transdutor de

deslocamento, permitindo o controlo por força e/ou deslocamento. A aplicação da força foi realizada por controlo de deslocamento, sendo a velocidade utilizada de 0,02 mm/s.

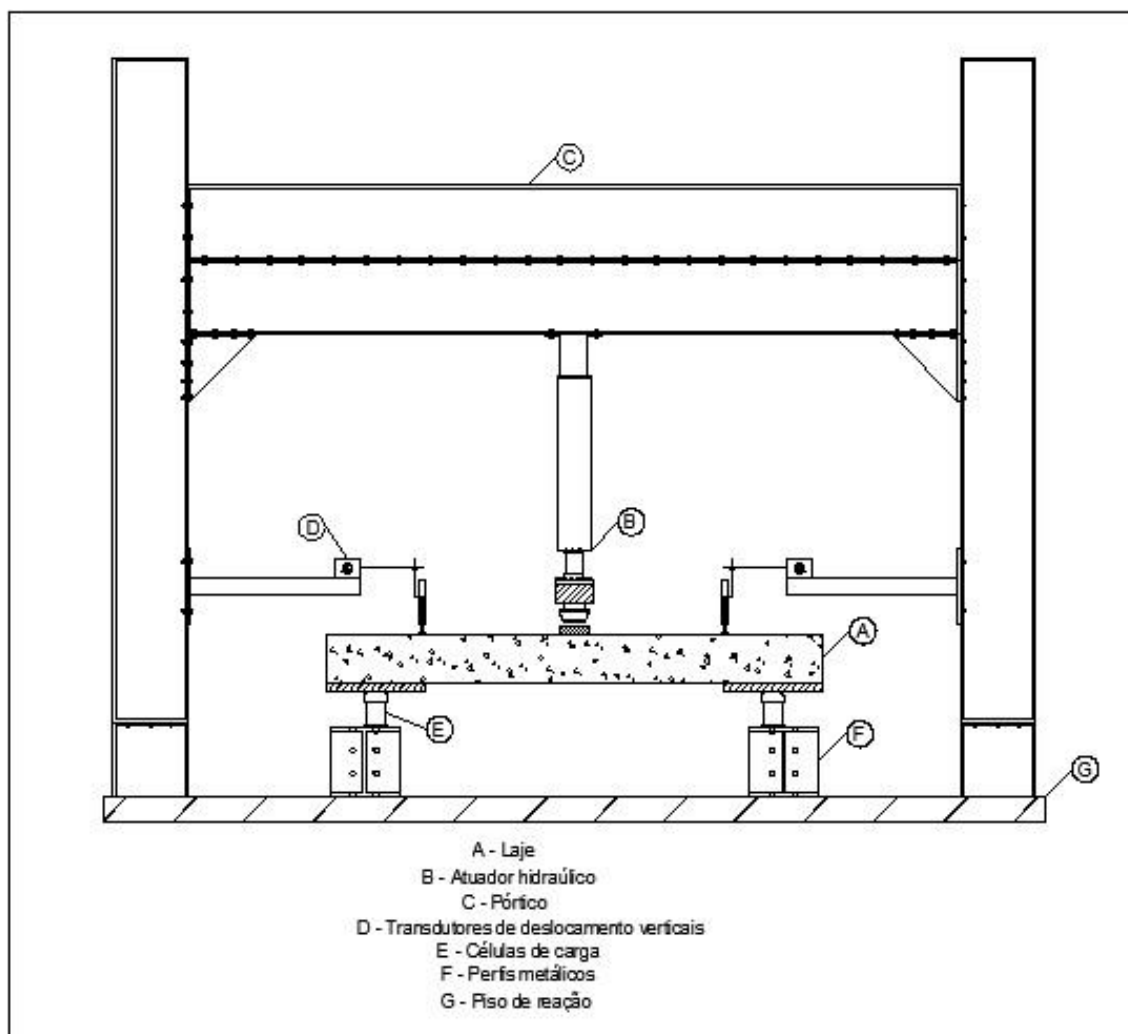


Figura 4.12 - Esquema do pórtico e equipamentos de ensaio.

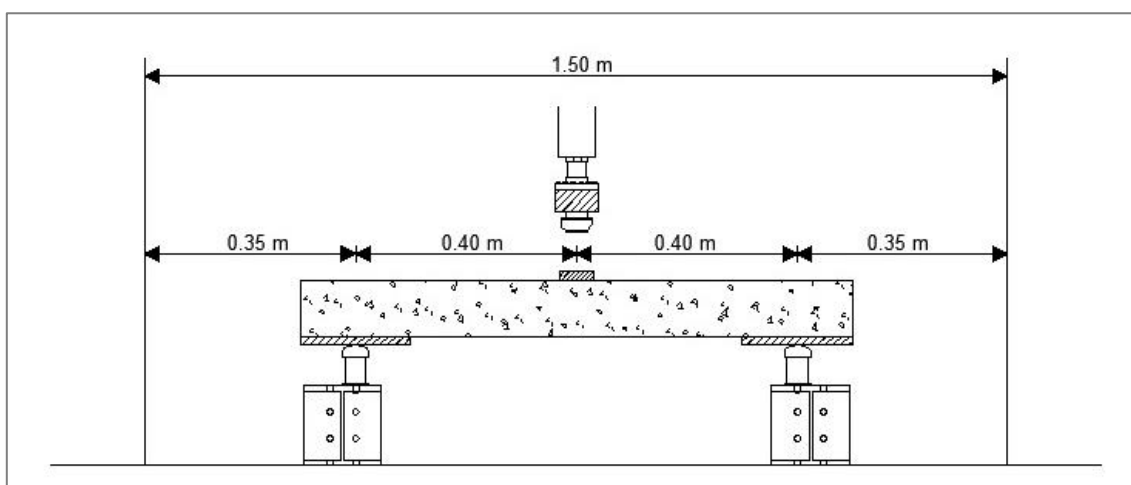


Figura 4.13 - Esquema das condições de apoio e de carga na laje.

Na Figura 4.15 identificam-se, em planta, os vários pontos de leitura dos deslocamentos, bem como a posição de aplicação da carga na laje, tendo sido colocada uma placa de aço de 120x120x25 mm³ entre o atuador e a laje.



Figura 4.14 – Laje instrumentada e pronta a ser ensaiada.

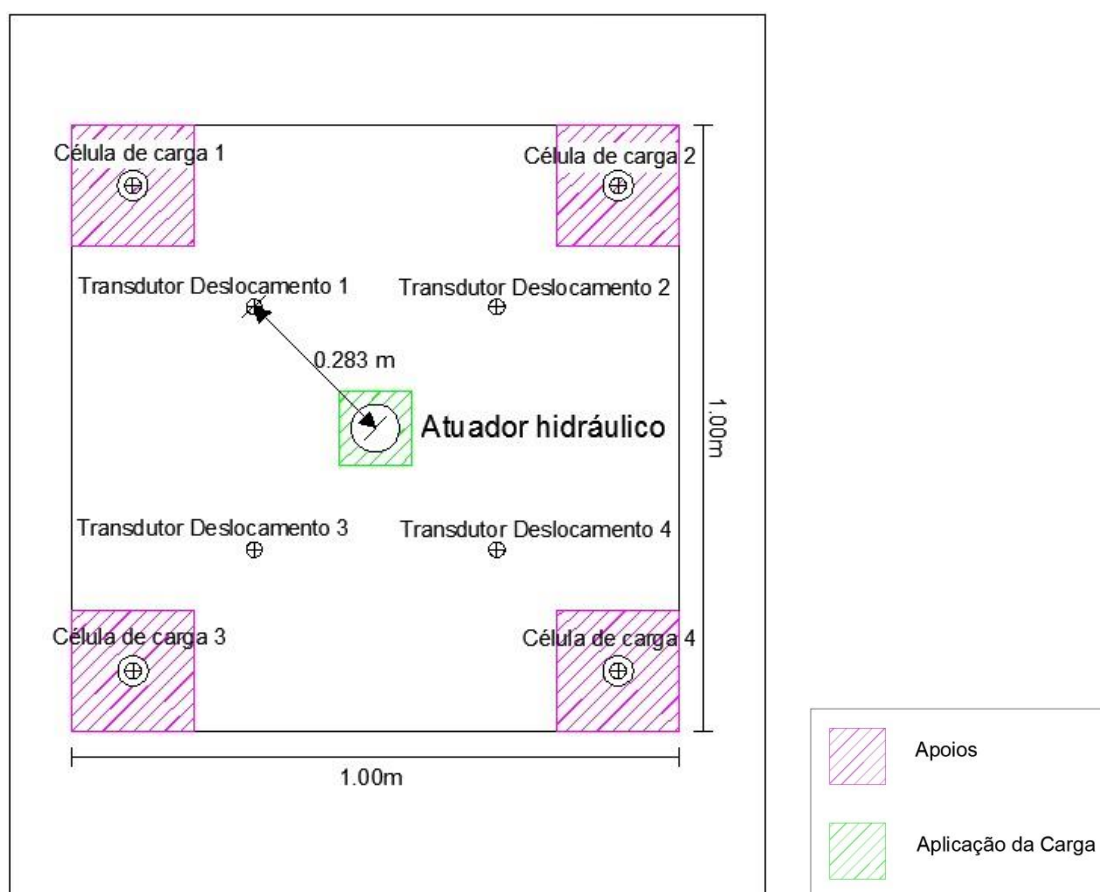


Figura 4.15 – Pontos de instrumentação de cada laje ensaiada.

4.6. Instrumentação

4.6.1. Instrumentação exterior

Na parte inferior da laje foi colocada, em cada apoio, uma célula de carga com a capacidade de 200 kN (Figura 4.16), com o objetivo de medir as reações nos apoios, em cada instante de registo. Os valores registados nas células de carga não incluem o peso próprio da laje e dos apoios, uma vez que o programa de aquisição permite anular as leituras iniciais.

Para a medição dos deslocamentos verticais, em relação a um referencial fixo, utilizaram-se quatro transdutores de deslocamento, com um curso de 50 mm, colocados sobre a laje a meia distância entre o centro da carga e o centro dos apoios (Figura 4.15). Os transdutores foram fixos através de bases magnéticas que por sua vez foram fixas aos elementos tubulares em U (Figura 4.16).



Figura 4.16 – Células de carga e transdutores de deslocamento.

4.6.2. Aquisição de dados

A aquisição dos dados foi feita através do *software* informático intitulado *dynatester*, igualmente utilizado na definição e controle dos parâmetros de ensaio. O *software* encontra-se instalado em computador dedicado apenas à realização dos ensaios experimentais (Figura 4.17). O programa permite simultaneamente o controlo da aplicação da carga e a aquisição dos dados de instrumentação, previamente ligados e calibrados, garantindo elevada fiabilidade do processo de caracterização experimental. A frequência de aquisição de dados foi definida em uma leitura por

segundo, o que permite um bom acompanhamento da evolução dos diversos parâmetros ao longo de todo o ensaio.



Figura 4.17 – Equipamento de monitorização e aquisição de dados.

Capítulo 5 – Análise de Resultados

5.1. Introdução

Neste capítulo é efetuada a apresentação e o tratamento dos resultados obtidos do programa experimental descrito anteriormente. Os resultados são comparados com os valores previstos pelos vários regulamentos apresentados no Capítulo 3.

5.2. Relação carga-deslocamento

As lajes foram ensaiadas até à rotura, sendo registados, pela instrumentação do servo-atuador, a carga aplicada e o deslocamento no ponto de aplicação da carga. Na Figura 5.1 apresenta-se um diagrama carga-deslocamento ($P-\delta$) construído com os dados adquiridos ao longo dos ensaios, dando uma noção da capacidade máxima de carga das lajes nos ensaios realizados. A força máxima suportada foi de 175,7 kN correspondente à laje LA1-LC60.

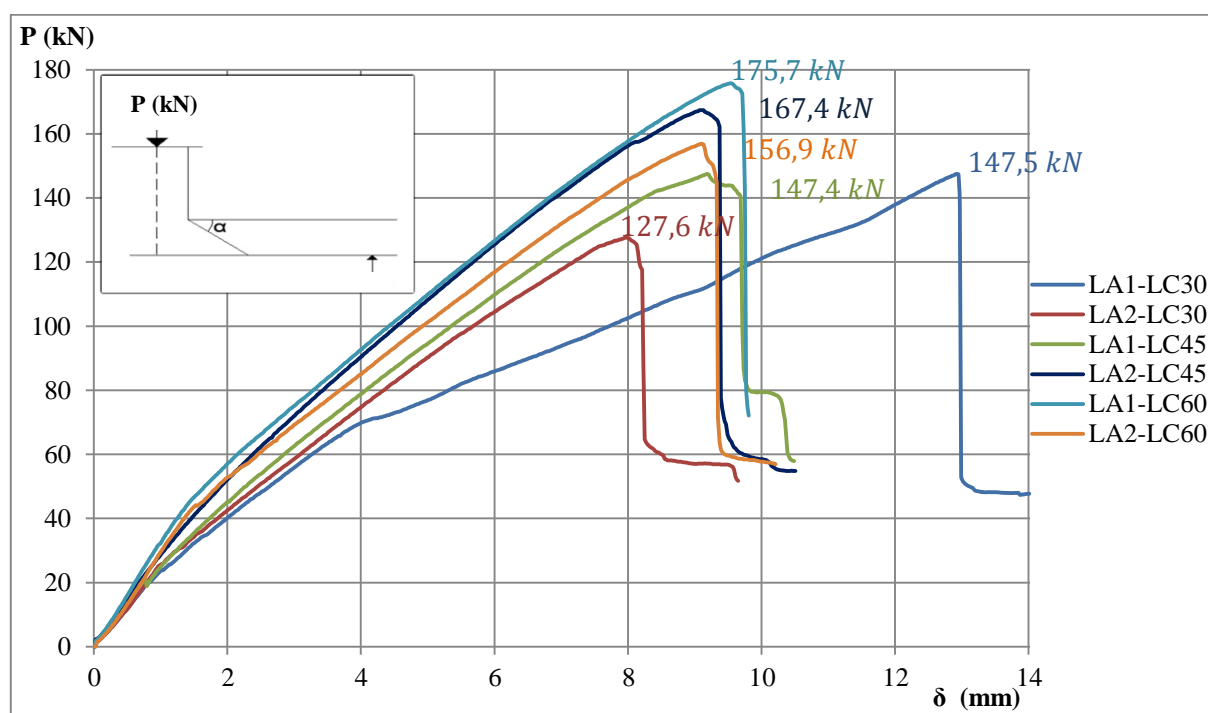


Figura 5.1 - Gráfico carga - deslocamento das lajes ensaiadas.

Na Figura 5.2 apresenta-se um estudo comparativo entre a carga aplicada e o somatório das reações obtidas pelas quatro células de carga. Verifica-se que através do somatório das reações obtêm-se a carga aplicada, para vários níveis de carga.

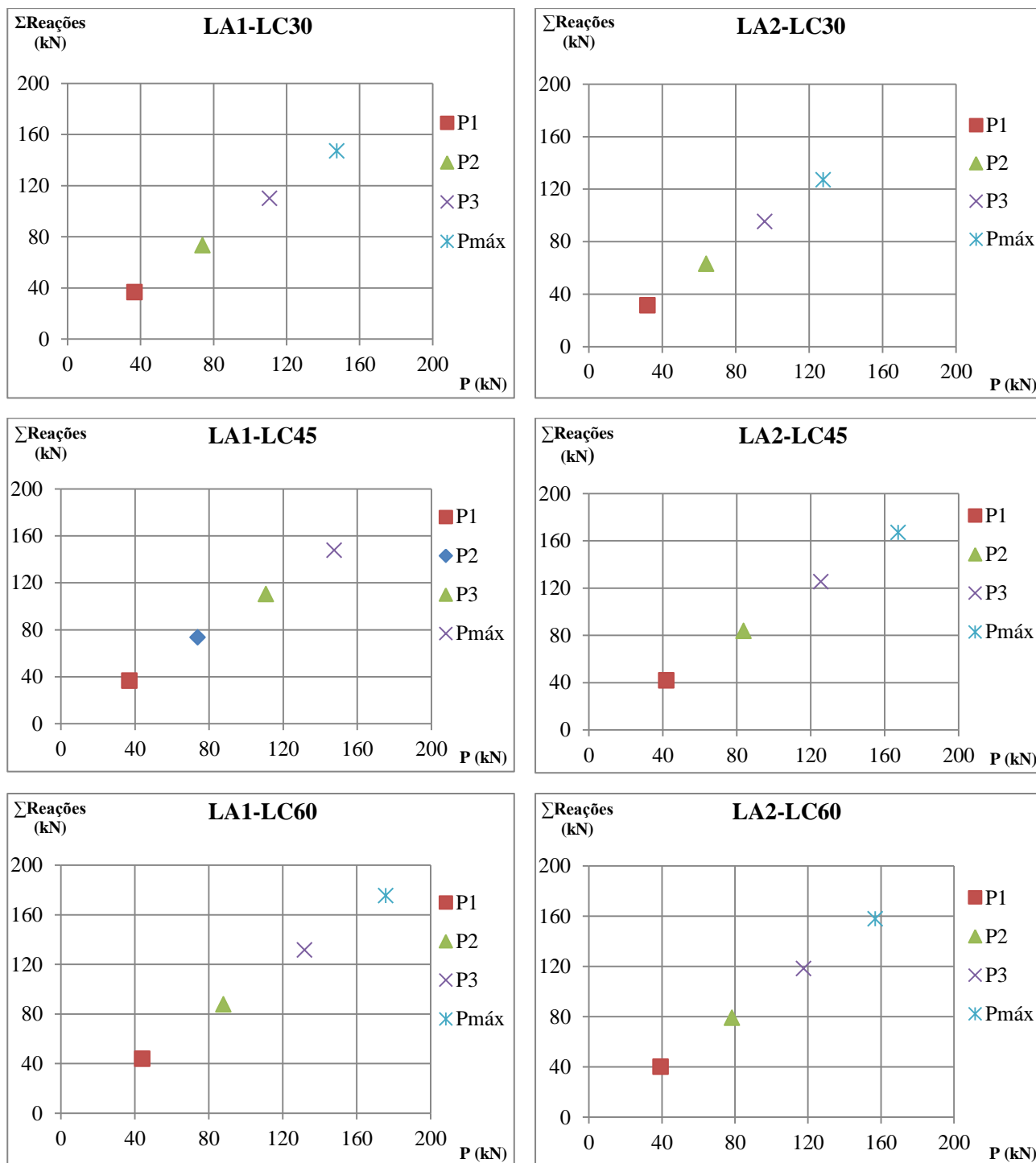


Figura 5.2 - Gráfico carga aplicada – somatório das reações.

Na Figura 5.3 visualiza-se as deformadas das lajes, em projeção lateral das diagonais (D1 e D2), à medida que a carga aplicada P aumenta, obtida em função das leituras dos transdutores de deslocamento já indicados. A laje LA1-LC30 foi a que apresentou maior deformada, com um máximo de 12,91 mm.

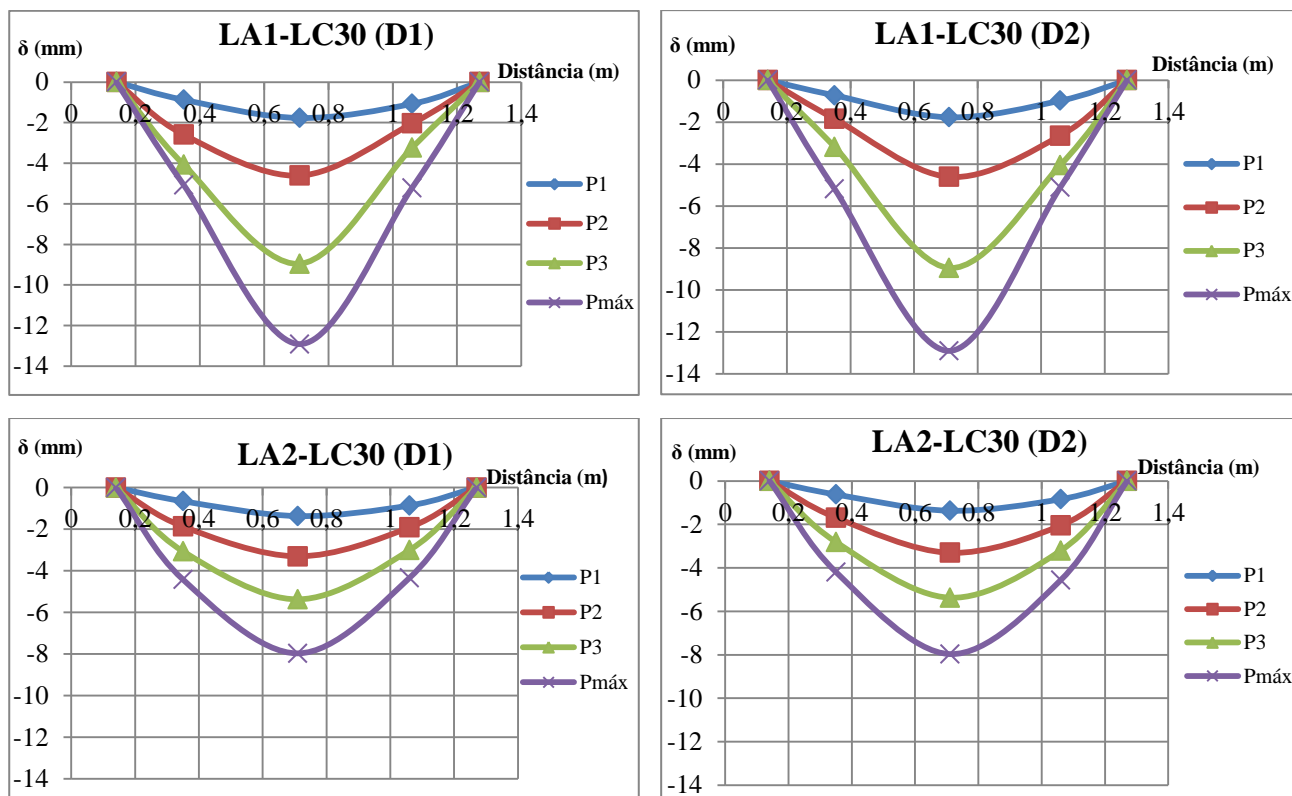


Figura 5.3.a. – Deformada das lajes nas projeções laterais das duas diagonais (lajes com LC30).

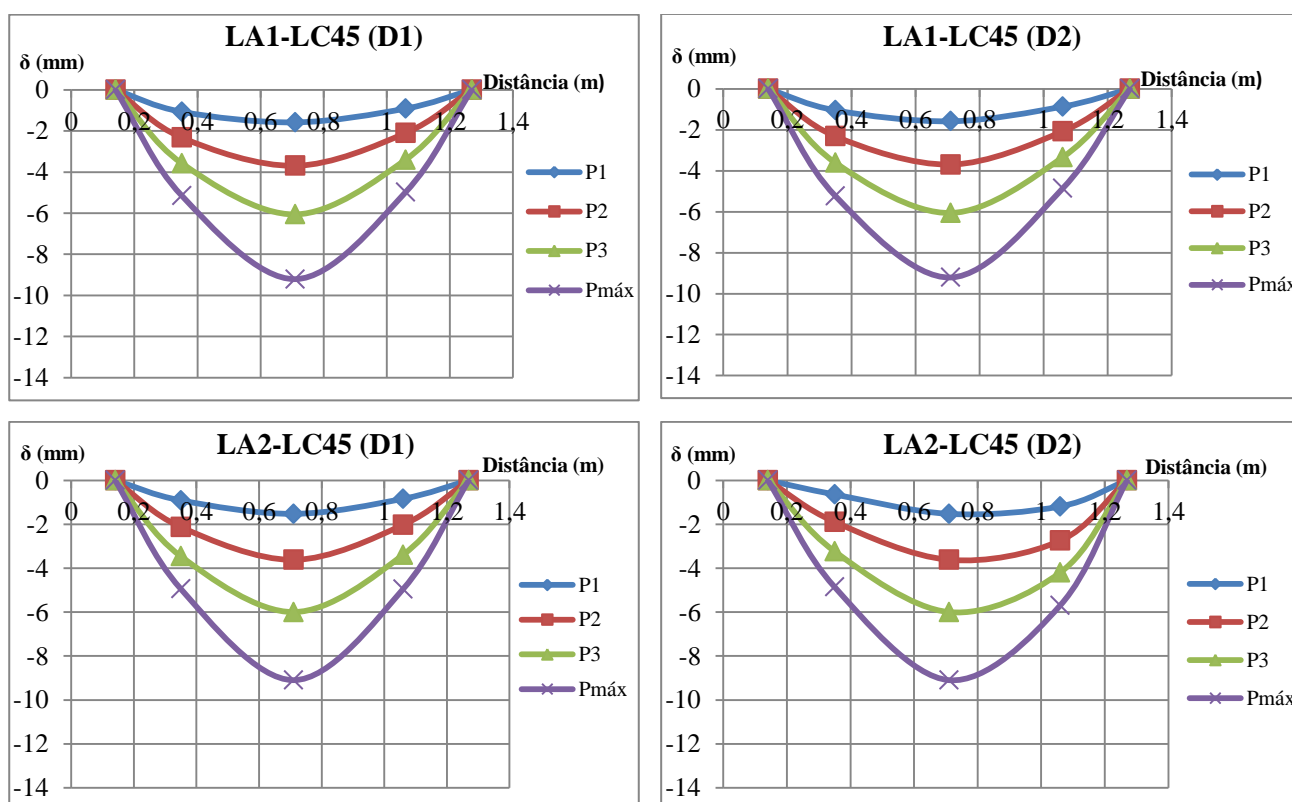


Figura 5.3.b. – Deformada das lajes nas projeções laterais das duas diagonais (lajes com LC45).

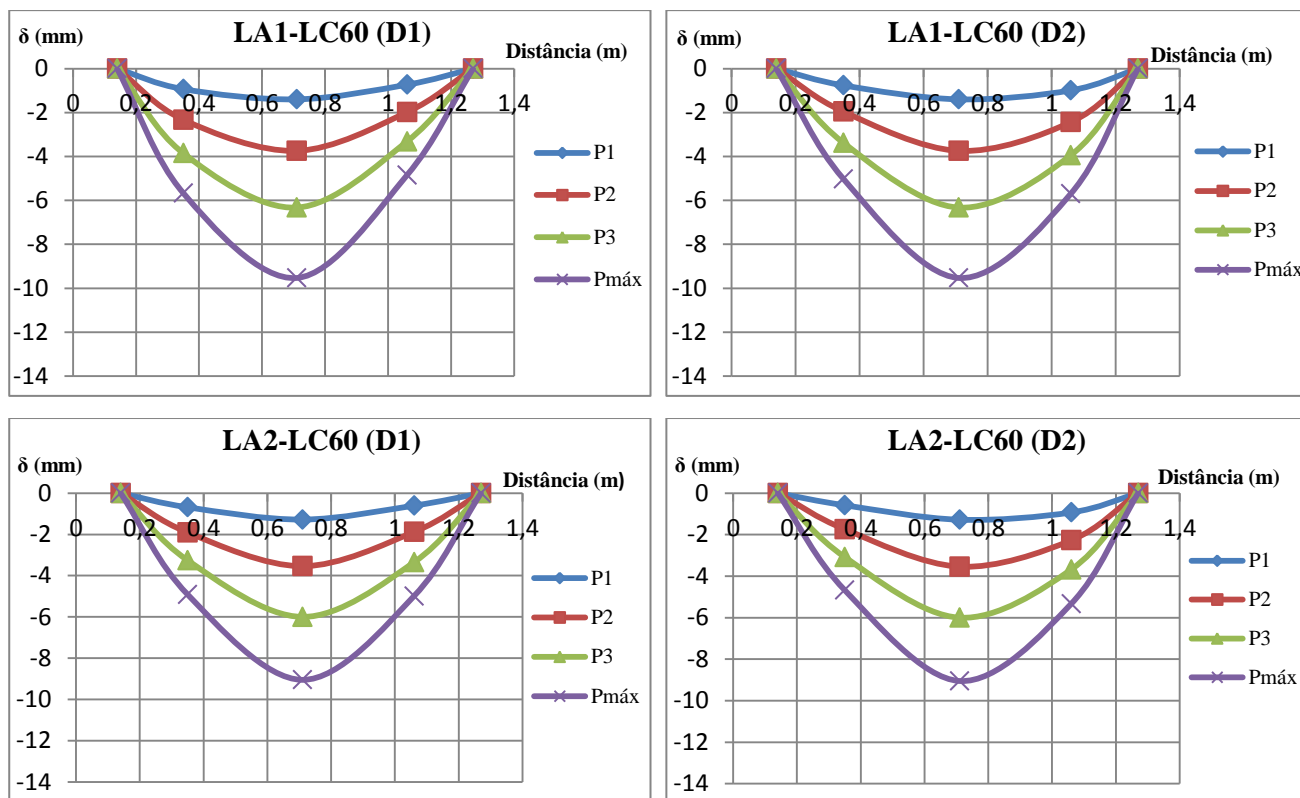


Figura 5.3.c. – Deformada das lajes nas projeções laterais das duas diagonais (lajes com LC60).

Na Figura 5.4 visualiza-se a penetração da placa de carga na laje de betão após a rotura por punçamento, observando-se o destacamento do “cone” de punçamento, na face oposta, nas Figuras 5.5 a 5.7.



Figura 5.4 – Penetração da placa de carga na laje LA1-LC60 após a rotura por punçamento.



Figura 5.5 – Rotura por punçamento da laje LA1-LC45.



Figura 5.6 – Superfície de rotura da laje LA1-LC30.

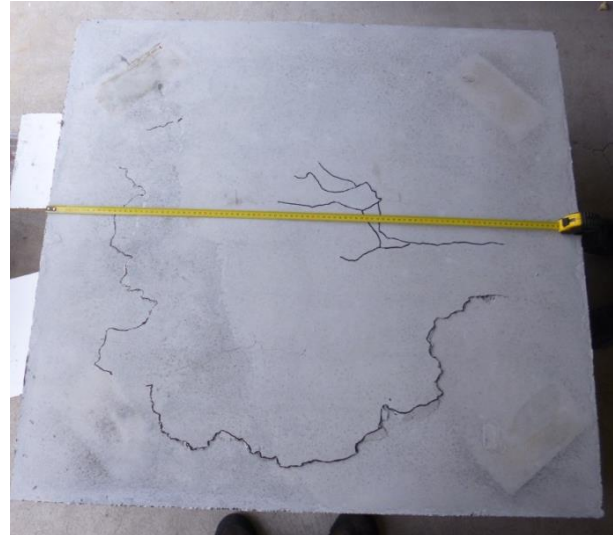


Figura 5.7 – Medição da superfície de rotura da laje LA1-LC30.

Na Figura 5.8 apresenta-se um gráfico onde é possível analisar a carga máxima atingida em cada laje, em função da resistência à compressão do betão, f_{cm} . Verifica-se que à medida que a resistência à compressão do betão aumenta, a capacidade de carga máxima tende a aumentar. Este comportamento era esperado, uma vez que a resistência às tensões de tração e de corte também aumentam com o aumento da resistência à compressão.

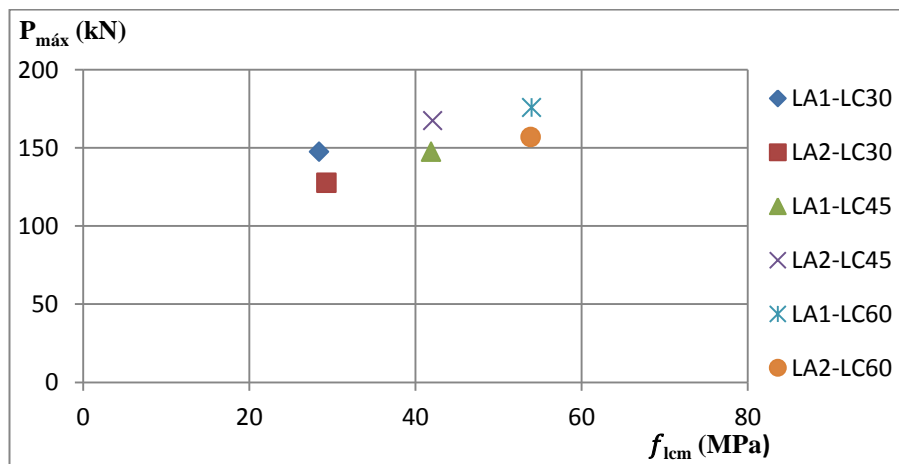


Figura 5.8 - Gráfico carga máxima – resistência do betão à compressão.

5.3. Estudo da rigidez nos estados I e II

A rigidez foi avaliada através do declive de duas retas traçadas em cada gráfico carga-deslocamento (Figura 5.9), sendo a primeira reta antes da fissuração (estado I) e a segunda reta após a fissuração (estado II). Calculando os declives das retas em cada laje, obtêm-se os correspondentes valores da rigidez para ambos os estados. Por esse processo gráfico, obteve-se igualmente uma estimativa

próxima da carga de fendilhação, P_{fend} , que corresponde à carga da transição do estado I para o estado II, bem como do correspondente deslocamento, δ_{fend} , da laje.

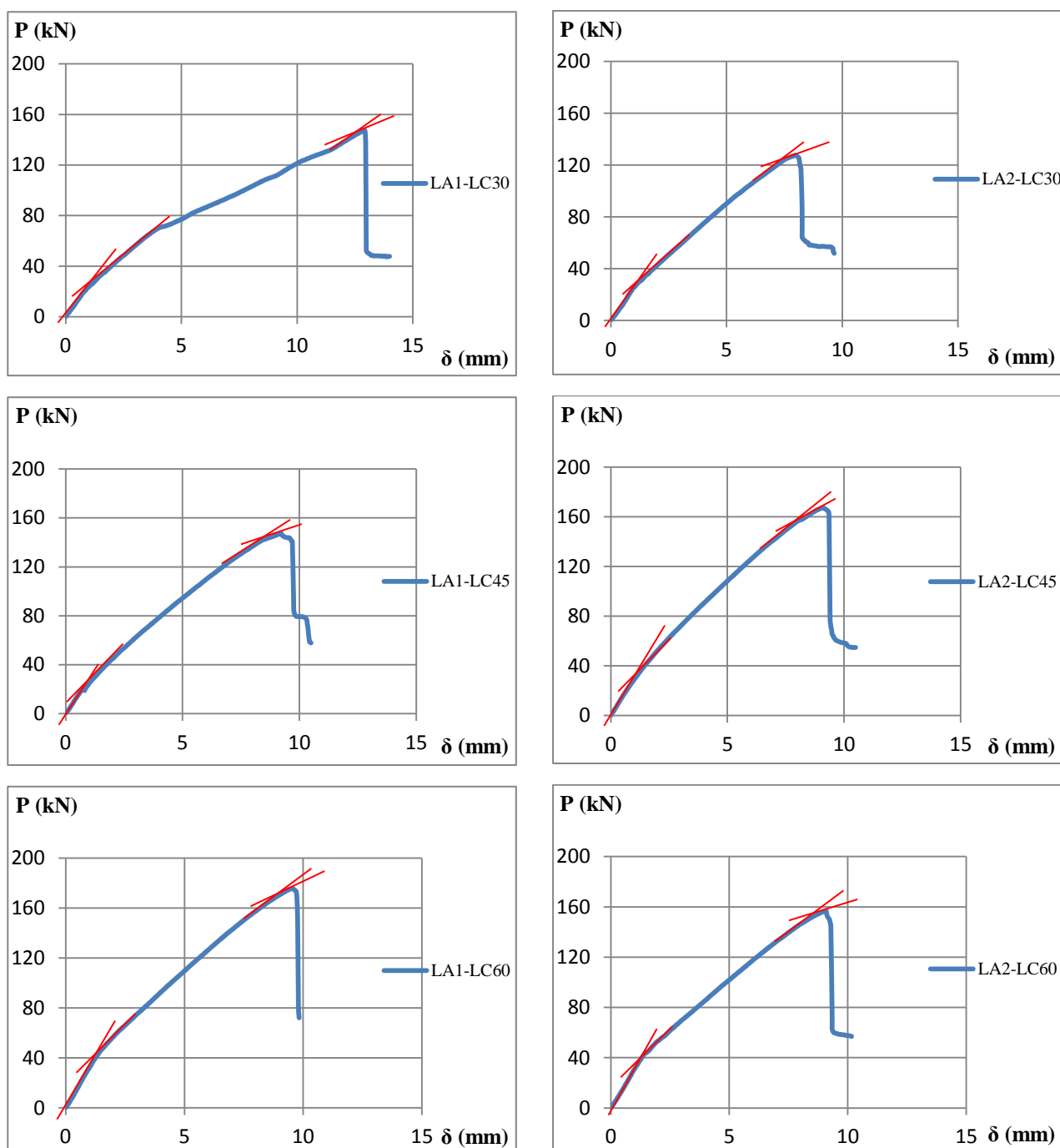


Figura 5.9 - Gráficos carga-deslocamento das lajes ensaiadas e identificação dos limites da rigidez nos estados I e II.

A rigidez para o estado I, K_I , e a rigidez para o estado II, K_{II} , foram calculadas pelas expressões (5.1) e (5.2), onde P'_{II} e δ'_{II} correspondem respetivamente à carga e ao deslocamento no final do segmento de reta do estado II.

$$K_I = \frac{P_{fend}}{\delta_{fend}} \tag{5.1}$$

$$K_{II} = \frac{P'_{II} - P_{fend}}{\delta'_{II} - \delta_{fend}} \tag{5.2}$$

No Quadro 5.1 apresentam-se os valores da carga de fendilhação, dos deslocamentos e da rigidez para o estado I de cada laje. Verifica-se que à medida que a resistência à compressão do betão aumenta, a rigidez tende a acompanhar esse aumento (Figura 5.10). A laje LA1-LC60 apresentou a maior rigidez, bem como a maior carga de fendilhação.

Quadro 5.1 – Rigidez das lajes para o estado I.

Lajes	f_{lcm} (MPa)	P_{fend} (MPa)	δ_{fend} (mm)	K_I (kN/m)
LA1-LC30	28,4	23,5	0,96	24479
LA2-LC30	29,3	22,8	0,89	25618
LA1-LC45	41,9	30,2	1,26	23968
LA2-LC45	42,1	41,2	1,51	27285
LA1-LC60	54,0	46,8	1,51	30993
LA2-LC60	53,8	43,2	1,41	30638

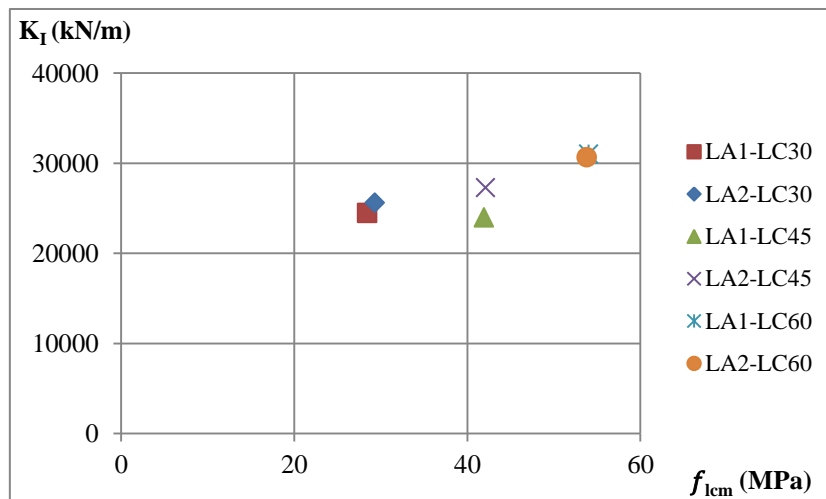


Figura 5.10 – Rigidez para o estado I em função da resistência do betão à compressão.

Na Figura 5.11 verifica-se um aumento da carga de fendilhação com o aumento da resistência do betão à compressão, conforme esperado, uma vez que a resistência do betão à tração aumenta com o aumento da resistência do betão à compressão.

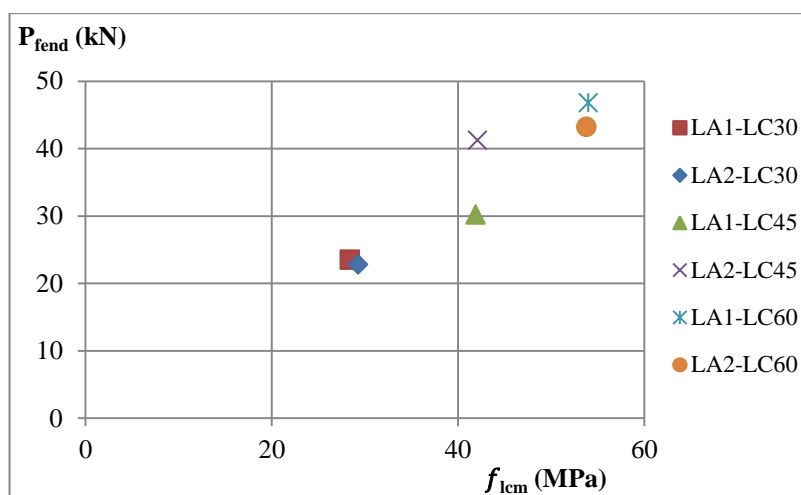


Figura 5.11 - Gráfico carga de fendilhação – resistência à compressão do betão.

No estado II, o comportamento das lajes depende mais das armaduras, facto que se deve ao estado fissurado do betão, reduzindo a área de betão resistente à medida que a fissuração evolui e reduzindo significativamente a rigidez. Ainda assim, registou-se uma tendência de aumento da rigidez K_{II} , com o aumento da resistência do betão (Figura 5.12), embora tenha sido evidente apenas das lajes com betão LC30 para as lajes com betão LC45.

A rigidez para o estado II (Quadro 5.2), apresentou valores da rigidez muito inferiores aos do estado I, conforme previsto, uma vez que o betão tracionado encontra-se fissurado e a altura de betão à compressão é menor no estado II.

Quadro 5.2 – Rigidez das lajes para o estado II.

Lajes	f_{lcm} (MPa)	P'_{II} (MPa)	δ'_{II} (mm)	K_{II} (kN/m)
LA1-LC30	28,4	144,2	12,50	10455
LA2-LC30	29,3	125,3	7,93	14560
LA1-LC45	41,9	145,1	8,90	15039
LA2-LC45	42,1	163,7	8,68	17085
LA1-LC60	54,0	173,2	9,23	16373
LA2-LC60	53,8	153,2	8,62	15257

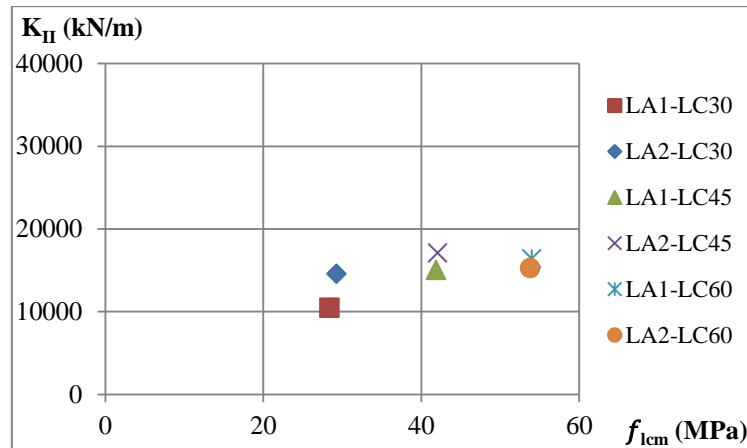


Figura 5.12 – Rigidez para o estado II em função da resistência do betão à compressão.

5.4. Cone de punçoamento

Após o ensaio das lajes procedeu-se ao corte das lajes (Figura 5.13) para a análise do cone de punçoamento (Figura 5.14 e Figura 5.15). As superfícies de rotura foram medidas e observadas também, verificando-se que a fissura de punçoamento tem uma inclinação aproximadamente constante até interseccionar as armaduras longitudinais da laje.



Figura 5.13 – Corte das 6 lajes ensaiadas.

Os ângulos do cone de punçoamento foram caracterizados em cada uma das lajes, apresentando os seguintes valores médios (Quadro 5.3): 19° e 20°, respetivamente nas lajes LA1-LC30 e LA2-

LC30, 19° e 16°, respectivamente nas lajes LA1-LC45 e LA2-LC45 e 16° nas lajes LA1-LC60 e LA2-LC60. As lajes com betão LC60 apresentaram os menores valores médios do ângulo, sugerindo uma redução desse parâmetro com o aumento da resistência.



Figura 5.14 – Cone de punção das lajes LA1-LC30, LA2-LC45, e LA1-LC60.



Figura 5.15 – Cone de punção das lajes LA2-LC30, LA1-LC45 e LA2-LC60.

Quadro 5.3 – Ângulos do cone de punção.

Lajes	$\alpha_{exp,méd}$
LA1-LC30	19°
LA2-LC30	20°
LA1-LC45	19°
LA2-LC45	16°
LA1-LC60	16°
LA2-LC60	16°

A superfície de referência onde atua a tensão de corte, determinada experimentalmente para cada laje através do cone de punçoamento (Figura 5.16), pode ser comparada com os valores recomendados pelos vários regulamentos mencionados no Capítulo 3.

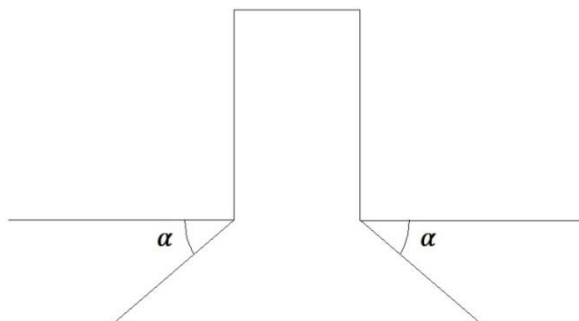


Figura 5.16 – Superfície de rotura do cone de punçoamento.

O perímetro de contorno crítico, u_{exp} , pode ser calculado através da soma do perímetro do círculo do cone, de raio igual a $d \cdot \cot(\alpha)$, com os quatro lados com largura B da placa de carga, segundo a expressão (5.3), onde α é o ângulo médio da superfície de rotura e d é a altura útil da laje.

$$u_{exp} = 2\pi \cdot d \cdot \cot(\alpha) + 4 \cdot B \tag{5.3}$$

No Quadro 5.4 faz-se uma comparação dos valores do perímetro, u_{exp} , com os valores previstos pelos vários regulamentos, u_{reg} .

Quadro 5.4 – Valores do perímetro de contorno crítico dos regulamentos.

	Lajes	u_{reg} (m)	d (m)	$\alpha_{exp,med}$	u_{exp} (m)
REBAP, MC 2010 e ACI 318-08	LA1-LC30	0,709	0,073	19°	1,812
	LA2-LC30	0,709	0,073	20°	1,740
	LA1-LC45	0,709	0,073	19°	1,812
	LA2-LC45	0,709	0,073	16°	2,080
	LA1-LC60	0,709	0,073	16°	2,080
	LA2-LC60	0,709	0,073	16°	2,080
EC2	LA1-LC30	1,397	0,073	19°	1,812
	LA2-LC30	1,397	0,073	20°	1,740
	LA1-LC45	1,397	0,073	19°	1,812
	LA2-LC45	1,397	0,073	16°	2,080
	LA1-LC60	1,397	0,073	16°	2,080
	LA2-LC60	1,397	0,073	16°	2,080

Através da análise dos resultados pode-se verificar que os perímetros de contorno crítico para os códigos REBAP, MC 2010 e ACI 318-08 apresentam valores muito baixos, comparativamente aos experimentais, pois têm uma distância reduzida ao perímetro contorno crítico, $d/2$. O perímetro de contorno crítico calculado pelo código EC2 apresenta valores que se aproximam mais dos experimentais, uma vez que se considera a distância ao perímetro de contorno crítico, $2d$.

5.5. Comparação dos resultados observados com os vários regulamentos

5.5.1. Introdução

Nesta secção são comparados os resultados obtidos nos vários ensaios com os valores previstos nos regulamentos já referidos: REBAP, EC2, MC 2010 e ACI 318-08.

Para se proceder a uma comparação dos resultados dos vários regulamentos, as expressões da resistência ao punçoamento foram expressas em função de uma tensão nominal de corte, tendo sido considerada a expressão (5.4);

$$\tau_R = 0,25 \cdot f_{ctk} = 0,25 \times 0,7 f_{ctm} = 0,25 \times 0,7 \times 0,30 f_{ck}^{2/3} = 0,0525 f_{ck}^{2/3} \text{ [MPa]} \quad (5.4)$$

onde:

f_{ctk} - valor característico da tensão de rotura do betão à tração;

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tração;

f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, medido em provetes cilíndricos.

Admitiu-se que:

$$f_{cu} = 1,10 \cdot f_{cc} \quad (5.5)$$

onde:

f_{cu} - valor da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cúbicos com 15 cm de aresta;

f_{cc} - valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos.

5.5.2. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, REBAP

Segundo o REBAP, o valor da resistência ao punçoamento é dada pela expressão (5.6);

$$V_{Rd} = (1,6 - d) \cdot 0,0525 f_{cc}^{2/3} \cdot u \cdot d \quad (5.6)$$

onde:

f_{cc} - valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos;

u - perímetro definido pelo contorno crítico;

$(1,6 - d)$ - coeficiente relativo ao efeito de escala;

d - altura útil da laje.

Os valores obtidos através das equações do REBAP encontram-se no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Valores das resistências das lajes de acordo com o REBAP.

Lajes	f_{cu} (MPa)	f_{cc} (MPa)	d (mm)	u (mm)	V_{Rd} (kN)	P_{exp} (kN)	P_{exp}/V_{Rd}
LA1-LC30	28,4	25,8	73	709	36	147	4,07
LA2-LC30	29,3	26,6	73	709	37	128	3,45
LA1-LC45	41,9	38,1	73	709	47	147	3,14
LA2-LC45	42,1	38,3	73	709	47	167	3,55
LA1-LC60	54,0	49,1	73	709	56	176	3,16
LA2-LC60	53,8	48,9	73	709	56	157	2,83

Onde: f_{cu} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cúbicos; f_{cc} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos; d – altura útil da laje; u – perímetro crítico de acordo com o REBAP; V_{Rd} – resistência da laje ao punçoamento de acordo com o REBAP; P_{exp} – carga máxima experimental.

No Quadro 5.5 verifica-se que a diferença entre a previsão do regulamento e os valores experimentais é muito elevada. Devido a esta enorme diferença considerou-se uma expressão modificada do regulamento, proposta por Duarte (1999) na expressão (5.7), aproximando os valores aos experimentais;

$$V_{Rd}^{mod} = 2,4 \cdot (1,6 - d) \cdot 0,0525 f_{cc}^{2/3} \cdot u \cdot d \quad (5.7)$$

No Quadro 5.6 apresentam-se os valores modificados e a sua comparação com os resultados experimentais, sendo a relação P_{exp}/V_{Rd}^{mod} apresentada na Figura 5.17 para as seis lajes ensaiadas.

Quadro 5.6 – Valores das resistências das lajes de acordo com o REBAP modificado.

Lajes	f_{cu} (MPa)	f_{cc} (MPa)	d (mm)	u (mm)	V_{Rd}^{mod} (kN)	P_{exp} (kN)	P_{exp}/V_{Rd}^{mod}
LA1-LC30	28,4	25,8	73	709	87	147	1,70
LA2-LC30	29,3	26,6	73	709	89	128	1,44
LA1-LC45	41,9	38,1	73	709	113	147	1,31
LA2-LC45	42,1	38,3	73	709	113	167	1,48
LA1-LC60	54,0	49,1	73	709	134	176	1,32
LA2-LC60	53,8	48,9	73	709	133	157	1,18

onde: f_{cu} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cúbicos; f_{cc} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos; d – altura útil da laje; u – perímetro crítico de acordo com o REBAP; V_{Rd}^{mod} – resistência da laje ao punçoamento de acordo com o REBAP; P_{exp} – carga máxima experimental.

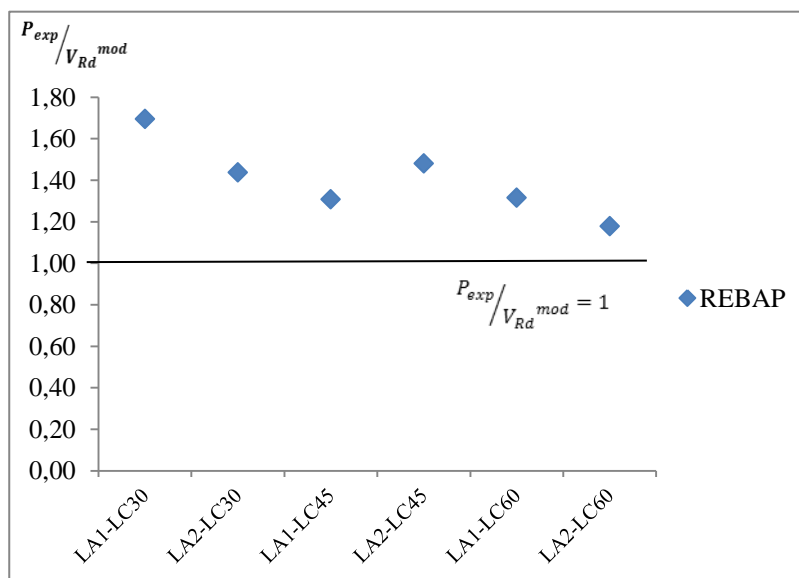


Figura 5.17 – Resistência ao punçoamento relativamente à expressão modificada do REBAP.

Verifica-se que os valores previstos pelo REBAP são inferiores aos valores experimentais, mesmo com a modificação da expressão. Os valores previstos pela expressão modificada apresentam valores mais próximos dos experimentais, variando a relação entre 1,18 e 1,70.

5.5.3. Eurocódigo 2, EC2

O cálculo da resistência ao punçoamento pelo EC2 é obtido pela expressão (5.8);

$$V_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} u d + 0,15\sigma_{cp} u d \quad (5.8)$$

logo,

$$V_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} u d + 0,15 \cdot 0,0525 f_{cm}^{2/3} u d \quad (5.9)$$

onde:

f_{cm} - valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos;

u - perímetro definido pelo contorno crítico;

ρ_l - percentagem média de armadura;

d - altura útil da laje;

γ_c - coeficiente de segurança do betão (com valor de 1,5); para efeitos de comparação consideraram-se os valores nominais da resistência, admitindo o coeficiente de segurança do betão igual a 1,0.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (5.10)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ em mm}) \quad (5.11)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02 \quad (5.12)$$

Os valores obtidos através da equação 5.8, para um coeficiente de segurança do betão de 1,5, encontram-se no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Valores das resistências das lajes de acordo com o EC2, ($\gamma_c = 1,5$).

Lajes	f_{cu} (MPa)	f_{cc} (MPa)	d (mm)	ρ_l	u (mm)	V_{Rd} (kN)	P_{exp} (kN)	P_{exp}/V_{Rd}
LA1-LC30	28,4	25,8	73	0,015	1397	90	147	1,64
LA2-LC30	29,3	26,6	73	0,015	1397	91	128	1,41
LA1-LC45	41,9	38,1	73	0,015	1397	103	147	1,43
LA2-LC45	42,1	38,3	73	0,015	1397	104	167	1,62
LA1-LC60	54,0	49,1	73	0,015	1397	113	176	1,55
LA2-LC60	53,8	48,9	73	0,015	1397	113	157	1,39

onde: f_{cu} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cúbicos; f_{cm} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos; d – altura útil da laje; ρ_l – percentagem de armadura longitudinal; u – perímetro crítico de acordo com o EC2; V_{Rd} – resistência da laje ao punçoamento de acordo com o EC2; P_{exp} – carga máxima experimental.

De notar que o EC2 apresenta valores próximos dos valores experimentais, não havendo valores abaixo de 1,0. Quando se utiliza o coeficiente de segurança do betão de 1,5, os valores experimentais são superiores aos previstos pelo EC2, variando entre 39% e 64%.

Para efeitos de comparação, considerando o coeficiente de segurança do betão com valor 1,0, os valores obtidos pelo código são próximos dos valores experimentais, como pode verificar-se pelo Quadro 5.8 e pela Figura 5.18.

Quadro 5.8 – Valores das resistências das lajes de acordo com o EC2, ($\gamma_c = 1,0$).

Lajes	f_{cu} (MPa)	f_{cc} (MPa)	d (mm)	ρ_l	u (mm)	V_{Rd} (kN)	P_{exp} (kN)	P_{exp}/V_{Rd}
LA1-LC30	28,4	25,8	73	0,015	1397	131	147	1,12
LA2-LC30	29,3	26,6	73	0,015	1397	133	128	0,96
LA1-LC45	41,9	38,1	73	0,015	1397	150	147	0,98
LA2-LC45	42,1	38,3	73	0,015	1397	151	167	1,11
LA1-LC60	54,0	49,1	73	0,015	1397	165	176	1,07
LA2-LC60	53,8	48,9	73	0,015	1397	164	157	0,95

Onde: f_{cu} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cúbicos; f_{cm} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos; d – altura útil da laje; ρ_l – percentagem de armadura longitudinal; u – perímetro crítico de acordo com o EC2; V_{Rd} – resistência da laje ao punçoamento de acordo com o EC2; P_{exp} – carga máxima experimental.

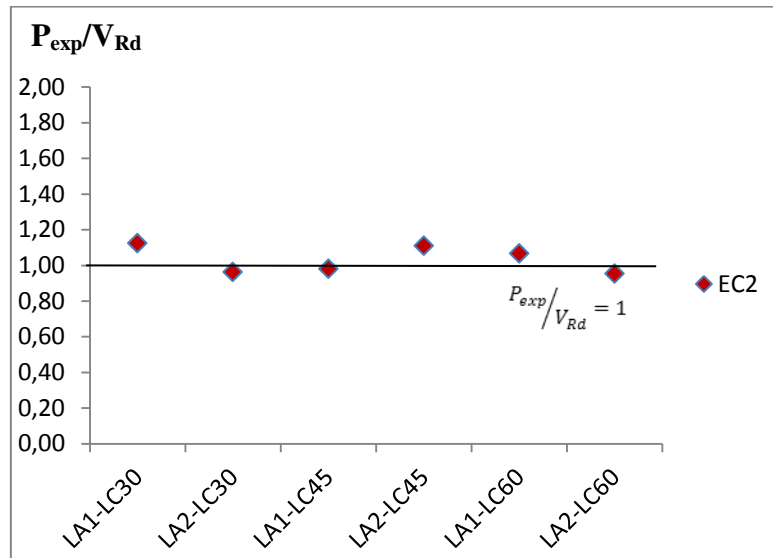


Figura 5.18 – Resistência ao punçoamento relativamente à expressão do EC2.

5.5.4. Model Code 2010, MC 2010

O valor da resistência ao punçoamento sem armaduras específicas é determinado pela expressão:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} u d_v \quad (5.13)$$

em que:

f_{ck} - tensão característica de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos [MPa];

γ_c - coeficiente de segurança do betão com valor de 1,0;

u - perímetro de referência a 0,5d do pilar;

d_v - valor médio da altura útil nas direções x e y a partir da superfície de suporte da laje;

O parâmetro k_{ψ} depende das deformações da laje à volta da região de apoio e é calculado com a expressão (5.14);

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5+0,6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6 \quad (5.14)$$

em que:

ψ - rotação da laje à volta da região de apoio fora da zona crítica de fendilhação;

$$k_{dg} = \frac{48}{16+d_g} \quad (5.15)$$

d_g - corresponde à máxima divisão do agregado em mm.

Os valores assim obtidos pela previsão do MC 2010 são apresentados no Quadro 5.9 e comparados com os resultados experimentais (Figura 5.19). Verifica-se que o MC 2010 apresenta valores acima dos experimentais. Os valores previstos do regulamento apresentam valores próximos dos experimentais variando a relação entre 0,72 e 0,93. Ainda assim, em condições de cálculo, todas as situações cumprem as condições de segurança.

Quadro 5.9 – Valores das resistências das lajes de acordo com o MC 2010 ($\gamma_c = 1,0$).

Lajes	f_{cu} (MPa)	f_{cc} (MPa)	d (mm)	u (mm)	V_{Rd} (kN)	P_{exp} (kN)	P_{exp}/V_{Rd}
LA1-LC30	28,4	25,8	73	1397	158	147	0,93
LA2-LC30	29,3	26,6	73	1397	160	128	0,80
LA1-LC45	41,9	38,1	73	1397	192	147	0,77
LA2-LC45	42,1	38,3	73	1397	192	167	0,87
LA1-LC60	54,0	49,1	73	1397	218	176	0,81
LA2-LC60	53,8	48,9	73	1397	217	157	0,72

onde: f_{cu} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cúbicos; f_{cm} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos; d – altura útil da laje; u – perímetro crítico de acordo com o MC 2010; V_{Rd} – resistência da laje ao punçoamento de acordo com o MC 2010; P_{exp} – carga máxima experimental.

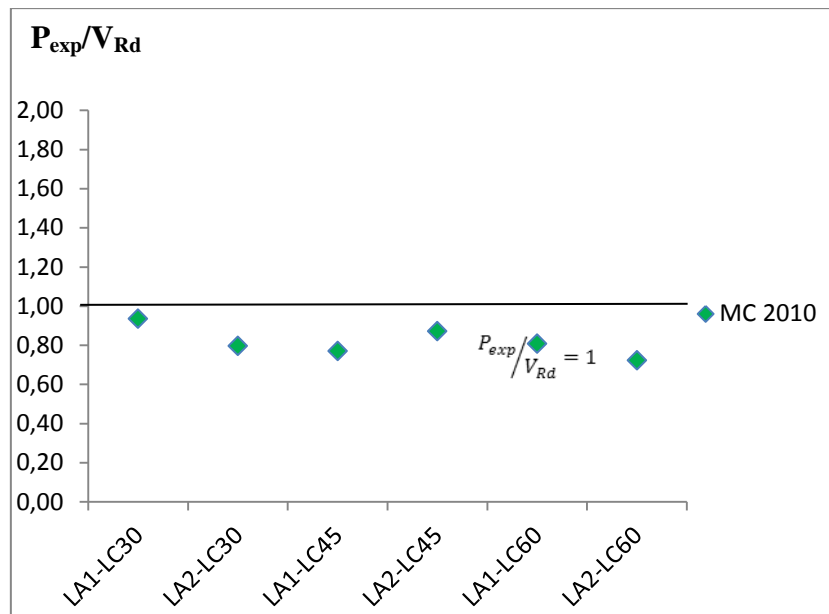


Figura 5.19 – Resistência ao punçoamento de acordo com o MC 2010.

5.5.5. American Concrete Institute, ACI 318-08

O ACI 318-08 considera várias expressões para a determinação do valor da resistência ao punçoamento. No que diz respeito às lajes fungiformes sem pré-esforço, a resistência ao punçoamento define-se pelo menor valor que se obtém das três expressões (5.16), (5.17) e (5.18);

$$V_{Rd} = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_{ck}} u d}{12} \gamma_c \quad (5.16)$$

$$V_{Rd} = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{u}\right) \frac{\sqrt{f_{ck}} u d}{12} \gamma_c \quad (5.17)$$

$$V_{Rd} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} u d \gamma_c \quad (5.18)$$

em que:

u - perímetro de referência a $d/2$ do pilar;

f_{ck} - tensão característica da resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos ($f_{ck} \leq 35$ MPa);

β_c - quociente entre o lado maior e o lado menor do pilar;

γ_c - coeficiente de segurança do betão (1,0);

α_s - igual a 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordo e 20 para pilares de canto.

Os valores obtidos através das equações anteriores, para um coeficiente de segurança do betão de 1,0, encontram-se no Quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Valores das resistências das lajes de acordo com o ACI 318-08 ($\gamma_c = 1,0$).

Lajes	f_{cu} (MPa)	f_{cc} (MPa)	d (mm)	u (mm)	V_{Rd} (kN)	P_{exp} (kN)	P_{exp}/V_{Rd}
LA1-LC30	28,4	25,8	73	1397	88	147	1,68
LA2-LC30	29,3	26,6	73	1397	89	128	1,43
LA1-LC45	41,9	38,1	73	1397	106	147	1,38
LA2-LC45	42,1	38,3	73	1397	119	167	1,41
LA1-LC60	54	49,1	73	1397	121	176	1,45
LA2-LC60	53,8	48,9	73	1397	121	157	1,30

onde: f_{cu} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cúbicos; f_{cm} – valor da tensão de rotura do betão à compressão medido em provetes cilíndricos; d – altura útil da laje; u – perímetro crítico de acordo com o ACI 318-08; V_{Rd} – resistência da laje ao punçoamento de acordo com o ACI 318-08; P_{exp} – carga máxima experimental.

Verifica-se que a relação entre os valores experimentais e a previsão do regulamento, apresenta um valor médio de 1,44. Como comparação, considerando o coeficiente de segurança do betão com valor de 1,0, os valores obtidos pelo código apresentam um afastamento variando entre 30% e 68%, em relação aos valores experimentais, como pode verificar-se pelo Quadro 5.10 e pela Figura 5.20.

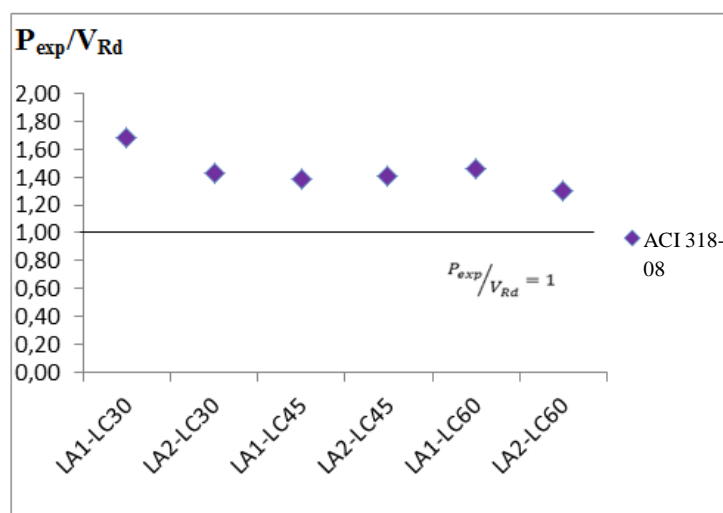


Figura 5.20 – Resistência ao punçoamento relativamente à expressão do ACI 318-08.

5.5.6. Síntese da comparação entre a resistência prevista e experimental

Na Figura 5.21 é realizada uma comparação entre a previsão dos vários regulamentos e os respetivos resultados experimentais da resistência ao punçoamento. O EC2 é o regulamento que, dentro da segurança, apresentou valores mais próximos aos experimentais, embora em condições de cálculo, o MC 2010 também seja próximo e em segurança.

Todos os regulamentos consideram, na quantificação da resistência ao punçoamento, a resistência à compressão do betão, verificando-se que, à medida que esta aumenta, a resistência da laje ao punçoamento também aumenta. Os regulamentos EC2 e MC 2010 foram os que apresentaram valores mais próximos dos experimentais. Isto pode dever-se ao facto, do EC2 considerar a percentagem de armadura longitudinal e o MC 2010 considerar a deformação da laje à volta da região de apoio. Conclui-se que o REBAP é o regulamento que apresenta maior diferença, com uma margem de segurança muito superior aos restantes.

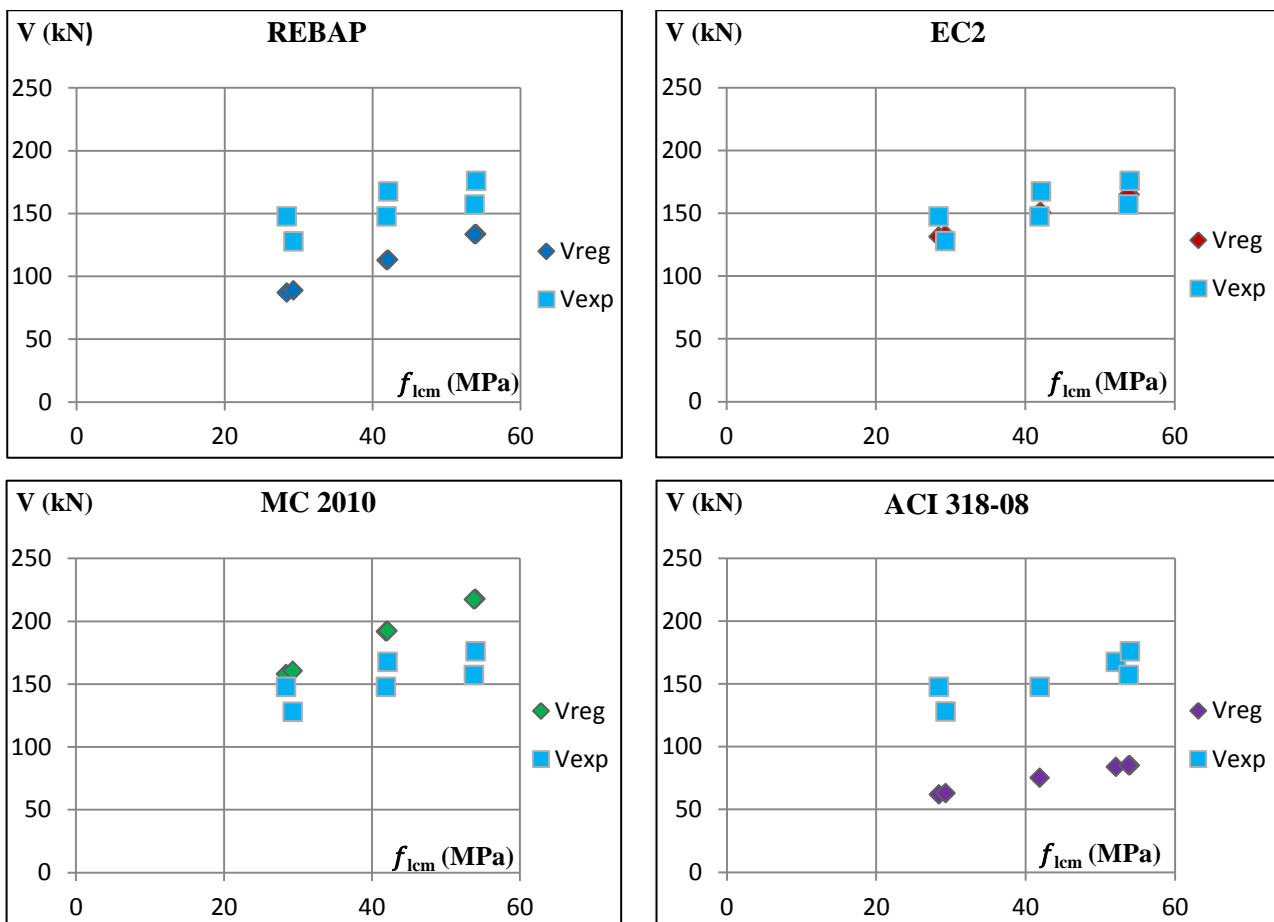


Figura 5.21 – Resistência ao punçoamento teórico e experimental em função f_{lcm} .

Capítulo 6 – Considerações Finais e Estudos Futuros

6.1. Introdução

Neste capítulo apresentam-se as principais conclusões que foram obtidas ao longo da análise de resultados, bem como algumas sugestões que poderão ser abordadas em estudos futuros, dando continuidade ao tipo de análise feita neste trabalho. Salienta-se que as conclusões apresentadas neste documento são válidas para as situações de ensaio analisadas ou para condições de ensaio semelhantes.

6.2. Conclusões

As seguintes considerações e conclusões foram obtidas das observações, análises e comparações realizadas ao longo do estudo:

- o colapso das lajes de BEAL ensaiadas ocorreu através da rotura frágil por punçoamento, caracterizada por uma perda súbita de capacidade de carga, penetração da placa de carga na laje e formação do cone de punçoamento, ocorrendo a superfície de rotura por punçoamento pelo corte da matriz e dos agregados leves;
- após a rotura, as duas partes da laje, resultantes da fenda de punçoamento, apresentaram deslocamento relativo praticamente independente, pois estavam apenas interligadas pela armadura;
- a fenda de punçoamento iniciou-se no contorno da placa de carga, desenvolvendo-se em ângulo relativamente ao plano médio da laje, até chegar à superfície, formando assim o cone de punçoamento; esse ângulo medido nas lajes ensaiadas variou entre 16° e 20° , divergindo dos valores considerados nos vários códigos; o EC2 prevê um ângulo de $26,6^\circ$, sendo o mais próximo dos valores experimentais;
- os valores observados para o ângulo do cone de punçoamento sugerem que, à medida que o valor da tensão de rotura à compressão do betão aumenta, o ângulo do cone de punçoamento diminui, chegando a um valor mínimo de 16° para as lajes LA2-LC45, LA1-LC60 e LA2-LC60;
- no cálculo da resistência ao punçoamento é importante ter em consideração o efeito da armadura longitudinal, para obtenção de um valor de previsão mais próximo do experimental; dos regulamentos estudados, só o EC2 considera a percentagem de armadura longitudinal na quantificação dessa resistência;

- o REBAP apresenta uma previsão muito conservativa, com valores muito inferiores aos caracterizados para a resistência ao punçoamento das lajes ensaiadas; a previsão da resistência ao punçoamento aumenta com o valor da resistência à compressão do betão, f_{cc} , mas mesmo assim não se verificou uma correlação específica com os valores experimentais, provavelmente devido à influência da armadura de flexão no seu comportamento.
- o EC2 apresenta previsões próximas dos resultados obtidos experimentalmente, mesmo usando valores nominais da resistência (coeficiente de segurança do betão igual a 1,0); os resultados experimentais parecem acompanhar a tendência da tensão nominal de corte adotada pelo EC2, e a variação da resistência ao punçoamento com a resistência à compressão do BEAL; a relação entre a carga experimental e a prevista pelo EC2, P_{exp}/V_{Rd} , tem um valor médio de 1,03;
- o MC 2010 é o regulamento menos conservador, a relação entre a carga experimental e a prevista pelo MC 2010, P_{exp}/V_{Rd} , tem um valor médio de 0,82, quando usado valores médios da tensão de rotura à compressão do betão. Mas em condições de cálculo, verifica-se que é o regulamento que está mais próximo dos valores experimentais.
- a previsão do ACI 318-08 apresenta valores menores em relação aos valores observados experimentalmente, sendo mais conservador quando comparado com o EC2 e com o MC 2010. Este facto pode dever-se à falta de um parâmetro que considere a contribuição da armadura longitudinal; a relação entre a carga experimental e a prevista pelo ACI 318-08, P_{exp}/V_{Rd} , tem um valor médio de 1,44;
- das previsões dos vários códigos e da comparação com os resultados obtidos, conclui-se que o REBAP e o ACI 318-08 são os mais conservativos, comparativamente aos códigos EC2 e MC 2010;
- o REBAP e o ACI 318-08 não parecem quantificar adequadamente a variação da resistência à compressão do BEAL na previsão da resistência ao punçoamento, apresentando maiores desvios para resistências mais reduzidas;
- a resistência ao punçoamento tende a aumentar com o aumento da resistência à compressão do BEAL, evidenciando que a relação entre a carga máxima de punçoamento e o valor da resistência à compressão do BEAL apresentam uma boa relação, próxima da proporcionalidade.

6.3. Desenvolvimentos futuros

Em função dos resultados experimentais obtidos, da análise dos mesmos e das conclusões anteriormente mencionadas, evidencia-se a necessidade de realizar estudos mais detalhados sobre os seguintes assuntos e parâmetros:

- estudar o efeito de punçoamento excêntrico e de punçoamento em zonas periféricas de lajes de BEAL;
- estudar o efeito da taxa de armadura longitudinal na resistência ao punçoamento de lajes de BEAL e a sua influência no ângulo do cone de rotura;
- realizar ensaios com cargas dinâmicas, como método alternativo ou complementar aos ensaios de cargas estáticas, para estudar de forma mais detalhada a ligação da laje ao pilar quando os edifícios estão sujeitos a ações sísmicas;
- estudar uma expressão simples na quantificação do ângulo do cone de punçoamento, em função dos parâmetros que o influenciam, nomeadamente considerando as hipóteses da resistência à compressão do BEAL e a taxa de armadura longitudinal.

Referências Bibliográficas

ACI Committee 213; “*ACI 213R-03; Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete*”; ACI – American Concrete Institute; Farmington Hills (2003);

ACI Committee 318; “*ACI 318R-08; Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”; ACI - American Concrete Institute; Farmington Hills (2008);

BBC (2013); British Broadcasting Corporation ; www.bbc.co.uk (consultado em Março 2013);

Bird (2011); Lainey Bird; www.laineybird.com (consultado em Março 2013);

Bologna G.; “*Lightweight aggregate concrete*”; Technology and World Application; Cembureau, Paris (1974);

Carmo, R. e Valença, J.; “*Apontamentos de Betão Estrutural do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra*”; Coimbra (2010);

CEB-FIP Model Code 2010 - fib Bulletin 55; First complete draft - vol.1; fib – International Federation for Structural Concrete; Lausanne (2010);

Chandra, S. e Berntsson, L.; “*Lightweight Aggregate Concrete*”; Noyes Publications; New York (2002);

Chicago (2012); Chicago Mag; www.chicagomag.com (consultado em Março 2013);

Clarke J.L.; “*Structural Lightweight Aggregate Concrete*”; (BCA) Blackie Academic & Professional; Glasgow (1993);

Costa, H.; “*Composição e Caracterização Mecânica de Betões Estruturais de Agregados Leves*”; Tese de Mestrado; Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra; Coimbra (2007);

Costa, H.; “*Betões Estruturais de Agregados Leves. Aplicação em Pré-Fabricação e Reforço de Estruturas*”; Tese de Doutoramento; Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra; Coimbra (2012);

Cruz, Paulo J.S. e Valente, Isabel; “*Caracterização experimental de um betão leve de elevada resistência*”; Universidade do Minho; Guimarães (2004);

Daly Albert F.; “*Use of Lightweight Aggregate Concrete in Bridges*”; Second International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete (2000);

- Descobertas (2011); Descobertas arqueológicas; <http://descobertasarqueologicas.blogspot.pt> (consultado em Março 2013);
- Duarte, Luís; “*Punçoamento em Lajes Fungiformes de Betão Armado*”; Tese de Mestrado; Universidade de Coimbra (1999);
- EuroLightCon; “*LWAC Material Properties State-of-the-Art*”; The European Union – Brite EuRam III (1999);
- EuroLightCon; “*Mechanical properties of lightweight aggregate concrete*”; The European Union – Brite EuRam III (2000);
- EuroLightCon; “*Tensile strength as design parameter*”; BE96-3942/R32 (2000);
- Farteband (2010); *Farteband*; <http://6farteband2010e1.blogspot.pt> (consultado em Março 2013);
- FCT (2013); *Eventos FCT*; <http://eventos.fct.unl.pt> (consultado em Março 2013);
- FIB; *Model Code 2010 – First complete draft; Volume 2. International Federation for Structural Concrete*; Lausanne (2010);
- Flickr (2012); Flickr; www.flickr.com (consultado em Março 2013);
- Galinsky (2011); Galinsky; www.galinsky.com (consultado em Março 2013);
- Google (2009); Google; www.google.pt/imagens (consultado em Março 2013);
- Inácio, M.; Ramos, A.; Lúcio, V.; Faria, D.; “*Punching of High Strength Concrete Flat Slabs – Experimental Investigation*”; Trabalho de Investigação; Departamento de Engenharia Civil; Faculdade de Ciências e Tecnologia; Lisboa (2011);
- Kinnunen, S.; Nylander, H.; “*Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*”; Transactions N°158; Royal Institute of Technology; Stockholm (1960);
- Lifestyle (2013); Lifestyle; <http://lifestyle.iloveindia.com> (consultado em Março 2013);
- LLC; “*1995 Disasters: Sampoong Department Store Collapse, Cave Creek Disaster*”; Books LLC; USA (1995);
- Lourenço, J., Júlio, E. e Maranhã, P.; “*Betões de Agregados Leves de Argila Expandida*”; APEB; Lisboa (2004);
- Martins, J.G.; “*Betão Armado Lajes Fungiformes*”; Série ESTRUTURAS; Porto (2009);

- Menétrey, P.; “*Numerical Analysis of Punching Failures in Reinforced Concrete Structures*”; Thèse de Doctorat n° 1279; École Polytechnique Fédérale de Lausanne; Lausanne; Suíça (1994);
- Menétrey, P.; “*Analytical Computation of the punching Strength of Reinforced Concrete*”; ACI Structural Journal; Vol.93; p.503-511; Detroit (1996);
- Muttoni, A.; Schwartz J.; “*Comportement des poutres et poinçonnement des dalles sans armatures d’effort tranchant*”; IABSE Colloquium; Vol.62; pp.703-708; Stuttgart (1991);
- Muttoni, A.; “*Punching Shear Strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*”; ACI Structural Journal; V.105; No. 4; p. 440-450 (2008);
- Nexus (2007); Nexus; www.nexus.globalquakemodel.org (consultado em Março 2013);
- NP EN 206-1; “*Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*”; IPQ (2000);
- NP EN 12390; “*Ensaio do betão endurecido*”; IPQ (2002);
- NP EN 206-1; “*Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*”; IPQ; Portugal (2007);
- NP EN 1992-1-1; “*Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*”; IPQ (2010);
- Planet (2010); Vivendo o Mundo Planet; <http://vivendoomundoplanet.blogspot.pt>; (consultado em Março 2013);
- Ramos, A. M. P.; “*Punçamento em Lajes Fungiformes Pré-Esforçadas*”; Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico; Universidade Técnica de Lisboa; Lisboa (2003);
- Ramos, A.M.P.; Lúcio. V.J.G.; “*Sebenta de apoio às aulas de Estruturas de betão Armado II*”; Departamento de Engenharia Civil; Faculdade de Ciências e Tecnologia; Lisboa (2006);
- REBAP; “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*”; Lopes d Silva Editora (1984);
- River (2010); Flick River; www.flickriver.com (consultado em Março 2013);

Rodrigues J.; “*Punçoamento em Lajes Fungiformes Pré-esforçadas no Model Code 2010*”; Tese de Mestrado; Faculdade de Ciências e Tecnologia; Universidade Nova de Lisboa; Lisboa (2011);

Silva, B.; “*Betão Leve Estrutural Com Agregados de Argila Expandida*”; Tese de Mestrado; Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto; Porto (2007);

Sousa-Coutinho, A.I.; “*Fabrico e Propriedades do Betão*”; vol. I e vol. II; LNEC; Lisboa (1988);

Visitpak (2012); *Visit pak*; www.visitpak.com (consultado em Março 2013).