

**INFLUÊNCIA DA INCORPORAÇÃO DE AGREGADOS GROSSOS
RECICLADOS NA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO DE
LAJES DE BETÃO**

Nuno Carvalho Martins dos Reis

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientadores

Prof. Dr. Jorge Manuel Caliço Lopes de Brito

Prof. Dr. João Pedro Ramôa Ribeiro Correia

Júri

Presidente: Prof. Dr. José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof. Dr. Jorge Manuel Caliço Lopes de Brito

Vogal: Prof. Dr. António Manuel Pinho Ramos

Setembro 2014

Resumo

A presente dissertação pretende aprofundar o conhecimento sobre o comportamento estrutural de betões com agregados grossos reciclados de betão (BAGRB). Em particular, pretende-se avaliar a influência da incorporação de agregados grossos reciclados de betão (AGRB) na resistência ao punçoamento de lajes.

Para esse efeito, foi desenvolvida uma campanha experimental em que foram produzidos quatro tipos de betão com diferentes taxas de substituição de AGRB por agregados grossos primários (AGP): 0, 20, 50 e 100%, tendo-se avaliado as seguintes propriedades mecânicas: resistência à compressão, resistência à tracção e módulo de elasticidade. As várias composições de betão foram utilizadas para executar oito modelos de laje (dois para cada composição) com $1100 \times 1100 \times 90$ mm, que foram submetidos a ensaios de punçoamento.

Os resultados obtidos nos ensaios ao punçoamento permitiram concluir que o comportamento mecânico das lajes foi qualitativamente semelhante para os vários modelos, tendo os modelos de BAGRB apresentado as seguintes tendências relativamente ao betão sem AGRB: (i) resistência ao punçoamento semelhante; (ii) rigidez inferior (devido à redução da rigidez no estado I, sendo tanto menor quanto maior o teor em AGRB); e (iii) carga de fendilhação ligeiramente inferior.

Foi desenvolvido um estudo numérico através de um modelo tridimensional não linear de elementos finitos (recorrendo ao programa ATENA 3D), com o objectivo de simular o ensaio ao punçoamento das lajes, que permitiu confirmar as tendências dos resultados experimentais, destacando-se a influência da energia de fractura dos betões nos resultados numéricos.

Relativamente à previsão da resistência ao punçoamento de lajes contendo AGRB, conclui-se que o EC2 permite obter previsões mais precisas do que o ACI 318-11.

Palavras-chave: betão; agregados grossos reciclados; punçoamento; lajes; ensaios; modelos numéricos.

Abstract

The present work aims to contribute to the knowledge of the structural behavior of recycled aggregates concrete (RAC). Particularly, it evaluates the effect of the incorporation of recycled concrete coarse aggregates (RCCA) in the punching strength of concrete slabs.

In order to accomplish this purpose, four different concrete mixes were designed with different substitution rates of natural coarse aggregates (NCA) by RCCA: 0, 20, 50 and 100%. The following mechanical properties were determined: compressive strength, tensile strength and elasticity modulus. These concrete mixes were used to cast eight slabs (two for each type of concrete) with $1100 \times 1100 \times 90$ mm that were subjected to a punching test.

Results obtained show that the incorporation of RCCA in the concrete mixes affects the mechanical behavior of the slabs (which was qualitatively similar for the various models) in accordance to the following trends: (i) similar punching resistance; (ii) lower stiffness (due to reduction of the uncracked state stiffness, decreasing as the content of RCCA increases); and (iii) slightly lower cracking load for the RCCA models.

A numerical study was performed in which a three-dimensional non-linear finite element model was developed (using ATENA 3D program) to simulate the punching tests of the experimental campaign. The numerical results followed the same trends as the experimental data, pointing out the influence of the concrete fracture energy on the numerical results obtained with this type of models.

Regarding the prediction of the punching strength of RCCA slabs, the estimates obtained with EC2 were more accurate than those provided by ACI 318-11.

Keywords: concrete; recycled coarse aggregates; punching; slabs; tests; numerical models.

Agradecimentos

A realização desta dissertação é o culminar de uma fase de formação e aprendizagem, apenas possível com a contribuição necessária e valiosa de várias pessoas a quem quero expressar o meu sentido agradecimento.

Aos orientadores desta dissertação, o Professor Doutor Jorge Manuel Caliço Lopes de Brito e o Professor Doutor João Pedro Ramôa Ribeiro Correia, expresso o meu mais profundo agradecimento pelo entusiasmo, apoio e disponibilidade que demonstraram em todas as etapas desta dissertação. Para o futuro, permanece o rigor, a exigência e a determinação em fazer mais e melhor que os caracteriza.

Aos técnicos do Laboratório de Construção do IST, em especial ao João Lopes, pela constante disponibilidade e paciência demonstrada em todos os momentos. Aos técnicos do Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais do IST, Fernando Alves e Fernando Costa, pela boa disposição e importante colaboração nos ensaios.

Às empresas Unibetão e SECIL, que tornaram este trabalho possível, pelo fornecimento dos materiais utilizados na campanha experimental.

Ao Eng. Mário Rui Arruda, pela motivação e apoio na modelação numérica. Ao Eng. Diogo Pedro, pela transmissão de conhecimentos na fase inicial da campanha experimental. Ao Bernardo Ferreira, pelo companheirismo e importante ajuda na preparação dos ensaios.

A todos os meus amigos e colegas que contribuíram, à sua maneira, para o meu desenvolvimento. Em especial, ao Samuel Matias, pela camaradagem nos últimos 5 anos.

À Telma Grova, pelos dias em que não estive presente, pelo amor e paciência ao longo de todo o percurso universitário e pelo apoio incondicional.

Por fim, à minha família, por terem proporcionado as condições necessárias para o meu crescimento pessoal e profissional e por terem aturado todos os meus caprichos.

Ao meu avô e à Elisa.

Índice geral

Resumo.....	i
Abstract	ii
Agradecimentos	iii
Índice geral	iv
Índice de figuras.....	viii
Índice de tabelas	xi
Acrónimos.....	xiv
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento geral	1
1.2. Objectivos da dissertação	2
1.3. Metodologia e organização da dissertação	3
2. Estado da arte.....	7
2.1. Considerações iniciais	7
2.2. Propriedades dos agregados grossos reciclados de betão	7
2.2.1. Considerações iniciais	7
2.2.2. Forma e textura das partículas.....	8
2.2.1. Massa volúmica e baridade.....	9
2.2.2. Absorção de água	10
2.2.3. Resistência mecânica	11
2.3. Propriedades dos betões com agregados grossos reciclados de betão	12
2.3.1. Considerações iniciais	12
2.3.2. Propriedades no estado fresco.....	12
2.3.3. Propriedades no estado endurecido	15
2.4. Fenómeno do punçoamento em lajes	19
2.4.1. Considerações iniciais	19
2.4.2. Mecanismo de rotura do punçoamento.....	20
2.4.3. Normas e recomendações	22
2.4.4. Estudos experimentais realizados em lajes de betão.....	25
2.4.5. Estudos experimentais realizados em lajes de betão com agregados reciclados.....	35

2.5.	Conclusões gerais	39
3.	Campanha experimental	43
3.1.	Considerações iniciais	43
3.2.	Planeamento da campanha experimental	43
3.2.1.	Primeira fase da campanha experimental	43
3.2.2.	Segunda fase da campanha experimental	44
3.2.3.	Terceira fase da campanha experimental.....	44
3.2.4.	Quarta fase da campanha experimental	45
3.3.	Formulação dos betões	46
3.1.	Obtenção dos agregados reciclados	47
3.2.	Ensaio de identificação dos agregados	49
3.2.1.	Considerações iniciais	49
3.2.2.	Análise granulométrica	49
3.2.3.	Massa volúmica e absorção de água	50
3.2.4.	Baridade	50
3.2.5.	Desgaste de <i>Los Angeles</i>	50
3.2.6.	Índice de forma.....	51
3.2.7.	Teor em humidade	51
3.2.8.	Evolução da absorção de água	52
3.3.	Ensaio ao betão fresco	54
3.3.1.	Considerações iniciais	54
3.3.2.	Abaixamento (cone de Abrams)	55
3.3.3.	Massa volúmica	55
3.4.	Ensaio ao betão endurecido	55
3.4.1.	Considerações iniciais	55
3.4.2.	Resistência à compressão	56
3.4.3.	Resistência à tracção por compressão diametral.....	57
3.4.4.	Módulo de elasticidade.....	57
3.5.	Ensaio ao punçoamento em lajes	58
3.5.1.	Considerações iniciais	58
3.5.2.	Sistema e procedimento do ensaio	59
4.	Resultados da campanha experimental.....	65

4.1.	Considerações iniciais	65
4.2.	Ensaio de identificação dos agregados	65
4.3.	Ensaio ao betão fresco	67
4.3.1.	Considerações iniciais	67
4.3.2.	Abaixamento (cone de Abrams)	68
4.3.3.	Massa volúmica	68
4.4.	Ensaio ao betão endurecido	69
4.4.1.	Considerações iniciais	69
4.4.2.	Resistência à compressão	69
4.4.3.	Resistência à tracção.....	72
4.4.4.	Módulo de elasticidade.....	73
4.5.	Ensaio ao punçoamento em lajes	75
4.5.1.	Considerações iniciais	75
4.5.1.	Curvas força vs. deslocamento.....	76
4.5.2.	Rigidez	77
4.5.3.	Carga e padrão de fendilhação.....	80
4.5.4.	Modo de rotura	82
4.5.5.	Resistência.....	82
4.5.6.	Considerações finais	85
5.	Modelação numérica dos ensaios de punçoamento.....	87
5.1.	Considerações iniciais	87
5.2.	Características do modelo numérico	87
5.2.1.	Geometria do modelo.....	87
5.2.2.	Condições de fronteira e pontos de monitorização	88
5.2.3.	Tipologia e malha de elementos finitos.....	89
5.2.4.	Materiais	89
5.3.	Resultados	93
5.3.1.	Considerações iniciais	93
5.3.2.	Curvas força vs. deslocamento.....	93
5.3.3.	Rigidez	95
5.3.4.	Carga e padrão de fendilhação.....	96
5.3.5.	Modo de rotura	97

5.3.6.	Resistência.....	98
5.3.7.	Considerações finais	99
6.	Conclusões e desenvolvimentos futuros	101
6.1.	Conclusões.....	101
6.2.	Desenvolvimentos futuros	104
	Referências bibliográficas	107
	Livros, artigos e teses	107
	Normas e regulamentos	111
	Anexos.....	A.1
A.1.	Ensaio de identificação dos agregados	A.1
A.1.1.	Análise granulométrica	A.1
A.1.2.	Massa volúmica e absorção de água	A.2
A.1.3.	Baridade	A.2
A.1.4.	Teor em humidade	A.2
A.1.5.	Desgaste de <i>Los Angeles</i>	A.3
A.1.6.	Índice de forma.....	A.3
A.1.7.	Evolução da absorção de água	A.4
A.2.	Ensaio ao betão fresco	A.4
A.3.	Ensaio ao betão endurecido	A.5
A.3.1.	Resistência à compressão	A.5
A.3.2.	Resistência à tracção por compressão diametral.....	A.6
A.3.3.	Módulo de elasticidade.....	A.7
A.4.	Ensaio ao punçoamento em lajes	A.11
A.4.1.	Resultados	A.11

Índice de figuras

Figura 2.1 - Génese dos agregados reciclados de betão (Pereira, 2010).....	7
Figura 2.2 - Massa volúmica do betão fresco em função da taxa de substituição de AGP por AGRB (Vieira, 2010)	13
Figura 2.3 - Relação entre a massa volúmica dos AR e a mesma propriedade do betão fresco (Leite (2001) citado por Robles (2007))	14
Figura 2.4 - Relação entre a taxa de substituição de AGR e o abaixamento do betão no estado fresco (Leite (2001) citado por Robles (2007))	15
Figura 2.5 - Resistência à compressão dos diferentes tipos de betão obtidas em campanhas experimentais anteriores (Guerra, 2013).....	16
Figura 2.6 - Resistência à tracção dos diferentes tipos de betão obtidos em campanhas experimentais anteriores (Guerra, 2013)	17
Figura 2.7 - Módulo de elasticidade dos diferentes tipos de betão obtidos em campanhas experimentais anteriores	19
Figura 2.8 - Esquema de rotura ao punçoamento (Menétrey, 1996)	20
Figura 2.9 - Comportamento geral de lajes ensaiadas ao punçoamento (Holanda, 2002)	21
Figura 2.10 - Representação das fendas na face superior da ligação pilar-laje (adaptado de Ramos e Lúcio, 2006)	22
Figura 2.11 - Mecanismo de resistência ao punçoamento (adaptado de Marchão e Appleton, 2012)	22
Figura 2.12 - Esquemas do perímetro de controlo utilizado pelo EC2 para diferentes geometrias de pilares - adaptado de Rodrigues (2011).....	24
Figura 2.13 - Esquemas do perímetro de controlo utilizado pelo ACI 318-11 para diferentes geometrias de pilares - adaptado de Rodrigues (2011).....	25
Figura 2.14 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Ramos <i>et al.</i> (2011)	27
Figura 2.15 - Planta da disposição dos apoios do sistema de ensaio das lajes de Azevedo (1999).....	29
Figura 2.16 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Azevedo (1999)	29

Figura 2.17 - Esquema de geometria das lajes da campanha experimental de Guandalini <i>et al.</i> (2009).....	31
Figura 2.18 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Guandalini <i>et al.</i> (2009)	32
Figura 2.19 - Esquema de geometria das lajes da campanha experimental de Fernández Ruiz <i>et al.</i> (2013)	34
Figura 2.20 - Esquema da disposição de armaduras das lajes do 1º grupo de ensaios .	34
Figura 2.21 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Fernández Ruiz <i>et al.</i> (2013)	34
Figura 2.22 - Sistema de ensaios das lajes da campanha experimental de Sudarsana Rao <i>et al.</i> (2012).....	37
Figura 2.23 - Curva <i>carga vs. deslocamento</i> das lajes com diferentes tipos de betões obtido na campanha experimental de Sudarsana Rao <i>et al.</i> (2012)	39
Figura 3.1 - Sistema de cofragem para a betonagem do betão de origem	48
Figura 3.2 - Britadeira de maxilas	48
Figura 3.3 - Máquina de <i>Los Angeles</i>	51
Figura 3.4 - Estrutura metálica de suporte e cabo de suspensão	53
Figura 3.5 - Balança hidrostática e tanque.....	53
Figura 3.6 - Ensaio de compressão a um provete cúbico na prensa hidráulica	56
Figura 3.7 - Máquina de controlo da prensa hidráulica durante o ensaio	56
Figura 3.8 - Provelte e instrumentação na prensa hidráulica	58
Figura 3.9 - Diagrama de momentos radiais corrente em lajes	59
Figura 3.10 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental	60
Figura 3.11 - Esquema do sistema de ensaios da campanha experimental	61
Figura 3.12 - Aparelho de apoio das lajes da campanha experimental.....	61
Figura 3.13 - Esquema de geometria das lajes da campanha experimental (dimensões em mm)	62
Figura 4.1 - Evolução da absorção de água de AGRB ao longo do tempo	67
Figura 4.2 - Massa volúmica dos betões produzidos na presente campanha experimental.....	69
Figura 4.3 - Resistência à compressão aos 28 e 56 dias	70
Figura 4.4 - Resistência à tracção aos 28 dias	72

Figura 4.5 - Módulo de elasticidade aos 28 dias	74
Figura 4.6 - Influência da relação a/c efectiva no módulo de elasticidade dos BAGRB .	75
Figura 4.7 - Curvas força vs. deslocamento das lajes ensaiadas na campanha experimental.....	76
Figura 4.8 - Rigidez no estado I das lajes ensaiadas na campanha experimental.....	78
Figura 4.9 - Face inferior do modelo antes da rotura: (a) BR-1; (b) B100-2	80
Figura 4.10 - Face inferior do modelo BR-1 após rotura e remoção do recobrimento destacado	82
Figura 4.11 - Face superior do modelo BR-1 após o ensaio	82
Figura 4.12 - Carga de rotura das lajes ensaiadas na campanha experimental.....	83
Figura 5.1 - Geometria do modelo numérico e disposição das armaduras	88
Figura 5.2 - Malha de elementos finitos e localização dos pontos de monitorização ...	89
Figura 5.3 - Lei constitutiva do betão: (a) rotura uniaxial; (b) rotura biaxial.	90
Figura 5.4 - Lei constitutiva do aço	92
Figura 5.5 - Curvas força vs. deslocamento das lajes modeladas	93
Figura 5.6 - Curva força vs. deslocamento dos modelos de laje e das lajes ensaiadas para os diferentes tipos de betão: (a) BR; (b) B20; (c) B50; (d) B100.....	94
Figura 5.7 - Campo de deformações e deformada da laje da modelação numérica após a rotura	98

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Índice de forma de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores	9
Tabela 2.2 - Baridades de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores	10
Tabela 2.3 - Massa volúmica de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores	10
Tabela 2.4 - Absorção de água de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores	11
Tabela 2.5 - Desgaste de <i>Los Angeles</i> de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores	12
Tabela 2.6 - Relação entre E_{BR}/E_{B100} e a relação a/c efectiva em campanhas experimentais anteriores	19
Tabela 2.7 - Características e resultados experimentais obtidos para as lajes de referência na campanha de Ramos <i>et al.</i> (2011).....	27
Tabela 2.8 - Características e resultados experimentais obtidos na campanha de Azevedo (1999).....	30
Tabela 2.9 - Características dos modelos de lajes ensaiados por Guandalini <i>et al.</i> (2009)	31
Tabela 2.10 - Resultados experimentais obtidos na campanha de Guandalini et al. (2009)	33
Tabela 2.11 - Propriedades dos agregados ensaiados na campanha experimental de Sudarsana Rao <i>et al.</i> (2012).....	36
Tabela 2.12 - Constituintes dos diferentes tipos de betão da campanha experimental de Sudarsana Rao <i>et al.</i> (2012).....	36
Tabela 2.13 - Propriedades dos diferentes tipos de betão da campanha experimental de Sudarsana Rao <i>et al.</i> (2012).....	37
Tabela 2.14 - Resultados médios registados na campanha experimental de Sudarsana Rao <i>et al.</i> (2012).....	38
Tabela 2.15 - Valores de rigidez e absorção de energia registados na campanha experimental de Sudarsana Rao <i>et al.</i> (2012)	39

Tabela 3.1 - Quantidades, dimensões e idade dos provetes dos ensaios realizados.....	46
Tabela 3.2 - Constituição em volume dos betões avaliados	48
Tabela 4.1 - Resumo dos resultados dos ensaios aos agregados.....	65
Tabela 4.2 - Resultados do ensaio de abaixamento e relações a/c aparente e efectiva dos betões produzidos.....	68
Tabela 4.3 - Massa volúmica dos betões produzidos na presente campanha experimental.....	68
Tabela 4.4 - Resistência à compressão aos 28 e 56 dias.....	70
Tabela 4.5 - Resistência à tracção aos 28 dias.....	72
Tabela 4.6 - Módulo de elasticidade aos 28 dias.....	74
Tabela 4.7 - Características e carga de rotura das lajes ensaiadas na campanha experimental.....	76
Tabela 4.8 - Rigidez no estado I das lajes ensaiadas na campanha experimental	78
Tabela 4.9 - Rigidez no estado II das lajes ensaiadas na campanha experimental	79
Tabela 4.10 - Carga de fendilhação das lajes ensaiadas na campanha experimental....	81
Tabela 4.11 - Considerações sobre a carga de rotura das lajes ensaiadas na campanha experimental.....	83
Tabela 4.12 - Relação da carga de rotura com as propriedades mecânicas do betão (f_{cm} e f_{ctm})	84
Tabela 4.13 - Estimativa da carga de rotura pelo EC2 (2004) e ACI 318-11 (2011)	85
Tabela 5.1 - Definição de parâmetros referentes ao comportamento do betão	91
Tabela 5.2 - Propriedades de aço A500	92
Tabela 5.3 - Comparação da rigidez no estado I dos modelos de laje e das lajes ensaiadas.....	95
Tabela 5.4 - Comparação da rigidez no estado II dos modelos de laje e das lajes ensaiadas.....	96
Tabela 5.5 - Comparação da carga de fendilhação dos modelos de laje e das lajes ensaiadas.....	97
Tabela 5.6 - Comparação da carga de rotura dos modelos de laje e das lajes ensaiadas	98
Tabela 6.1 - Resumo dos resultados dos ensaios de identificação aos agregados grossos	102

Tabela 6.2 - Resumo dos resultados dos ensaios ao betão endurecido.....	102
Tabela 6.3 - Resumo dos resultados dos ensaios ao punçoamento em lajes.....	103
Tabela 6.4 - Resumo dos resultados da modelação numérica das lajes	104

Acrónimos

AFP	agregados finos primários;
AFR	agregados finos reciclados;
AGP	agregados grossos primários;
AGR	agregados grossos reciclados;
AGRB	agregados grossos reciclados de betão;
AP	agregados primários ou naturais, de origem pétrea;
AR	agregados reciclados;
BAGR	betão fabricado com incorporação de agregados reciclados, mesmo que não substituindo na totalidade os agregados grossos primários;
BAGRB	betão fabricado com incorporação de agregados grossos reciclados de betão, mesmo que não substituindo na totalidade os agregados grossos primários;
BAR	betão fabricado com incorporação, mesmo que parcial, de agregados reciclados;
BO	betão de origem;
BR	betão de referência ou convencional, sem incorporação de agregados reciclados;
B20	betão com 20% de substituição de AGP por AGRB;
B25	betão com 25% de substituição de AGP por AGRB;
B50	betão com 50% de substituição de AGP por AGRB;
B100	betão com 100% de substituição de AGP por AGRB;
RCD	resíduos de construção e demolição.

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

Sendo o sector da construção responsável por cerca de 40% do consumo de recursos naturais extraídos, dos quais as rochas são uma componente importante, e um dos sectores da economia que gera mais resíduos, é essencial uma adequada gestão de resíduos e do consumo de recursos neste ramo. Segundo o *Strategic Development Council* (2002), a nível mundial, são produzidas cerca de 6 mil milhões de toneladas de betão por ano, sendo que para as gerar são necessárias quantidades igualmente elevadas de recursos naturais e não renováveis (como pedra fragmentada, gravilha e areias). Por outro lado, segundo EEA (2009), na União Europeia (UE) são produzidas cerca de 850 milhões de toneladas por ano de resíduos de construção e demolição (RCD).

Neste sentido, percebe-se como é essencial intervir na gestão dos RCD, essencialmente no que se refere à reutilização e reciclagem dos mesmos, sendo que, segundo Ortiz *et al.* (2010), cerca de 80% destes resíduos têm potencialidade para serem reciclados.

De acordo com um relatório da *Bio Intelligence Service* (2011), em 2009, apenas cerca de 46% da totalidade dos RCD produzidos na UE são reutilizados / reciclados, existindo uma grande diferença na taxa de reaproveitamento entre diferentes países / regiões. Enquanto os Países Baixos e a Dinamarca reciclam cerca de 90% dos RCD, em Portugal, Espanha e França (entre outros países), onde, por agora, não parece haver uma consciência de protecção ambiental suficientemente apurada e existe abundância de agregados naturais que o permite, apenas são reaproveitados cerca de 5% dos RCD.

De modo a tentar alterar os padrões de comportamento em Portugal referidos, a 12 de Março de 2008, foi publicado o Decreto-Lei n.º 46/2008, com o objectivo de reger as operações de gestão de RCD, o que constituiu um passo bastante importante na alteração da consciência nacional no que a esta temática se refere.

Da mesma forma, têm sido desenvolvidos diversos estudos acerca da gestão de RCD, nomeadamente sobre a incorporação de agregados grossos reciclados de betão em

betões estruturais, destacando-se as investigações realizadas no IST (por exemplo: Brito, 2005; Gomes, 2007; Fonseca, 2009; Vieira, 2010; Guerra, 2013).

Essas investigações mostraram que a incorporação de agregados reciclados de betão afecta geralmente de forma negativa as principais propriedades que caracterizam um betão estrutural: resistência à compressão, resistência à tracção, módulo de elasticidade, fluência, entre outras. Apesar disso, verifica-se que o betão com agregados reciclados (BAR) pode ter desempenhos mecânicos tanto mais semelhantes aos do betão de referência (BR), quanto mais a substituição incida nos agregados grossos primários (AGP), ao invés dos agregados finos primários (AFP). Tal facto pode ser explicado pela forma mais alongada e rugosa dos agregados finos reciclados (AFR) por comparação com os agregados grossos reciclados (AGR) (Gonçalves *et al.*, 2001, citado por Brito, 2005).

Embora exista uma significativa quantidade de estudos desenvolvidos sobre o efeito da incorporação de agregados reciclados nas propriedades materiais e mecânicas dos betões, os estudos referentes às propriedades estruturais destes betões são escassos. É neste contexto que foi desenvolvida a presente dissertação, em que se procurou avaliar a influência dos agregados grossos reciclados, provenientes da trituração de outros betões, na resistência ao punçoamento de lajes de betão. Destaca-se a originalidade do tema tratado, relativamente ao qual praticamente não existe trabalho reportado na literatura.

1.2. Objectivos da dissertação

O presente documento, realizado no âmbito da unidade curricular de Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, pretende contribuir para o aprofundamento da investigação existente no domínio da gestão e reutilização dos RCD e da diminuição do consumo de recursos naturais consumidos na produção de betões. Em particular, pretende-se caracterizar a influência da incorporação de agregados grossos reciclados, provenientes da trituração de betão, no comportamento mecânico do betão estrutural, mais especificamente na resistência ao punçoamento de lajes sem armadura específica para o efeito.

Neste sentido, desenvolveu-se uma campanha experimental, cuja fase inicial teve como propósito a avaliação de algumas propriedades dos betões com taxas de substituição de agregados grossos reciclados de betão (AGRB) por agregados grossos naturais (AGP) de 0, 20, 50 e 100%, nomeadamente a resistência à compressão, a resistência à tracção e o módulo de elasticidade. Refira-se que se estabeleceu que todos os betões produzidos deviam apresentar a mesma trabalhabilidade e curva granulométrica dos agregados, de forma a poderem ser feitas comparações plausíveis (Brito, 2005). Na última fase da campanha experimental, a mais importante, avaliou-se o efeito da incorporação de AGRB na resistência ao punçoamento de lajes de BAGRB, com dimensões de 1100 x 1100 x 90 mm, constituídas pelos quatro tipos de betões.

1.3. Metodologia e organização da dissertação

A primeira etapa deste trabalho teve como principais objectivos aprofundar os conhecimentos sobre os assuntos tratados, permitindo, desta forma, ter uma melhor percepção e capacidade de análise dos resultados da campanha experimental, sendo por isso constituída pela pesquisa bibliográfica e recolha de informação a nível nacional e internacional.

A segunda etapa teve como objectivo o planeamento completo da campanha experimental a realizar. Assim, numa fase inicial, definiu-se o plano dos ensaios a realizar. Posteriormente, quantificou-se os recursos e materiais necessários para a realização da campanha experimental.

A terceira etapa consistiu na realização das diversas fases da campanha experimental. Primeiro, procedeu-se à organização e obtenção do material necessário para os ensaios de caracterização dos agregados e betões (agregados grossos reciclados de betão, agregados naturais e cimento). De seguida, procedeu-se à caracterização dos agregados (naturais e reciclados) que iriam ser incorporados nos betões a ensaiar. A terceira fase teve como objectivo garantir uma trabalhabilidade adequada dos betões, sendo para isso avaliada e corrigida (caso necessário) a sua composição através do ajuste da quantidade de água das composições. Na fase seguinte, avaliou-se o desempenho mecânico dos betões produzidos e procedeu-se ao ensaio das lajes.

Na quarta etapa, procedeu-se ao desenvolvimento e calibração de um modelo de elementos finitos (MEF), utilizando o *software* comercial *ATENA 3D*, com o objectivo de simular o comportamento das lajes ensaiadas ao punçoamento e validar as conclusões retiradas dos resultados experimentais. Recorreu-se assim a um modelo de elementos finitos tridimensional não linear para simular os ensaios das lajes e avaliou-se os parâmetros materiais que permitem obter uma boa concordância com os resultados experimentais. Nesse sentido, foi necessário considerar / definir as características dos materiais utilizados, bem como as condições de apoio e de carregamento dos ensaios.

Na quinta etapa, procedeu-se ao tratamento, análise e comparação dos resultados obtidos nas etapas anteriores para as lajes de betão com diferentes taxas de incorporação de AGRB. Sempre que possível / adequado, fez-se uma comparação com os resultados obtidos por outros investigadores (referidos no estado da arte).

Para terminar, na sexta etapa, resumiram-se as principais conclusões da etapa anterior.

Assim, de modo a apresentar de forma clara o trabalho desenvolvido, o documento da dissertação encontra-se estruturado da seguinte forma:

- Capítulo 1: **introdução** - enquadramento do tema, objectivos da dissertação e definição da metodologia desenvolvida e da organização do documento;
- Capítulo 2: **estado da arte** - estudos realizados sobre os agregados reciclados e a sua influência no betão; investigações sobre o fenómeno do punçoamento em lajes de betão; e trabalhos que tratam a influência da incorporação de AGRB em lajes de betão na resistência ao punçoamento;
- Capítulo 3: **descrição da campanha experimental** - descrição dos materiais necessários; descrição dos ensaios realizados aos agregados (naturais e reciclados) e betões (no estado fresco e endurecido); e descrição detalhada dos ensaios de punçoamento nas lajes de BAGRB;
- Capítulo 4: **tratamento, análise e comparação de resultados** obtidos nos ensaios da campanha experimental para os diferentes tipos de betão;

- Capítulo 5: **modelação numérica em ATENA 3D** - descrição dos materiais e respectivas propriedades; definição do MEF; e apresentação e comparação dos resultados obtidos com o MEF relativamente aos resultados experimentais;
- Capítulo 6: **conclusões** obtidas ao longo do trabalho e ainda proposta de desenvolvimentos futuros sobre o tema tratado;
- **Bibliografia** - apresentação dos documentos que serviram de base à realização da presente dissertação;
- **Anexos.**

2. Estado da arte

2.1. Considerações iniciais

O presente capítulo tem como objectivo inicial apresentar as propriedades dos AGR e a influência que a sua incorporação tem nos betões. Posteriormente, explica-se o fenómeno do punçoamento, assim como a regulamentação internacional mais utilizada e os estudos experimentais mais relevantes no estudo deste fenómeno. Para finalizar, são apresentadas as principais campanhas experimentais realizadas sobre o fenómeno do punçoamento em lajes de betão com agregados reciclados. Ao longo do seu desenvolvimento, apenas são focados os aspectos mais relevantes para a realização da campanha experimental, com especial incidência sobre a influência na resistência ao punçoamento de lajes de betão.

2.2. Propriedades dos agregados grossos reciclados de betão

2.2.1. Considerações iniciais

Os agregados reciclados de betão são resultantes do processo de trituração de elementos de betão. Por isso, são constituídos por agregados naturais (material pétreo) e por argamassa que fica aderente aos primeiros, aquando do processo de trituração, como se pode observar na Figura 2.1.

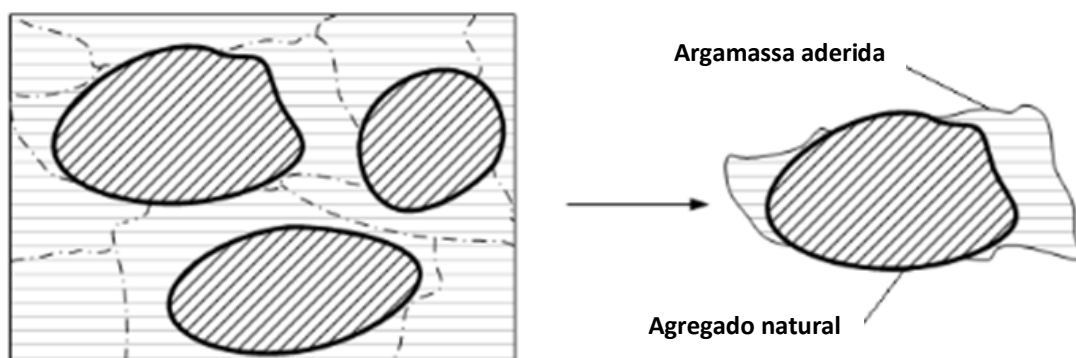


Figura 2.1 - Gênese dos agregados reciclados de betão (Pereira, 2010)

Neste capítulo, faz-se referência às seguintes propriedades: forma das partículas, absorção de água, massa volúmica e resistência à compressão das partículas de AGR, quando comparadas com os AGP. Segundo Brito (2005), a comparação directa entre as

propriedades de AGR e AGP apenas deve ser feita para AGR provenientes da trituração de elementos com AGP com a mesma origem do que os que servem de referência para a comparação, distinguindo-se assim somente pela pasta endurecida aderente.

2.2.2. Forma e textura das partículas

Segundo Brito (2005), citando Coutinho (1988), propriedades do betão como a compacidade, a trabalhabilidade e o ângulo de atrito interno são bastante afectadas pela forma dos agregados. Esta influência deve-se ao facto de os agregados se disporem de formas diferentes consoante a sua forma mais ou menos alongada. Por exemplo, partículas menos angulosas originam um ângulo de atrito interno inferior, levando a um melhor nível de trabalhabilidade e compacidade da mistura de betão.

Como se referiu, os AR são obtidos através de um processo de trituração, conduzindo a partículas britadas. Por outro lado, os AP podem ser britados ou rolados, apresentando os agregados rolados algumas vantagens para o comportamento do betão.

Gonçalves *et al.* (2001), citado por Brito (2005), constatou que a superfície dos AGR é mais rugosa e mais alongada do que a dos AGP, podendo contribuir para um aumento da resistência do betão. No entanto, o aumento da superfície específica conduz à redução da sua trabalhabilidade, devido ao aumento de absorção de água.

A forma das partículas pode ser caracterizada a partir de vários parâmetros (como o índice de forma, o índice volumétrico, o índice de achatamento, entre outros), sendo que, na campanha experimental desta dissertação, apenas se determina o índice de forma (SI) das partículas, com base na NP EN 933-4 (2002). Recorre-se ainda à *Technical guideline for recycled aggregate concrete in Hungary*, onde são estabelecidos valores limite para o SI: inferior a 40, nos betões C8/10 a C16/20, e inferior a 20 nos betões C20/25 ou de classe superior.

De forma ilustrativa, apresenta-se na Tabela 2.1 valores para o SI dos agregados grossos, obtidos em campanhas experimentais anteriores; estes valores mostram como os AGRB apresentam uma forma mais alongada, dado o valor do seu SI ser superior ao dos AGP.

Tabela 2.1 - Índice de forma de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores

Agregados	Índice de forma (%)		
	Brita 1	Brita 2	AGRB
Etxeberria et al. (2007)	-	-	25
Amorim (2008)	13,4	11,1	24,3
Vieira (2010)	18,3	14	22,3

2.2.1. Massa volúmica e baridade

Numa primeira fase, é importante distinguir os conceitos de massa volúmica e baridade. O conceito de massa volúmica de um corpo está associado à relação entre a massa das suas partículas e o seu volume, aplicando-se a cada partícula de agregado. Pelo contrário, a baridade refere-se ao conjunto de agregados, representando a sua massa por unidade de volume aparente.

Segundo Coutinho (1988), os dois conceitos referidos são uma medida indirecta da qualidade do betão, uma vez que o desempenho deste é tanto melhor quanto maior for a massa volúmica e a baridade dos agregados. A última propriedade referida depende, de acordo com Brito (2005), do grau de compactação, da curva granulométrica e da forma dos agregados, mas não do processo de trituração.

Brito (2005), referindo que a pasta endurecida dos AGR de betão tem uma massa volúmica bastante inferior à dos AGP originais, explica porque é que os AGR têm uma baridade inferior à dos AGP. Desta forma, conclui que a reduzida baridade apresentada pelos AGR, em relação aos AGP, influencia a resistência mecânica dos BAGR, mas sobretudo o seu módulo de elasticidade.

Na mesma ordem de ideias, Carrijo (2005) refere que a massa volúmica dos agregados reciclados influencia a resistência mecânica e o módulo de elasticidade dos BAR, diminuindo estes parâmetros (mas principalmente o segundo) quando a massa volúmica dos agregados diminui.

De forma ilustrativa, apresenta-se, nas Tabelas 2.2 e 2.3, valores de baridade e massa volúmica, respectivamente, de diferentes tipos de agregados grossos, obtidos em campanhas experimentais anteriores, comprovando o anteriormente referido.

Tabela 2.2 - Baridades de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores

Agregados	Baridade (kg/dm ³)		
	AGP		AGRB
	Brita 1	Brita 2	
Matias <i>et al.</i> (2005)	1,43		1,26
Amorim (2008)	1,44	1,46	1,17
Vieira (2010)	1,44	1,42	1,28

Tabela 2.3 - Massa volúmica de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores

Agregados	Massa volúmica (kg/dm ³)		
	Brita 1	Brita 2	AGRB
Ferreira (2007)	2,65	2,60	2,30
Gomes (2007)	2,59	2,57	2,35
Fonseca (2009)	2,57	2,51	2,31

2.2.2. Absorção de água

Pela mesma razão que os AGR têm uma massa volúmica menor do que os AGP (maior porosidade da pasta aderida ao agregado), é expectável que a absorção de água seja superior nos primeiros.

Segundo Brito (2005), também a superfície rugosa (aumento da superfície específica) e alongada dos AGR em relação aos AGP incrementa a absorção de água.

Desta forma, espera-se que a diferença entre a relação a/c aparente e efectiva dos BAGR seja maior (do que a dos BR), uma vez que a quantidade de água aparente, ou seja, a adicionada à mistura, representa a soma da água efectiva de hidratação do cimento com a água absorvida pelos AGR.

Este facto é comprovado pela Tabela 2.4 que representa os valores de absorção de água de AGP e AGR de outras campanhas experimentais realizadas no IST, onde os AGP têm uma taxa de absorção de água 4 a 6 vezes superior à dos AGR.

Por outro lado, existe um aspecto que deve ser destacado e que se prende com a absorção de água ao longo do tempo. Neste sentido, Ferreira (2007) e Fonseca (2009) constataram que cerca de 70% do potencial de absorção de água de AGRB tinha sido utilizado ao fim de um minuto e que, passados cinco minutos, sobrava apenas cerca de

10% do potencial referido, sendo a absorção de água cada vez menor e mais lenta com o avançar do tempo.

Tabela 2.4 - Absorção de água de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores

Agregados	Absorção de água (%)		
	Brita 1	Brita 2	AGRB
Ferreira (2007)	0,7	1,2	5,8
Fonseca (2009)	1,5	1,3	6,1
Vieira (2010)	1,3	1	6,7

Ferreira (2007) também verificou existir uma diferença no desempenho dos BAGR consoante o método de compensação utilizado para colmatar a excessiva absorção de água dos AGR. Assim, ao contrário do processo de compensação de pré-saturação dos agregados, quando se faz a compensação durante a amassadura, esta não será prejudicial ao desempenho dos betões, pelo que é aconselhável utilizar o segundo método referido.

2.2.3. Resistência mecânica

Quando se menciona o termo resistência mecânica, englobam-se os conceitos de resistência à compressão e de desgaste dos agregados, testados, respectivamente, através dos ensaios de esmagamento e desgaste de *Los Angeles*

Brito (2005), citando Coutinho (1988), refere que a resistência de betões de gama média / baixa não é influenciada pela resistência ao esmagamento dos agregados, uma vez que, em geral, não se utilizam rochas com tensão de rotura inferior a cerca de duas vezes a da pasta de cimento. No mesmo sentido, a resistência ao desgaste e abrasão dos AGR também não será relevante, dada a reduzida influência destes parâmetros na resistência de betões de gama média / baixa.

Ainda assim, refira-se, de acordo com Brito (2005), que as investigações realizadas neste âmbito mostram que os AGRB apresentam uma resistência ao esmagamento e ao desgaste inferior à dos AGP, devido às características da pasta endurecida, como se pode comprovar pela Tabela 2.5, onde os AGR apresentam uma maior percentagem de desgaste.

Tabela 2.5 - Desgaste de *Los Angeles* de AGP e AGRB obtidos em campanhas experimentais anteriores

Agregados	Índice de desgaste de Los Angeles (%)		
	AGP		AGRB
	Brita 1	Brita 2	
Movassaghi (2006)	11		34,3
Gomes (2007)	28,5		38,0
Vieira (2010)	29,4	30,7	42,7

2.3. Propriedades dos betões com agregados grossos reciclados de betão

2.3.1. Considerações iniciais

Após uma breve análise sobre as diferenças entre os AGRB e os AGP, facilmente se conclui que os BAGRB também apresentarão algumas diferenças de comportamento em relação aos BR.

Desta forma, o presente subcapítulo tem como objectivo apresentar as diferenças entre os betões referidos, sendo que apenas se irá tratar das propriedades que se considerem mais relevantes para a presente dissertação. Assim, numa primeira fase, são apresentadas as propriedades no estado fresco dos BAGRB (massa volúmica e trabalhabilidade) e, posteriormente, as suas propriedades no estado endurecido (resistência à compressão, resistência à tracção e módulo de elasticidade).

A comparação entre os betões de agregados reciclados e naturais apenas poderá ser elucidativa se se reduzir, ao mínimo, as características em que estes diferem. Neste sentido, Brito (2005) refere que a curva granulométrica dos agregados e a trabalhabilidade dos betões (afectada, no caso dos BAGR, pela maior absorção de água dos AGR - com as consequências referidas) devem ser idênticas, uma vez que estas podem afectar o desempenho dos betões. Recorde-se ainda que os agregados deverão ter a mesma origem, distinguindo-se apenas pela pasta endurecida aderida aos agregados reciclados.

2.3.2. Propriedades no estado fresco

2.3.2.1. Massa volúmica

Segundo Brito (2005), o conceito de massa volúmica do betão está directamente ligado à massa volúmica dos seus constituintes e ao grau de compactação dos betões. Assim, considerando o mesmo grau de compactação dos betões, uma vez que os AGRB, em

relação aos AGP, têm uma massa volúmica menor, é expectável que a massa volúmica dos BAGR seja também inferior. Para além disso, dada a superfície bastante irregular dos AGRB, é normal que exista uma maior criação de vazios em seu redor, o que pode contribuir para uma diminuição da massa volúmica dos BAGRB.

Na Figura 2.2 são apresentados os resultados obtidos por Gomes (2007), Ferreira (2007) e Fonseca (2009), para a massa volúmica do betão fresco, sendo evidente a sua diminuição com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB.

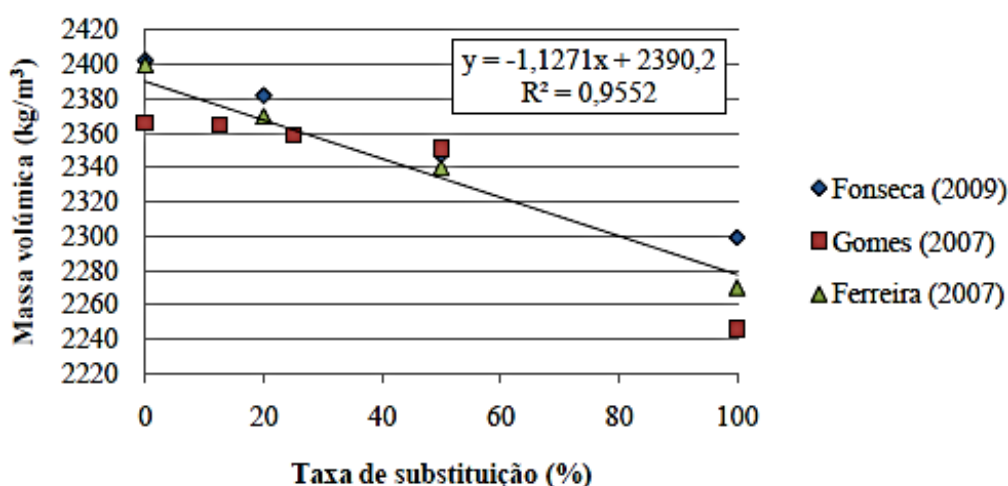


Figura 2.2 - Massa volúmica do betão fresco em função da taxa de substituição de AGP por AGRB (Vi-eira, 2010)

Da mesma forma, quanto maior for a taxa de substituição de AGRB por AGP e maior a diferença entre a massa volúmica daqueles agregados, maior será a diferença de massa volúmica dos respectivos betões no estado fresco.

Apresenta-se, na Figura 2.3, a relação entre a massa volúmica do betão no estado fresco e a massa volúmica dos agregados, obtida por Leite (2001), comprovando o referido.

Ao analisar a figura referida, percebe-se ainda que a relação a/c é também um factor que intervém na propriedade tratada, dando-se um aumento da massa volúmica do betão quando a relação a/c diminui.

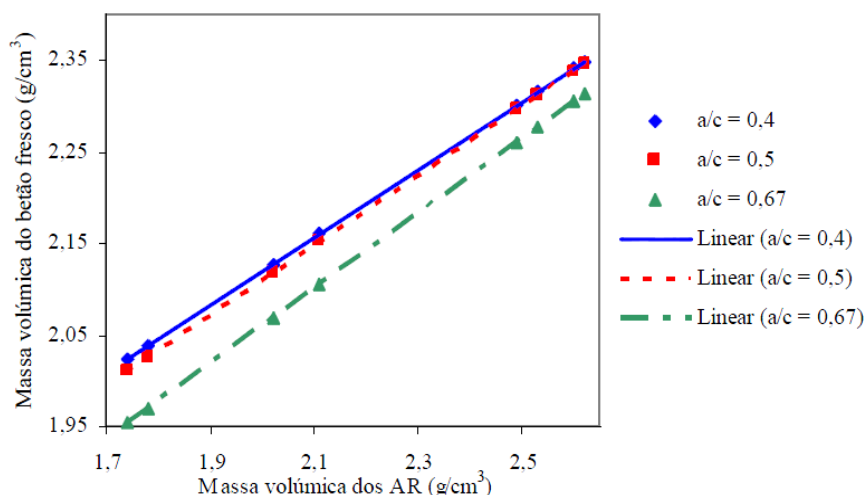


Figura 2.3 - Relação entre a massa volúmica dos AR e a mesma propriedade do betão fresco (Leite (2001) citado por Robles (2007))

2.3.2.2. Trabalhabilidade

A trabalhabilidade está intimamente ligada à absorção de água por parte dos constituintes do betão. Desta forma, segundo Brito (2005), a incorporação de AGRB em betões corresponderá, para a mesma relação a/c aparente e posologia do betão, a uma menor trabalhabilidade. Este facto deve-se essencialmente à maior rugosidade e absorção de água dos AGRB face aos AGP.

Desta forma, a trabalhabilidade diminuirá para um aumento da taxa de substituição de AP por AR. São apresentados, na Figura 2.4, os resultados do ensaio de abaixamento (utilizado para medir a trabalhabilidade de um betão) realizado por Leite (2001). O valor de abaixamento será tanto maior quanto melhor a trabalhabilidade de um betão.

Como referido, para colmatar a diminuição da trabalhabilidade, recorre-se a métodos de compensação de água, sendo que o mais eficaz corresponde à adição de água aquando do processo de amassadura da mistura. Dado o aumento da relação a/c efectiva, tal como Brito (2005) refere, este processo tem consequências negativas no desempenho do betão, ao nível da sua resistência mecânica e da durabilidade.

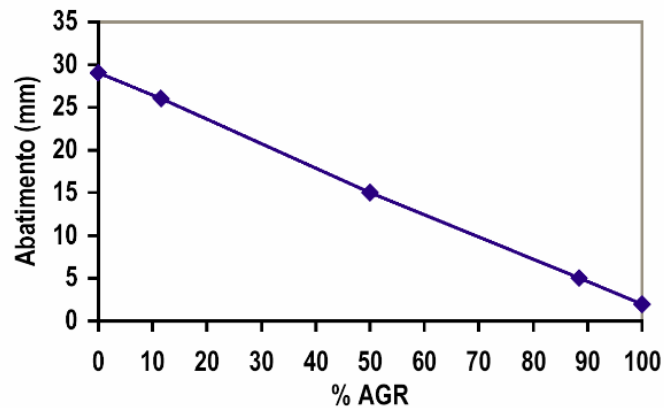


Figura 2.4 - Relação entre a taxa de substituição de AGR e o abaixamento do betão no estado fresco (Leite (2001) citado por Robles (2007))

2.3.3. Propriedades no estado endurecido

2.3.3.1. Resistência à compressão

A resistência à compressão é um dos parâmetros dos betões que tem sido estudado com maior incidência. Percebe-se a sua importância uma vez que o betão estrutural tem como principal objectivo resistir a esforços de compressão.

Brito (2005) refere que, para um betão de classe de resistência média / baixa, cujos agregados grossos não tenham uma resistência ou massa volúmica muito mais reduzida do que é corrente, a substituição de AGP por AGRB conduzirá a betões com resistências muito semelhantes às obtidas no BR (desde que se mantenha a curva granulométrica dos agregados e a trabalhabilidade do betão), sendo tanto mais assim quanto menor for a taxa de substituição de AGP por AGRB.

De acordo com Leite (2001), os AGRB (em relação aos AGP), devido à sua maior rugosidade, que conduz a uma maior aderência entre estes e a matriz cimentícia, bem como a uma porosidade superior, aumentam a rigidez da pasta, o que poderá levar ao aumento da resistência à compressão do betão.

Por outro lado, Sanchez (2004) realça que, enquanto nos BR apenas existe uma interface de ligação na mistura (matriz cimentícia-agregado), nos BAGRB existe também a ligação pasta-agregado natural (que origina os AGRB), o que poderá enfraquecer a resistência dos BAGRB.

Na Figura 2.5, são apresentados os valores da resistência à compressão aos 28 dias ($f_{cm,28}$) obtidos em campanhas anteriores. Da análise da figura referida, pode-se concluir que, geralmente, os BAGRB apresentam resistência à compressão inferior à dos BR, sendo tanto mais assim quanto maior for a taxa de substituição de AGP por AGRB, embora essa diferença seja, na maioria dos casos, reduzida. Note-se que esta análise é feita tendo em conta os valores médios, podendo perder efeito, em alguns casos, se se tiver em conta os resultados do desvio padrão da grandeza estudada. Deste modo, parece confirmar-se que a incorporação de AGRB no betão conduz, de forma geral, a resistências semelhantes à dos BR, sendo tanto mais assim quanto menor for a taxa de substituição de AGP por AGRB, tal como refere Brito (2005).

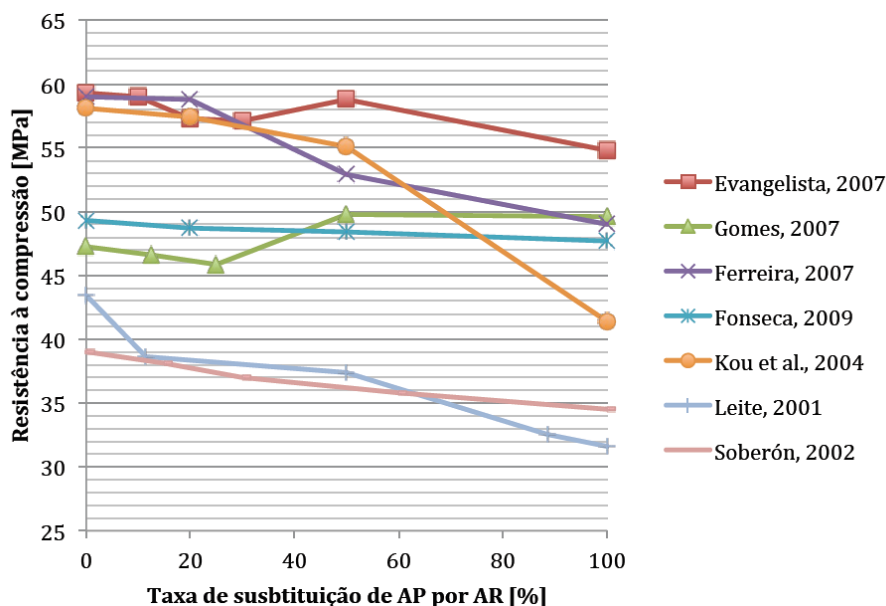


Figura 2.5 - Resistência à compressão dos diferentes tipos de betão obtidas em campanhas experimentais anteriores (Guerra, 2013)

2.3.3.1. Resistência à tracção

A resistência à tracção de um betão é um parâmetro que se reflecte sobretudo na avaliação da resposta de uma estrutura aos estados limite de utilização, particularmente no que diz respeito à fendilhação e deformação.

Independentemente do ensaio a que se recorre para quantificar a resistência à tracção (por flexão ou compressão diametral), esta propriedade é essencialmente afectada pela dosagem de cimento (aumentando com esta), pela relação água / cimento (dimi-

nuindo quando esta aumenta) e pelas características do agregado, nomeadamente a rugosidade e angulosidade da sua superfície e a tensão de rotura à tracção (Coutinho, 1988; Brito, 2005).

À semelhança da resistência à compressão, espera-se que a resistência à tracção dos BAGRB diminua com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB, atribuindo-se este comportamento à menor resistência à tracção dos segundos, a qual, por sua vez, se deve à argamassa aderida. Apesar disso, a superfície mais rugosa e angulosa dos AGRB, em relação aos AGP, contribui de forma benéfica para a propriedade tratada.

No entanto, conforme Brito (2005) refere, o aumento da relação a/c efectiva para compensar a perda de trabalhabilidade, causada pela maior absorção de água dos AGRB, será o maior responsável pela diminuição da resistência à tracção, caso esta ocorra.

À semelhança do sucedido com a resistência à compressão, não existem resultados que determinem inequivocamente qual o valor da diminuição da resistência à tracção do betão com a incorporação de AGRB relativamente aos AGP. Constata-se apenas que a resistência à tracção de BAGRB é semelhante à dos BR, como se mostra na Figura 2.6.

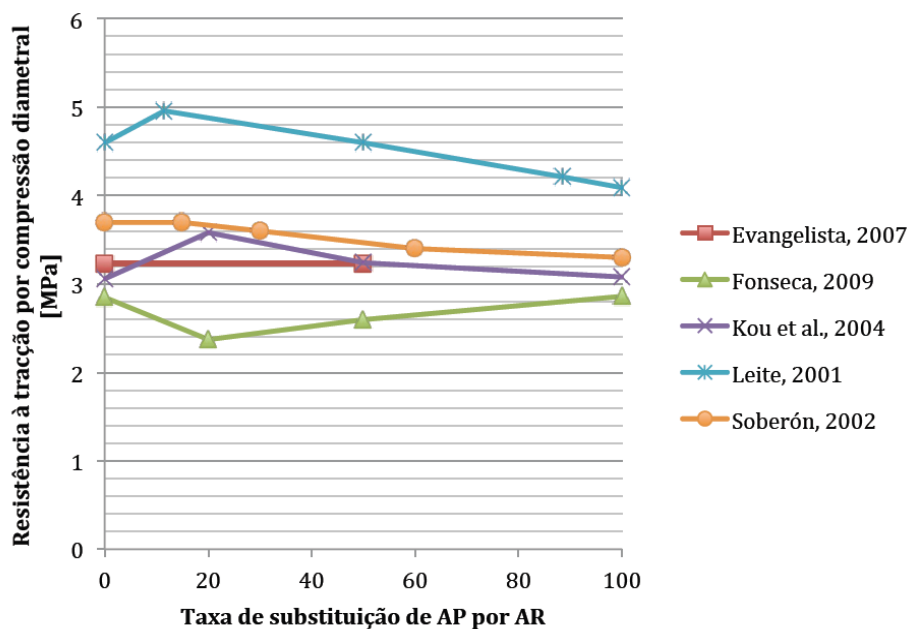


Figura 2.6 - Resistência à tracção dos diferentes tipos de betão obtidos em campanhas experimentais anteriores (Guerra, 2013)

2.3.3.2. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma propriedade essencial no dimensionamento de estruturas, sendo ainda mais relevante quando se trata de estruturas condicionadas pelas deformações (estados limite de utilização), uma vez que este parâmetro mede a deformabilidade do betão.

Segundo Coutinho (1988), este parâmetro é afectado pela pasta de cimento, pelos agregados (independentemente da fracção) e pelas ligações que se estabelecem entre eles.

Os estudos realizados mostram uma redução do módulo de elasticidade dos BAGR face aos respectivos BR. Brito (2005) explica que essa redução se deve à redução da rigidez dos AGR (devido à presença da pasta endurecida, que é mais deformável do que o material pétreo) e à maior deformabilidade da pasta de cimento e finos (causada pelo aumento da relação água / cimento necessário para a obtenção de uma boa trabalhabilidade). Assim, essa diminuição será tanto mais acentuada quanto maior for a taxa de substituição de AGP por AGR e a relação água / cimento.

Na Figura 2.7 são apresentados os valores de módulo de elasticidade aos 28 dias para diferentes taxas de incorporação de AGRB (0, 20, 25, 50 e 100%) de várias campanhas experimentais.

Em todos os casos, a diminuição do módulo de elasticidade com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB é evidente. Note-se, no entanto, que a diminuição é menor no caso de Guerra (2013) e Soares (2014). Analisando os vários estudos, conclui-se que essa diferença poderá estar relacionada com a relação água / cimento efectiva utilizada, como mostra a Tabela 2.6. A explicação para este facto está relacionada com a influência dos vários constituintes (consoante a sua qualidade) e o encaminhamento das cargas. Neste caso, quanto menor for a qualidade da pasta de cimento (ou seja, maior relação água / cimento efectiva), menor será a influência da substituição de AGP por AGRB, uma vez que a pasta ganha preponderância no comportamento global da estrutura. Assim, a qualidade do agregado perde importância no comportamento global da estrutura da argamassa de betão.

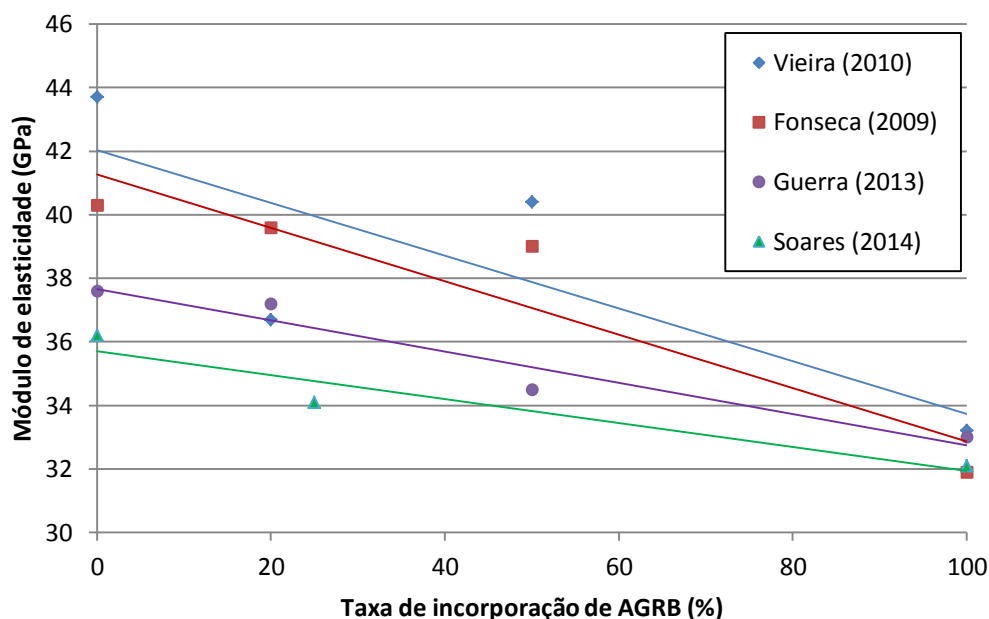


Figura 2.7 - Módulo de elasticidade dos diferentes tipos de betão obtidos em campanhas experimentais anteriores

Tabela 2.6 - Relação entre E_{BR}/E_{B100} e a relação a/c efectiva em campanhas experimentais anteriores

	Soares (2014)	Guerra (2013)	Vieira (2010)	Fonseca (2009)
E_{BR} (GPa)	36,2	37,6	43,7	40,3
E_{B100} (GPa)	32,1	33	33,2	31,9
E_{B100} / E_{BR} (%)	88,7%	87,8%	76,0%	79,2%
Relação A/C efectiva	0,52	0,52	0,43	0,43

2.4. Fenómeno do punçoamento em lajes

2.4.1. Considerações iniciais

Neste subcapítulo, é revisto o fenómeno do punçoamento em lajes de betão armado. Neste sentido, começa-se por apresentar e explicar o mecanismo de rotura ao punçoamento em lajes. Posteriormente, apresenta-se as normas e recomendações internacionais que têm sido publicadas no sentido de prever a resistência ao punçoamento de lajes sem armadura específica. São abordados os regulamentos internacionais mais utilizados, como o *Eurocódigo 2* (EC2 - regulamento europeu) e o *ACI 318-11* (norte-americano). Por último, apresenta-se alguns estudos experimentais realizados sobre este fenómeno em lajes de betão e em lajes de BAGRB, onde são referidos os procedimentos e os modelos experimentais utilizados.

2.4.2. Mecanismo de rotura do punçoamento

A aplicação de uma carga concentrada pode levar à rotura repentina por corte no contorno da área carregada. Este fenómeno denomina-se de rotura por punçoamento e está associado à presença de elevadas tensões no betão, acontecendo normalmente nas ligações laje-pilar, em lajes fungiformes, mas também nas fundações, nomeadamente nas ligações pilar-sapata.

No caso das lajes fungiformes, as elevadas tensões que ocorrem devido à transmissão de forças e momentos entre a laje e o pilar levam à formação de uma superfície troncocónica que, ao separar-se do resto da laje, conduz à rotura nesta zona (Figura 2.8).

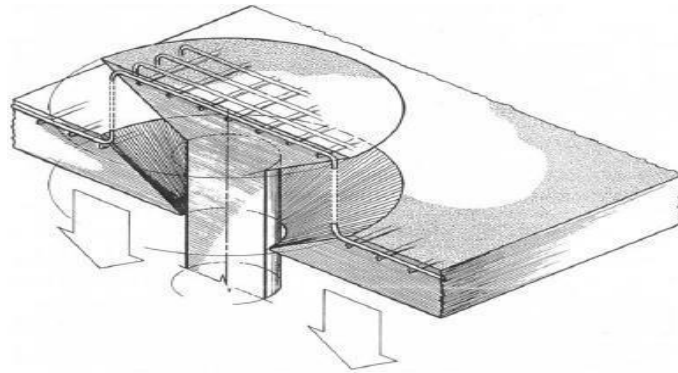


Figura 2.8 - Esquema de rotura ao punçoamento (Menétrey, 1996)

No caso das fundações, a actuação de uma carga concentrada sobre uma superfície pequena conduz a um mecanismo idêntico, ainda que os planos de rotura da superfície troncocónica ocorram de forma invertida.

Este é um mecanismo de colapso local associado a uma rotura frágil, ocorrendo sem aviso prévio. Embora se trate de um mecanismo de rotura local, pode originar a rotura global da estrutura, porque, deixando de existir um elemento de suporte, irá ocorrer um aumento da carga nos restantes pilares, levando ao colapso progressivo destes.

Na Figura 2.9, apresenta-se o comportamento geral força vs. deslocamento de lajes ensaiadas ao punçoamento resumido por Holanda (2002), podendo-se identificar quatro fases diferentes. Na primeira, uma vez que o betão ainda não fendilhou, a estrutura apresenta um comportamento elástico-linear (o deslocamento é proporcional à força

aplicada). Na segunda fase, com o aparecimento de fendas tangenciais ao pilar na face superior da laje (Figura 2.10), a rigidez da laje começa a diminuir (característica que advém de o betão fendilhar). A curvatura da laje começa a ser acentuada, aparecendo fendas radiais junto ao perímetro do pilar (Figura 2.10). Na terceira fase, a rigidez da laje continua a diminuir, sendo que as fendas radiais formadas se tornam cada vez maiores. Nesta fase, surgem fendas com uma inclinação entre 25° e 35° que atravessam toda a espessura da laje, denominadas por fendas de corte (Figura 2.10), o que conduz ao aparecimento de fendas na face inferior da laje. O aumento da carga começa a ser suportado apenas pela armadura longitudinal de flexão, atingindo-se a carga última de punção. Por último, na quarta fase, há uma quebra da rigidez da laje, ficando esta ligada pela armadura de flexão ao elemento troncocónico referido anteriormente. Esta fase representa o comportamento pós-rotura.

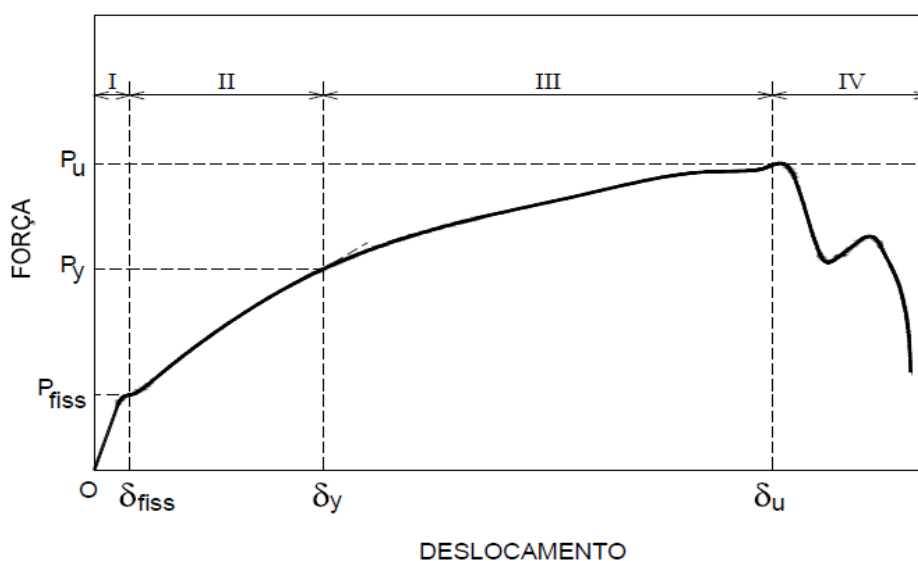


Figura 2.9 - Comportamento geral de lajes ensaiadas ao punção (Holanda, 2002)

A Figura 2.11 ilustra o mecanismo de resistência ao punção, representando as três forças que equilibram a força de punção: (1) compressão radial; (2) força de atrito entre os agregados na fenda de corte; (3) efeito de ferrolho (pela armadura de flexão).

Com base no referido, Ramos e Lúcio (2006) apresentam os parâmetros que influenciam a resistência ao punção: quantidade de armadura de flexão que passa na fenda de corte (influencia o efeito de ferrolho, por exemplo); resistência à tracção do betão (relevante devido ao atrito entre agregados na fenda de corte); efeito de escala -

dimensão relativa entre os agregados e a altura útil da laje (pela mesma razão do parâmetro anterior); resistência à compressão dos betões; e, caso existam, a resistência das armaduras transversais que passam na fenda de corte.

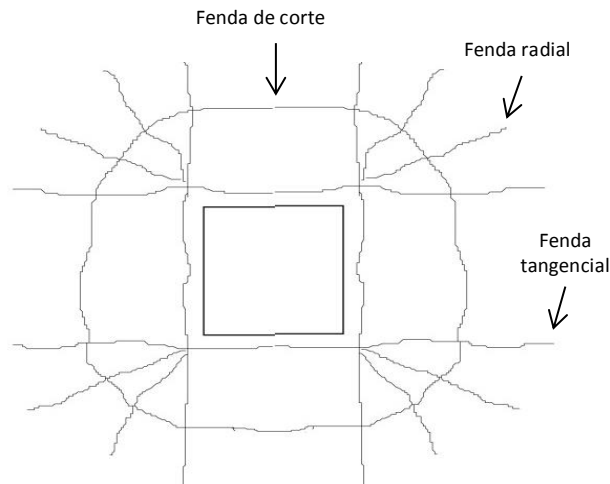


Figura 2.10 - Representação das fendas na face superior da ligação pilar-laje (adaptado de Ramos e Lúcio, 2006)

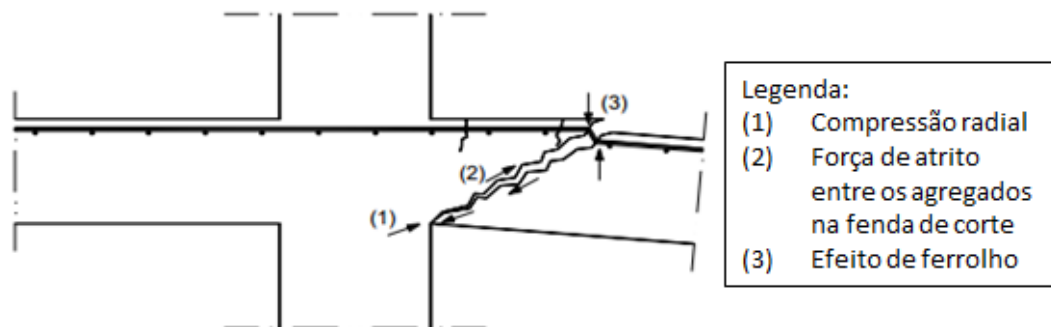


Figura 2.11 - Mecanismo de resistência ao punçoamento (adaptado de Marchão e Appleton, 2012)

2.4.3. Normas e recomendações

2.4.3.1. Considerações iniciais

Este capítulo tem como objectivo principal a apresentação das diferentes abordagens ao cálculo da carga resistente ao punçoamento. Ao contrário da resistência à compressão do betão, nem todos os regulamentos têm em conta a armadura de flexão ou o efeito de escala das dimensões da laje. Refere-se, no entanto, que, na sua maioria (se não mesmo todos), os regulamentos se baseiam no conceito da superfície crítica.

Segundo Afonso (2010), o conceito da superfície crítica surgiu em 1913, quando Talbot *et al.* (1913), baseando-se em ensaios efectuados na Universidade de Illinois, propuseram que a secção de controlo se encontra a uma distância d (altura útil da laje) da área carregada. Estes autores consideram que a tensão de corte resistente se distribui de forma constante na espessura da laje, sendo o seu valor aproximadamente igual ao da tensão resistente ao corte em vigas sem armaduras específicas para o efeito e dado pela seguinte expressão (2.1):

$$\tau_c = \frac{P}{4 \times (c + 2d) \times z} \quad (2.1)$$

em que,

- P - força de punçoamento actuante (kN);
- c - lado do pilar quadrado onde actua a força P (m);
- z - braço das forças internas (m).

Refira-se que, ao longo dos anos, foram feitas várias alterações neste modelo, particularmente no que se refere à influência da armadura de flexão, à própria definição da superfície de controlo e ainda à distribuição de tensões na espessura da laje.

Segundo Menétrey (1996), a simplicidade e facilidade de aplicação das fórmulas utilizadas neste método faz com que a maioria dos regulamentos actualmente em vigor o utilize na previsão do cálculo da carga de rotura por punçoamento.

Nos subcapítulos que se seguem, apenas são apresentadas as fórmulas de cálculo da resistência ao punçoamento de lajes sem armadura específica de punçoamento, não se fazendo referência às expressões utilizadas para as lajes pré-esforçadas ou com armadura específica de punçoamento, por não serem relevantes para a presente dissertação.

2.4.3.2. Eurocódigo 2 (EC2 2004)

O cálculo da resistência ao punçoamento de lajes de betão sem armadura específica de punçoamento é baseado em formulações empíricas desenvolvidas para a previsão desta carga em vigas. A adaptação destas formulações para a previsão da carga de punço-

amento em lajes é feita através do perímetro de controlo, pelo que esses testes se adaptam de forma correcta ao propósito que agora se refere.

Neste regulamento, para além da resistência à compressão, é tida em conta a quantidade de armadura longitudinal superior nas duas direcções na zona do pilar e o efeito de escala da espessura da laje, resultando a seguinte expressão (2.2) para a determinação do valor de cálculo da carga resistente de punçoamento em lajes sem armadura específica ($V_{Rd,c}$):

$$V_{Rd,c} [kN] = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u \cdot d \geq 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2.2)$$

em que,

- d - altura útil da laje, dada pela média entre as alturas úteis da armadura nas direcções x e y (mm);
- f_{ck} - valor característico da resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos (MPa);
- $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, onde γ_c é o coeficiente de segurança das propriedades do betão (1,5);
- $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0,02$, onde $\rho_{l,x}$ e $\rho_{l,y}$ representam, respectivamente, a percentagem de armadura longitudinal superior nas direcções x e y na região do pilar, numa largura de laje igual à dimensão do pilar acrescida de $3d$ para cada lado do pilar;
- u - perímetro de controlo na região do pilar, que se apresenta na Figura 2.12 (m).

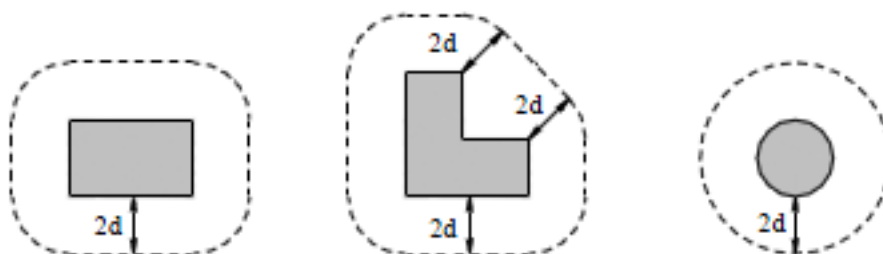


Figura 2.12 - Esquemas do perímetro de controlo utilizado pelo EC2 para diferentes geometrias de pilares - adaptado de Rodrigues (2011)

2.4.3.3. ACI 318-11 (2011)

A previsão do valor de cálculo da carga resistente por punçoamento através do ACI 318-11 é bastante mais simples do que o estipulado pelo EC2 (2004), sendo calculada pela seguinte expressão (2.3) para lajes sem pré-esforço e sem armadura de punçoamento:

$$V_{Rd,c} [kN] = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d}{12} \gamma_c \\ \left(2 + \frac{\alpha_s d}{u}\right) \frac{\sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d}{12} \gamma_c \\ \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d \cdot \gamma_c \end{array} \right. \quad (2.3)$$

em que,

- d - altura útil da laje (mm);
- f_{ck} - valor característico da resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos (≤ 35 MPa) (MPa);
- β_c - quociente entre o lado maior e o lado menor do pilar;
- γ_c - coeficiente de segurança das propriedades do betão (0,75);
- α_s - coeficiente dependente da geometria do pilar, tomando o valor de 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordo e 20 para pilares de canto;
- u - perímetro de controlo na região do pilar, que se apresenta na Figura 2.13 (m).

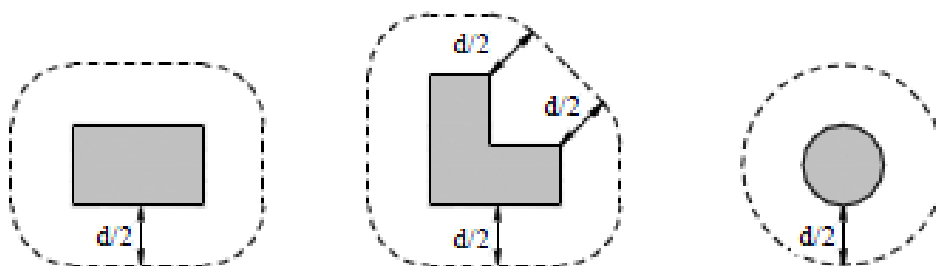


Figura 2.13 - Esquemas do perímetro de controlo utilizado pelo ACI 318-11 para diferentes geometrias de pilares - adaptado de Rodrigues (2011)

2.4.4. Estudos experimentais realizados em lajes de betão

Ao longo dos anos, têm sido realizados vários estudos experimentais relativos ao problema do punçoamento em lajes. Neste trabalho, interessa fundamentalmente apresentar os procedimentos e modelos utilizados nessas campanhas. Apresenta-se tam-

bém, quando possível, a comparação feita pelos autores entre o resultado teórico da resistência ao punçoamento de lajes (calculado através das normas e recomendações referidas) e os resultados experimentais obtidos.

2.4.4.1. Ramos *et al.* (2011)

Este subcapítulo tem como objectivo apresentar o trabalho de pesquisa sobre punçoamento que tem vindo a ser desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Apresenta-se, assim, os resultados experimentais obtidos em modelos de lajes de betão armado pré-esforçado, com armadura de punçoamento, que serviram de referência ao estudo da influência das diferentes componentes de pré-esforço (compressão, forças de desvio e reforço) e de armadura de punçoamento. Estes resultados experimentais serão comparados com os resultados esperados obtidos através do EC2 (2004) e do ACI 318-08 (2008).

A campanha experimental desenvolvida foi composta por quatro grupos diferentes de modelos (consoante o parâmetro em estudo, nomeadamente o seu efeito na carga de punçoamento), sendo que as dimensões das lajes eram 2300 x 2300 mm (variando a sua espessura entre 100 e 120 mm) e 1800 x 1800 x 120 mm para testar a influência, respectivamente, do pré-esforço e da armadura de punçoamento.

A armadura longitudinal inferior utilizada foram varões de 6 mm espaçados de 200 mm, sendo que a superior foi variando. Na Tabela 2.7, são apresentadas, juntamente com os resultados experimentais, as características das lajes de referência dos modelos utilizados.

Em todos os modelos, a carga foi aplicada por um macaco hidráulico colocado por baixo da laje, através de uma placa metálica quadrada com 200 mm de lado colocada no centro da laje. Existiam oito pontos em redor dessa placa metálica que estavam fixos ao piso do laboratório por varões de aço e vigas de distribuição, como se ilustra na Figura 2.14.

Na Tabela 2.7 apresenta-se a comparação dos valores esperados e experimentais da resistência ao punçoamento para as lajes de referência (sem armadura de punçoamento ou pré-esforço), sendo que os restantes modelos caem fora do âmbito do presente

trabalho. Analisando a tabela referida, pode-se verificar que o ACI 318-08 é demasiado conservativo na estimativa da carga de punção. Por sua vez, o EC2 fornece valores bastante próximos dos experimentais.

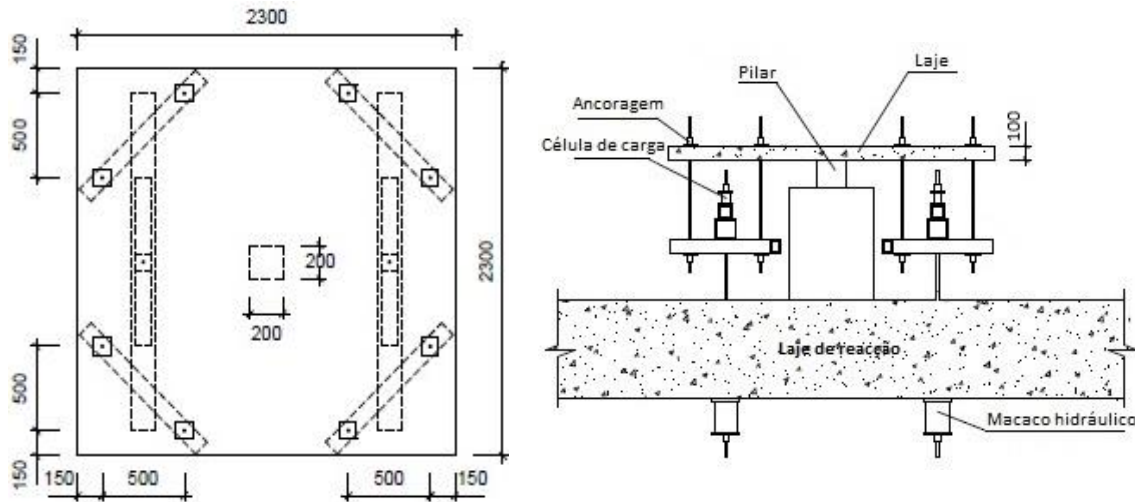


Figura 2.14 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Ramos *et al.* (2011)

Tabela 2.7 - Características e resultados experimentais obtidos para as lajes de referência na campanha de Ramos *et al.* (2011)

Modelo	h (mm)	d (mm)	ρ_l (%)	$f_{cm,cube}$ (MPa)	V_{exp} (kN)	Código	V_{Rm} (kN)	V_{exp}/V_{Rm}
AR2	100	80	1,6	48,9	258	EC2	270	0,96
						ACI 318-08	187	1,38
AR9	100	82	1,6	46,4	251	EC2	273	0,92
						ACI 318-08	187	1,34
DF1	100	69	1,9	31,0	191	EC2	203	0,94
						ACI 318-08	138	1,38
DF4	120	88	1,2	24,7	199	EC2	217	0,92
						ACI 318-08	168	1,18
ID1	120	87	1,2	49,2	269	EC2	270	1,00
						ACI 318-08	209	1,29

2.4.4.2. Azevedo (1999)

Este trabalho teve como objectivo investigar o comportamento resistente de lajes fungiformes de betão armado, analisando as possibilidades de melhoria de desempenho em relação ao fenómeno de punção, através da utilização de betão de alta resistência, reforço com fibras de aço e uso de armaduras transversais de punção. Foram realizados ensaios em modelos de laje fungiforme que representam a ligação laje-pilar para o caso do pilar interno.

Azevedo (1999) realizou ensaios sobre 12 modelos de laje quadrada com 1160 mm de lado e 100 mm de espessura. O autor dividiu os ensaios em duas séries, A e B, consoante se tratava de betões de baixa (OSC) ou alta resistência (HSC), respectivamente. Dos seis modelos de cada série, três tinham armadura transversal de punçoamento. O autor fez variar também a taxa de incorporação de fibras. Este autor realizou ainda ensaios a seis segmentos de laje com dimensões de 1160 mm de comprimento, 330 mm de largura e 100 mm de altura, sendo que três deles eram de betão de baixa resistência e os restantes de betão de alta resistência. No entanto, estes modelos não são relevantes para o caso de estudo pelo que os respectivos resultados não serão apresentados. Na Tabela 9 resume-se, juntamente com os resultados experimentais, as características dos modelos ensaiados.

De forma simplificada, as armaduras longitudinais foram, para a face inferior, varões de 10 mm espaçados de 56 mm e, para a face superior, varões de 5 mm espaçados de 140 mm. Em ambos os casos, esta foi a armadura utilizada nas duas direcções. Em alguns casos, recorreu-se também à utilização de armaduras transversais.

O sistema de ensaio utilizado (à semelhança do sistema de ensaios de Vargas (1997) e Holanda (2002)) é constituído por um quadro de vigas de aço formando um quadrado de 1160 mm de lado e reforços nos cantos, apoiado em blocos de betão. Esta disposição teve como objectivo definir uma linha de apoio poligonal, mais próxima da circunferência, colocando os apoios nos vértices dessa linha (Figura 2.15).

A aplicação da carga foi realizada por um macaco hidráulico, de cima para baixo, e foi transmitida através de uma placa quadrada de aço de 80 mm de lado e 37 mm de espessura, posicionada no centro da laje (Figura 2.16). A carga foi aplicada com controlo de deslocamento, em termos da velocidade de deslocamento do pistão. Assim, obteve-se a curva força vs. deslocamento que permitiu a avaliação da energia absorvida.

No início do ensaio, a laje foi carregada até aproximadamente 15% do valor da carga de rotura, com o intuito de “acomodar” o sistema de ensaio. Para os modelos de laje ensaiados, recorreu-se a extensómetros de resistência eléctrica para a medição das deformações nas armaduras de flexão. Foram utilizados extensómetros também para a medição

das deformações da armadura transversal. Foram ainda utilizados transdutores de deslocamento no centro da laje, com a finalidade de medir as flechas, e ao longo dos apoios em forma de octógono para verificação dos deslocamentos nestes pontos.

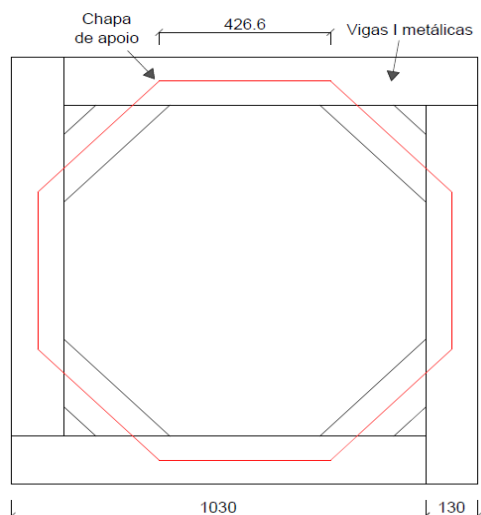


Figura 2.15 - Planta da disposição dos apoios do sistema de ensaio das lajes de Azevedo (1999)

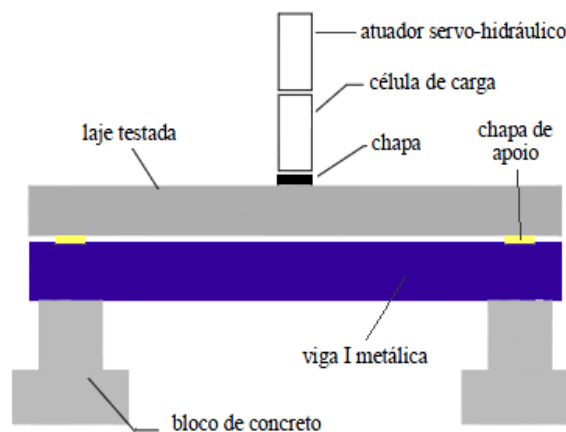


Figura 2.16 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Azevedo (1999)

São apresentados, na Tabela 9, os resultados obtidos pelo autor no que diz respeito à capacidade resistente da laje e ao modo de rotura. Pode-se verificar que todos os modelos de laje ensaiados sem armadura transversal romperam por punçoamento, sendo apenas esses os modelos que se revelam importantes analisar para o presente trabalho.

A análise comparativa realizada pelo autor entre o valor teórico e o valor experimental da carga de rotura por punçoamento não se mostra relevante para o trabalho em questão, uma vez que os regulamentos utilizados já se encontram bastante desactualizados.

2.4.4.1. Guandalini *et al.* (2009)

Este trabalho, desenvolvido no Laboratório de Betão Estrutural da Escola Politécnica Federal de Lausana (EPFL), teve como objectivo investigar o comportamento resistente de lajes fungiformes de betão armado sem armadura específica de punçoamento, analisando-se a influência da percentagem de armadura longitudinal, da espessura da laje e da máxima dimensão dos agregados constituintes do betão.

Foram ensaiados 11 modelos de laje quadrada, correspondendo as medidas a uma

relação l/h de 27. Os bordos da laje foram definidos com base na distância do pilar até ao local onde os momentos radiais são nulos, ou seja, a aproximadamente $0,22 l$ (r_q) (Figura 2.17). Desta forma, a largura do modelo da laje corresponde a 44% do vão que se pretende simular.

Tabela 2.8 - Características e resultados experimentais obtidos na campanha de Azevedo (1999)

Modelo	f_c (MPa)	A_{sw}	V_f (%)	P_u	Rotura
OSC.S1	43,73	-	0	176,48	Punçoamento
OSC.S2	46,42	-	0,75	191,96	Punçoamento
OSC.S3	30,80	-	1,5	197,61	Punçoamento
OSC.S4	38,84	A_{sw}	0	270,44	Punçoamento
OSC.S5	37,02	A_{sw}	0,75	292,79	Flexão
OSC.S6	39,72	A_{sw}	1,5	329,56	Flexão
HSC.S1	86,65	-	0	190,72	Punçoamento
HSC.S2	81,85	-	0,75	206,81	Punçoamento
HSC.S3	79,30	-	1,5	293,93	Punçoamento
HSC.S4	82,74	A_{sw}	0	293,35	Punçoamento
HSC.S5	73,49	A_{sw}	0,75	388,67	Flexão
HSC.S6	71,46	A_{sw}	1,5	439,07	Flexão

A_{sw} - laje com armadura de punçoamento

V_f (%) - volume de fibras, calculadas através do peso específico do aço vezes a percentagem de fibras no betão

Na Tabela 2.9, são apresentadas as principais características dos 11 modelos ensaiados. Assim, apresentam-se as dimensões das lajes e a respectiva altura útil (d), a resistência à compressão dos betões (f_c), a dimensão máxima dos agregados (d_a), o esquema das armaduras, a percentagem de armadura longitudinal superior (ρ) e as respectivas tensão de cedência (f_{sy}) e tensão última (f_{su}) do aço. Dos parâmetros apresentados, destaca-se a variação dos seguintes:

- dimensões da laje: 6 lajes com as dimensões de referência (3000 mm x 3000 mm x 250 mm); 1 laje com o dobro das dimensões da laje de referência (6000 mm x 6000 mm x 500 mm); e 4 lajes com metade das dimensões de referência (1500 mm x 1500 mm x 125 mm); refira-se que a laje com o dobro das dimensões de referência é das maiores alguma vez ensaiadas;
- percentagem de armadura longitudinal superior entre 0.22 e 1.5%; a armadura de compressão longitudinal foi de 0.22% para todas as lajes, exceptuando as lajes com metade das dimensões de referência;

- máxima dimensão dos agregados: 16 mm para todas as lajes, exceptuando os modelos PG4 e PG5, em que aquele valor foi 4 mm.

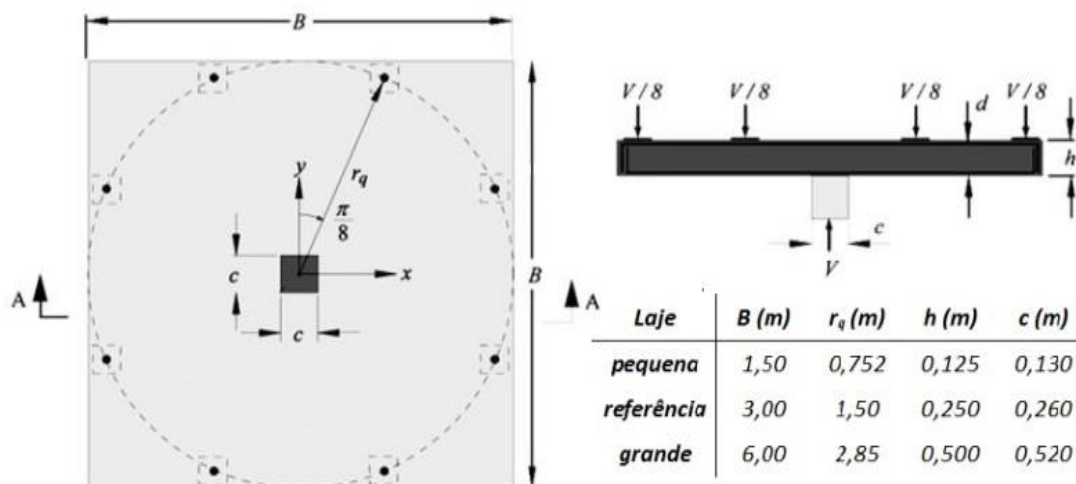


Figura 2.17 - Esquema de geometria das lajes da campanha experimental de Guandalini *et al.* (2009)

Tabela 2.9 - Características dos modelos de lajes ensaiados por Guandalini *et al.* (2009)

Modelos		Betão			Armaduras			
		d (m)	f_c (MPa)	d_a (mm)	Esquema (mm)	ρ (%)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
Laje de referência (3 x 3 x 0,25 m ³)	PG1	0,210	27,6	16	ϕ 20//100	1,50	573	656
	PG2		40,5		ϕ 10//150	0,25	552	612
	PG4		32,2	4	ϕ 10//150	0,25	541	603
	PG5		29,3		ϕ 10//115	0,33	555	659
	PG10		28,5	16	ϕ 10//115	0,33	577	648
	PG11		31,5		ϕ 16//145	0,75	570	684
Laje grande (6 x 6 x 0,50 m ³)	PG3	0,456	32,4	16	ϕ 16//135	0,33	520	607
Laje pequena (1,5 x 1,5 x 0,125 m ³)	PG6	0,096	34,7	16	ϕ 14//110	1,50	526	607
	PG7	0,100	34,7		ϕ 10//105	0,75	550	623
	PG8	0,117	34,7		ϕ 8//155	0,28	525	586
	PG9	0,117	34,7		ϕ 8//196	0,22	525	586

O sistema de ensaio foi diferente consoante as dimensões das lajes (Figura 2.18). As lajes de referência foram carregadas através de oito forças concentradas aplicadas junto ao bordo dos modelos, estando a laje apoiada no centro através de uma coluna. Para a aplicação da carga, foram utilizados quatro macacos hidráulicos localizados por baixo de uma laje de reacção. Por outro lado, a laje maior foi ensaiada recorrendo a dois macacos colocados por baixo do centro da laje (zona do pilar). Neste caso, a laje estava apoiada ao longo do seu perímetro em oito pontos, os quais serviam para a aplicação

da carga na laje de referência. A laje mais pequena foi posicionada ao contrário da laje maior e simplesmente apoiada em oito pontos. A carga foi aplicada numa chapa de aço através de um tirante de aço que atravessava a laje por um furo, sendo que os macacos hidráulicos estavam localizados por baixo da laje de reacção, já referida.

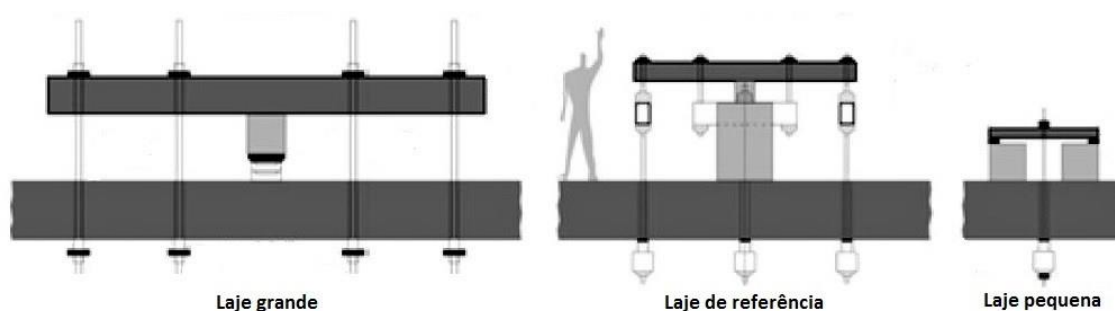


Figura 2.18 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Guandalini *et al.* (2009)

No plano de medições realizado, foram medidos os seguintes parâmetros: forças aplicadas, deslocamentos verticais do topo e da base da laje, rotação da laje, tensões na superfície do betão e variação de espessura da laje.

Em todos os modelos analisados, verificou-se rotura por punçoamento. Na Tabela 2.10, apresenta-se, para alguns dos modelos, as cargas de rotura por punçoamento (V_{ACI} e V_{EC2}) e flexão (V_{flex}) esperadas e o valor da carga de rotura experimental (V_{test}). Apresenta-se ainda a relação entre os valores experimentais e os esperados através do EC2 e do ACI 318-08. Como se pode verificar, mais uma vez, o EC2 é o documento mais indicado para o cálculo da carga de rotura por punçoamento, apresentando um valor médio da relação entre o valor experimental e o esperado de 1,06, enquanto o ACI apresenta valores superiores (entre 1,18 e 1,30, consoante o perímetro de controlo seja quinado ou arredondado, respectivamente).

2.4.4.2. Fernández Ruiz *et al.* (2013)

Este trabalho, desenvolvido igualmente no Laboratório de Betão Estrutural da EPFL, teve como objectivo investigar o comportamento pós-rotura por punçoamento de lajes fungiformes de betão armado, analisando-se a influência da percentagem de armadura longitudinal de flexão (1º grupo de ensaios), da armadura de pós-colapso (2º grupo), da armadura dobrada utilizada como armadura específica de punçoamento (3º

grupo) e o papel da ancoragem e desenvolvimento do comprimento da armadura longitudinal de flexão (4º grupo). Para o presente trabalho, apenas é relevante analisar o primeiro grupo de ensaios, não se abordando mais os restantes grupos, a não ser nos aspectos comuns.

Tabela 2.10 - Resultados experimentais obtidos na campanha de Guandalini et al. (2009)

Laje	V_{test} (kN)	V_{flex} (kN)	$V_{ACI,I}$ (kN)	$V_{ACI,II}$ (kN)	V_{EC2} (kN)	$V_{test}/V_{ACI,I}$	$V_{test}/V_{ACI,II}$	V_{test}/V_{EC2}
PG1	1023	2241	625	691	950	1,64	1,48	1,08
PG11	763	1226	668	739	788	1,14	1,03	0,97
PG3	2153	2576	3039	3378	2340	0,71	0,64	0,92
PG6	238	441	155	170	221	1,54	1,4	1,08
PG7	241	272	164	181	189	1,47	1,33	1,27
Média						1,3	1,18	1,06
Coef. Variação						0,29	0,29	0,13

Nota: $V_{ACI,I}$ e $V_{ACI,II}$ correspondem, respectivamente, às cargas estimadas pelo ACI 318-08 para perímetro de controlo arredondado e quinado nos cantos dos pilares.

Esta campanha experimental foi constituída por um total de 24 elementos quadrados de laje, idênticos em tamanho e forma. A largura total das lajes era 1500 mm e a espessura nominal total era 125 mm. A Figura 2.19 mostra as dimensões gerais e geometria das lajes.

Para o primeiro grupo de ensaios (constituído por 6 lajes), a percentagem de armadura longitudinal de flexão utilizada foi de 0,25, 0,49, 0,82 e 1,41%, obtida, respectivamente, através de varões de 8 mm espaçados de 200, 100, 60 e 35 mm. O recobrimento utilizado foi 15 mm. Existiam varões de 16 mm em redor do bordo da laje (Figura 2.20), para evitar a ocorrência de rotura por punçoamento na zona dos apoios.

A Figura 2.21 apresenta o sistema de ensaios utilizado para a realização deste trabalho de investigação. A laje foi simplesmente apoiada sobre oito suportes metálicos num padrão circular ao longo dos bordos da laje, a uma distância de 60 mm medida a partir do bordo. Os suportes metálicos foram colocados em quatro blocos de betão, sendo a distância entre suportes consecutivos de 575 mm. As lajes deviam ser livres para sofrer grandes deformações após a rotura por punçoamento; conseqüentemente, para permitir que as lajes rodassem e se movessem sem restrições, foram colocadas placas de alumínio e de *Teflon* entre as placas de aço dos apoios.

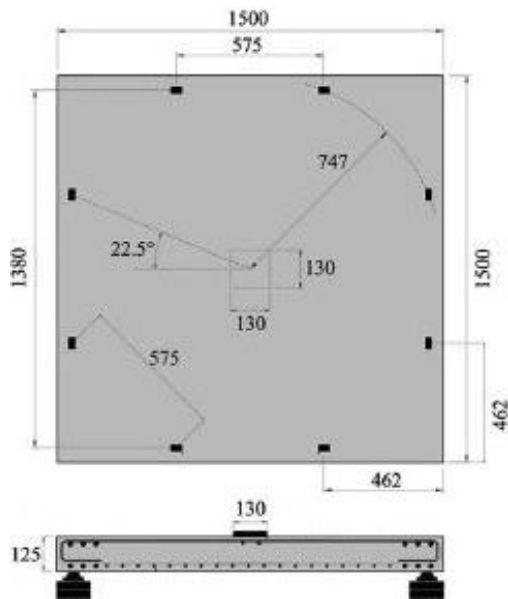


Figura 2.19 - Esquema de geometria das lajes da campanha experimental de Fernández Ruiz *et al.* (2013)

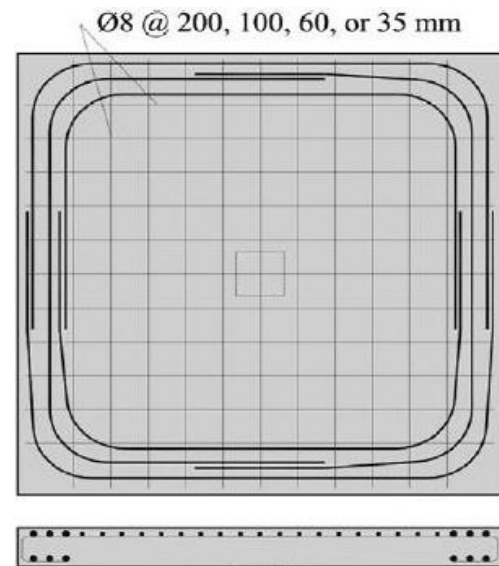


Figura 2.20 - Esquema da disposição de armaduras das lajes do 1º grupo de ensaios

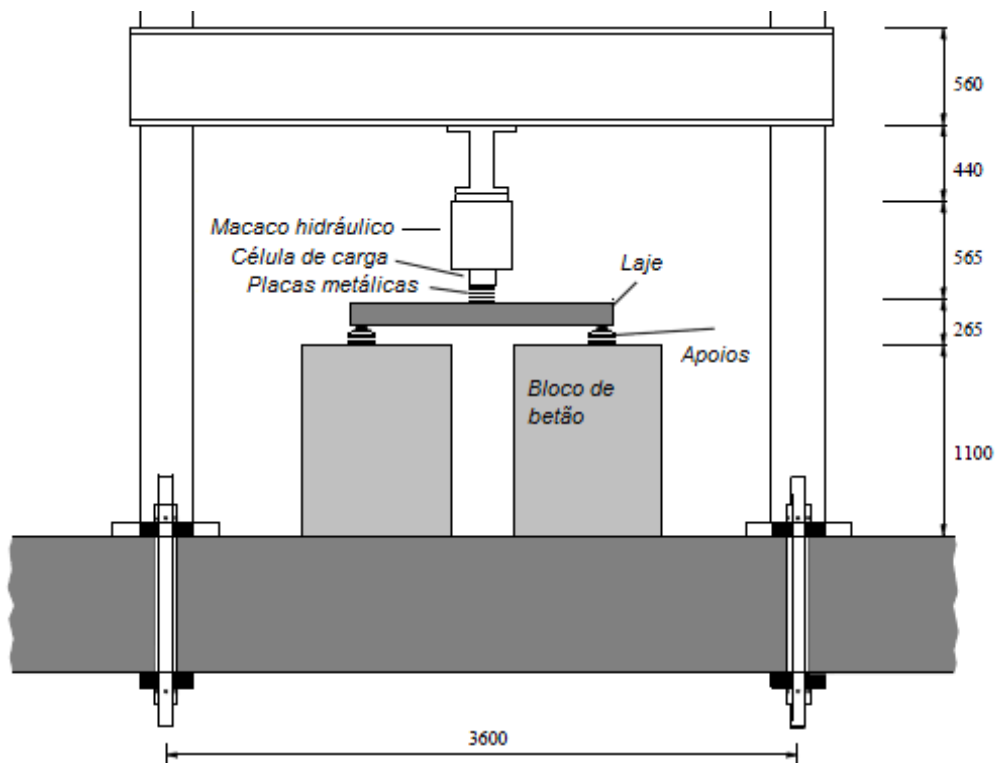


Figura 2.21 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental de Fernández Ruiz *et al.* (2013)

A carga concentrada foi aplicada (de cima para baixo) por um macaco hidráulico sobre o centro da laje através de uma pilha de três placas de aço quadradas, com a dimensão de 130 x 130 x 30 mm. O ensaio foi realizado com controlo de deslocamento. Entre a

laje e as placas de aço, foi colocada uma camada grossa de gesso, com 2 a 5 mm de espessura, para regularizar a superfície de contacto entre os dois elementos.

As medições realizadas nesta campanha experimental foram essencialmente a carga, a rotação e os deslocamentos da laje. A carga foi medida através de uma célula de carga, colocada entre o macaco hidráulico e as placas de aço. As deformações foram medidas através de LVDT's (sensores para medição de deslocamento), dispostos nas faces superior e inferior da laje, e a rotação das lajes foi medida usando inclinómetros.

Os resultados quantitativos apresentados pelo autor não são relevantes, uma vez que se referem ao comportamento das lajes de betão na fase posterior à rotura por punçoamento, mas destaca-se o facto de todos os modelos terem rompido por punçoamento.

2.4.5. Estudos experimentais realizados em lajes de betão com agregados reciclados

O único estudo encontrado na bibliografia sobre o fenómeno de punçoamento em lajes de BAR foi o publicado por Sudarsana Rao *et al.* (2012). O trabalho de investigação apresentado teve como objectivo aprofundar o conhecimento do comportamento estrutural de BAGR. Os testes realizados focaram-se no comportamento ao punçoamento de lajes de BAGRB sob a acção da carga aplicada no centro e também na influência da taxa de substituição de AGP com AGR no padrão de fendas, nas cargas finais, nas curvas carga vs. deslocamento, na rigidez e sua degradação e na absorção de energia.

Nesta campanha experimental, foi utilizado cimento Portland (42,5 R), agregados finos (areia de rio, disponível no local) e agregados grossos. Dos últimos, fazem parte os agregados grossos naturais e reciclados. Os agregados grossos reciclados foram obtidos a partir da demolição da pista do aeroporto de Kadapa (Índia), sendo que se obteve as granulometrias de 10 a 12.5 mm, numa percentagem de 50% (medidos em peso), e de 12,5 a 20 mm, nos restantes 50%. Na Tabela 2.11, são apresentadas as propriedades dos agregados ensaiadas nesta campanha.

Na preparação do processo de amassadura, devido à sua elevada capacidade de absorção de água, os AGR foram saturados em água, sendo essa quantidade de água adicio-

nal calculada de acordo com as condições de superfície seca saturadas. Nesse sentido, deveriam ser apresentados os resultados do ensaio de abaixamento, por forma a garantir uma trabalhabilidade constante em todos os betões, uma vez que para serem comparáveis esta característica deve ser idêntica. Este facto representa uma limitação do estudo apresentado.

Tabela 2.11 - Propriedades dos agregados ensaiados na campanha experimental de Sudarsana Rao et al. (2012)

Agregados grossos	Granulometria (mm)	Massa volúmica (kg/m ³)	Massa volúmica aparente (kg/m ³)	Absorção de água (%)
AGP	4,75 - 20	1520	2680	0,52
AGR	4,75 - 20	1360	2560	5,02

A resistência à compressão aos 28 dias de todos os betões foi definida como cerca de 25 MPa. Nesta campanha, utilizou-se seis grupos de betão, consoante a taxa de substituição de AGP por AGR (0, 20, 40, 60, 80 e 100%). São apresentadas, na Tabela 2.12, as quantidades dos constituintes para cada tipo de betão.

Tabela 2.12 - Constituintes dos diferentes tipos de betão da campanha experimental de Sudarsana Rao et al. (2012)

Nomenclatura	Taxa de substituição de AGP por AGR (%)	A/C	Cimento (kg)	Areia (kg)	AGP (kg)	AGR (kg)	Água de mistura (L)
NCAC-S	0	0,53	379	804	942	-	200
RCAC-20-S	20	0,53	379	820	754	168	200
RCAC-40-S	40	0,53	379	823	566	337	200
RCAC-60-S	60	0,53	379	833	377	506	200
RCAC-80-S	80	0,53	379	846	188	675	200
RCAC-100-S	100	0,53	379	863	-	843	200

Os betões acima referidos foram submetidos a ensaios de resistência à compressão e resistência à tracção, cujos resultados se encontram ilustrados na Tabela 2.13. Como se pode verificar pela análise da tabela, o aumento da taxa de substituição de AGP por AGR conduziu à diminuição das propriedades referidas.

Nesta campanha experimental, foi ensaiado um total de 18 lajes (3 para cada tipo de betão), sendo que as dimensões utilizadas pretendiam simular um modelo à escala 1:6. Assim, as lajes tinham as dimensões de 1100 x 1100 x 50 mm. Note-se que, a reduzida espessura da laje (cerca de 4 vezes inferior comparativamente às lajes normalmente utilizadas) implica um efeito de escala elevado, que pode influenciar / limitar a extra-

polação dos resultados para lajes à escala real. A armadura de reforço (constituída por varões de 6 mm de diâmetro da classe FE-415 HYSD) representava uma percentagem de armadura longitudinal de 0,63%, sendo igual nas duas direcções ortogonais das lajes. O recobrimento das armaduras utilizado foi 10 mm.

Tabela 2.13 - Propriedades dos diferentes tipos de betão da campanha experimental de Sudarsana Rao *et al.* (2012)

Nomenclatura	Taxa de substituição de AGP por AGR (%)	Resistência à compressão (em cubos) (MPa)	Resistência à compressão (em cilindros) (MPa)	Resistência à tracção (MPa)
NCAC-S	0	43,33	34,35	3,35
RCAC-20-S	20	42,52	33,50	3,25
RCAC-40-S	40	40,96	32,37	3,16
RCAC-60-S	60	38,37	30,86	3,11
RCAC-80-S	80	35,48	28,40	2,88
RCAC-100-S	100	33,48	26,42	2,78

O sistema de ensaio (apresentado na Figura 2.22) consiste numa plataforma metálica que servia de suporte às lajes e num pórtico metálico que servia de reacção ao macaco hidráulico para este aplicar a carga no centro da laje. As lajes foram apoiadas sobre varetas de aço de 16 mm de diâmetro ao longo dos quatro bordos, de modo a simular a condição de bordo simplesmente apoiado. Note-se que as condições de apoio descritas não são representativas do comportamento de uma laje fungiforme, como é explicado por Guandalini *et al.* (2009) e Fernández Ruiz *et al.* (2013). A carga foi aplicada à laje através de uma placa metálica de 100 x 100 x 20 mm, simulando o pilar. De forma a uniformizar a superfície de contacto entre essa placa e a laje, foi também utilizada uma placa de contraplacado de 3 mm. A carga foi sendo aplicada através de incrementos de 200 N.



Figura 2.22 - Sistema de ensaios das lajes da campanha experimental de Sudarsana Rao *et al.* (2012)

As medições realizadas foram essencialmente o deslocamento da laje por baixo do ponto de aplicação da carga (flecha), tendo sido utilizado um deflectómetro com precisão de 0,01 mm, e a carga aplicada.

São apresentados, na Tabela 2.14, os valores médios obtidos para a carga última e a flecha correspondente, assim como a carga e a flecha no instante do aparecimento da primeira fenda. Na Figura 2.23, apresenta-se as curvas *carga vs. flecha* obtidas para os diferentes tipos de betão, caracterizando o comportamento médio das lajes ensaiadas. A partir das curvas apresentadas na Figura 2.23, os autores estimaram dois valores de rigidez: rigidez em estado não fendilhado (obtido através do declive da recta para um valor de carga inferior ao aparecimento da primeira fenda) e rigidez última (obtido através do declive da recta que passa na origem e na curva, no valor correspondente a 90% da carga última). Estimaram ainda a absorção de energia, quantificada pela área abaixo da curva correspondente. As últimas propriedades referidas são apresentadas na Tabela 2.15.

Tabela 2.14 - Resultados médios registados na campanha experimental de Sudarsana Rao *et al.* (2012)

Nomenclatura das lajes	Carga da 1ª fenda (kN)	Flecha da 1ª fenda (mm)	Carga última (kN)	Flecha última (mm)
NCAC-S	14,6	1,51	48,20	33,23
RCAC-20-S	14,2	1,46	47,20	32,15
RCAC-40-S	14,2	1,42	45,80	30,19
RCAC-60-S	13,4	1,28	44,60	29,22
RCAC-80-S	12,8	1,14	42,80	28,49
RCAC-100-S	12,2	1,06	41,40	28,11

Assim, analisando os resultados obtidos, Sudarsana Rao *et al.* (2012) concluíram o seguinte:

- com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGR, a resistência à compressão e a resistência à tracção do betão diminuem, sendo que, até a uma taxa de substituição de 40%, há apenas um decréscimo marginal nas propriedades referidas;
- o padrão das fendas devido ao punçoamento foi idêntico em todos os ensaios, independentemente da taxa de substituição de AGP por AGR;
- o aumento da taxa de substituição de AGP por AGR reduz a carga da primeira fenda e as cargas últimas de punçoamento; esta redução, no entanto, é menor

do que a redução das propriedades mecânicas do BAGR; à semelhança do sucedido com as propriedades mecânicas do betão, até a uma taxa de substituição de AGP por AGR de 40%, observa-se uma redução marginal nas cargas correspondentes ao aparecimento da primeira fenda e à rotura por punçamento, quando comparado com o BR;

- com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGR, a degradação da rigidez e a absorção de energia diminuem.

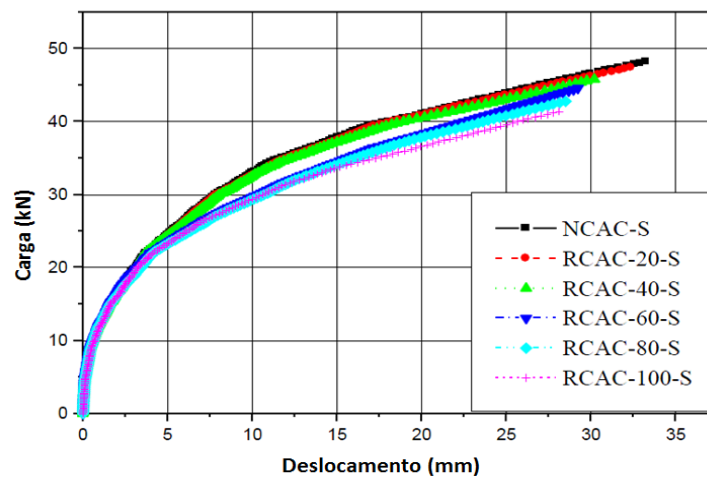


Figura 2.23 - Curva carga vs. deslocamento das lajes com diferentes tipos de betões obtido na campanha experimental de Sudarsana Rao *et al.* (2012)

Tabela 2.15 - Valores de rigidez e absorção de energia registados na campanha experimental de Sudarsana Rao *et al.* (2012)

Nomenclatura das lajes	Rigidez			Absorção de energia (kNm)
	Inicial, K_i (kN/mm)	Última, K_u (kN/mm)	Degradação da rigidez - K_u/K_i	
NCAC-S	12,20	1,77	0,145	1,20
RCAC-20-S	12,20	1,74	0,142	1,15
RCAC-40-S	12,20	1,71	0,140	1,04
RCAC-60-S	12,20	1,66	0,136	0,94
RCAC-80-S	12,00	1,62	0,135	0,90
RCAC-100-S	12,00	1,58	0,132	0,87

2.5. Conclusões gerais

A revisão do estado da arte apresentada neste capítulo possibilitou conhecer as diversas investigações desenvolvidas nesta área, bem como estabelecer bases de comparação com a presente dissertação.

É consensual na comunidade científica que ocorre um decréscimo de desempenho mecânico com a incorporação de AGRB. Porém, com base nas referências bibliográficas citadas, nem sempre tal situação se verifica. Tal deve-se ao comportamento mecânico dos BAGRB se relacionar de forma estreita com as propriedades dos AGRB, apresentando estes últimos uma elevada heterogeneidade, mesmo quando provenientes da mesma origem, face aos seus homólogos naturais. De uma forma geral, é expectável que os AGRB apresentem, comparativamente aos AGP, um maior nível de porosidade, menor massa volúmica, maior absorção de água, maior rugosidade e maior angulosidade.

Relativamente ao comportamento mecânico dos BAGRB, é esperado que estes apresentem pequenas reduções de desempenho, no que respeita às propriedades mecânicas (resistência à compressão, resistência à tracção e módulo de elasticidade).

Para a previsão da resistência ao punçoamento, conclui-se que o Eurocódigo 2 permite obter resultados mais próximos dos reais, quando comparado com o ACI 318-11.

Analisando as campanhas experimentais referidas, verifica-se a existência de diversas formas de ensaiar o comportamento ao punçoamento de lajes. Existem, no entanto, alguns efeitos que devem ser tidos em conta nesse ensaio. As condições de apoio das lajes devem ser tais que não afectem o comportamento da laje. Assim, deve-se definir as dimensões das lajes a ensaiar, de modo a que os seus bordos correspondam à zona de momentos nulos das lajes que se pretende simular. Nas campanhas experimentais da EPFL, este aspecto foi tido em conta, considerando que os momentos radiais são nulos a uma distância de 0,22 do vão entre pilares que se simula, devendo localizar-se os apoios das lajes ensaiadas a essa distância do pilar. No caso do estudo realizado por Sudarsana Rao *et al.* (2012) em lajes contendo AGRB, estes requisitos não foram cumpridos. Tem que se considerar também o efeito de canto provocado pela aplicação de uma carga no centro da laje. Por outras palavras, as condições de apoio não devem restringir esse efeito, de forma a não influenciar o comportamento ao punçoamento. Por último, a relação entre a espessura e o vão simulado (denominado por esbelteza) deve situar-se no intervalo aconselhado pelo EC2: entre 25 e 30 para lajes fungiformes. Assim, a largura total das lajes ensaiadas (L) é igual a $2 \times 0,22 \times L_v$, em que L_v represen-

ta o vão entre pilares que se pretende simular. A esbelteza é então dada por $(L/0.44)/h$ e deverá situar-se no intervalo referido, sendo h a espessura total da laje.

Em relação à influência da incorporação de AGRB nos betões na resistência ao punçoamento de lajes, analisando os regulamentos apresentados, percebe-se que esta aumenta com a resistência à compressão do betão. Desta forma, dado que pode existir uma pequena redução desta propriedade (tanto maior quanto maior for taxa de substituição de AGP por AGRB), será expectável que também a resistência ao punçoamento das lajes diminua com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB. As conclusões obtidas através da campanha experimental em lajes de betão com agregados reciclados descrita seguem no sentido referido.

Tal como mencionado, na descrição desta campanha não é feita qualquer referência em relação à trabalhabilidade dos betões produzidos. Caso esta propriedade não tenha sido semelhante entre os vários betões produzidos, não é possível estabelecer uma adequada comparação dos resultados. Da mesma forma, a reduzida dimensão da espessura das lajes poderá também ter implicações relativamente à extrapolação dos resultados para lajes à escala real. Para além disso, as condições de apoio utilizadas para as lajes não são representativas do comportamento de uma laje fungiforme. Os factos referidos constituem limitações importantes na campanha de Sudarsana Rao *et al.* (2012).

3. Campanha experimental

3.1. Considerações iniciais

Este capítulo tem como objectivo descrever a campanha experimental. Em particular, são definidos os ensaios a realizar aos agregados, aos betões (no estado fresco e endurecido) e aos modelos de laje. Estes últimos ensaios tiveram como objectivo avaliar a influência da taxa de substituição de AGP por AGRB na resistência ao punçoamento de lajes de betão. Neste, estudo foram utilizadas taxas de substituição de 0, 20, 50 e 100%.

De acordo com a especificação LNEC E471 (2009), para as classes de resistência do betão entre C20/25 e C35/45 e para dadas classes de exposição ambiental, a taxa de substituição máxima é 20%, sendo portanto importante conhecer o comportamento para esta taxa limite. A taxa de 100%, à semelhança da taxa de 0%, é também relevante, permitindo tirar conclusões acerca das vantagens e desvantagens da substituição total dos AGP por AGR, podendo ser utilizada em soluções menos exigentes a nível estrutural. A taxa de 50% foi utilizada com o objectivo de estabelecer um ponto de ligação entre as restantes taxas de substituição e permitir uma extrapolação de resultados para outras taxas de substituição.

Assim, em cada etapa dos ensaios ao betão e modelos de laje, existem quatro taxas de substituição de AGP por AGRB, às quais corresponde a seguinte nomenclatura:

- 0% de substituição - BR;
- 20% de substituição (BAGRB) - B20;
- 50% de substituição (BAGRB) - B50;
- 100% de substituição (BAGRB) - B100.

3.2. Planeamento da campanha experimental

3.2.1. Primeira fase da campanha experimental

Esta fase da campanha experimental teve como objectivo a aquisição e preparação dos materiais necessários para a produção dos betões a ensaiar, ou seja, os agregados naturais, o betão de origem (cuja britagem deu origem aos agregados reciclados), o ci-

mento, as armaduras e os seus espaçadores e os moldes de cofragem das lajes (em contraplacado marítimo). Nesta fase, preparou-se ainda as barras metálicas e as folhas de *teflon* (PTFE) utilizadas para a execução dos apoios das lajes e a chapa metálica de simulação do pilar (*cf.* secção 3.8).

A montagem e aferição do sistema de ensaio ao punçoamento foram efectuadas nesta fase. Para esse efeito, foram betonadas e testadas ao punçoamento duas lajes com o betão de origem. Estes ensaios preliminares tiveram como objectivo validar o dimensionamento das lajes, garantindo que a respectiva geometria, reforço e sistema de carregamento conduziam ao modo de rotura pretendido.

3.2.2. Segunda fase da campanha experimental

Na segunda fase da campanha experimental, foram realizados os seguintes ensaios de caracterização dos agregados, de acordo com as normas indicadas:

- análise granulométrica, segundo as normas **NP EN 933-1 (2000)** e **NP EN 933-2 (1999)**;
- determinação das massas volúmicas e absorção de água, segundo a norma **NP EN 1097-6 (2003)**;
- determinação da massa volúmica aparente, segundo a norma **NP EN 1097-3 (2003)**;
- determinação do índice de forma, segundo a norma **NP EN 933-4 (2002)**;
- ensaio de desgaste de *Los Angeles*, segundo a especificação **LNEC E237 (1970)**;
- determinação do teor de humidade, segundo a norma **NP EN 1097-5 (2002)**.

Realizou-se também o ensaio de evolução da absorção de água dos AGRB com base no procedimento de ensaio proposto por Leite (2001).

3.2.3. Terceira fase da campanha experimental

Esta fase teve como objectivo a avaliação da composição dos betões, de forma a obter uma trabalhabilidade adequada, sem que existisse separação dos seus materiais constituintes.

Como referido, para que seja possível efectuar comparações entre os betões produzidos, a sua trabalhabilidade e a curva granulométrica dos agregados deverão ser idênticas, de modo a minimizar as diferenças entre os mesmos. Estabeleceu-se, assim, que o resultado do ensaio de abaixamento deveria ser 125 ± 10 mm.

Para ultrapassar a problemática da elevada absorção de água dos AGRB, recorreu-se à compensação de água durante o processo de amassadura (processo recomendado por Leite (2001) para que não haja alteração do desempenho mecânico do betão).

Assim, os ensaios realizados sobre os betões em estado fresco foram os seguintes:

- ensaio de abaixamento (cone de Abrams), segundo a norma **NP EN 12350-2 (2002)**;
- determinação da massa volúmica, segundo a norma **NP EN 12350-6 (2002)**.

3.2.4. Quarta fase da campanha experimental

Na quarta fase da campanha experimental, determinou-se as características fundamentais do betão no contexto da presente dissertação: resistência à compressão, resistência à tracção por compressão diametral e módulo de elasticidade. Desta forma, foram determinadas as seguintes propriedades do betão no estado endurecido:

- resistência à compressão aos 28 e 56 dias, segundo a norma **NP EN 12390-3 (2003)**;
- resistência à tracção por compressão diametral, segundo a norma **NP EN 12390-6 (2003)**;
- módulo de elasticidade aos 28 dias, segundo a especificação **LNEC E397**.

Nesta fase, investigou-se também a influência da incorporação dos agregados grossos reciclados de betão no comportamento resistente de lajes fungiformes de betão armado. Para cada uma das composições de betão estudadas (BR, B20, B50 e B100), foram realizados ensaios de punçoamento em dois provetes.

Na Tabela 3.1, são apresentadas as quantidades, dimensões e idade dos provetes referentes à realização dos ensaios referidos.

Tabela 3.1 - Quantidades, dimensões e idade dos provetes dos ensaios realizados

Ensaio	Idade (dias)	N.º provetes por tipo betão	Total de provetes	Forma e dimensões
Resistência à compressão	28	5	20	Cubo: 150 mm de aresta
	56	3	12	Cubo: 150 mm de aresta
Resistência à tracção por compressão diametral	28	3	12	Cilindro: $\Phi 150 \times 300$ mm
Módulo de elasticidade	28	3	12	Cilindro: $\Phi 150 \times 300$ mm
Punçoamento	28	2	8	Laje: 1100 x 1100 x 90 mm

Os provetes cúbicos e cilíndricos foram desmoldados após 24 horas da betonagem e submetidos a cura numa camara húmida durante 28 dias. As lajes foram submetidas a cura por rega, efectuada uma vez por dia durante os primeiros 7 dias e, posteriormente, de 2 em 2 dias até aos 28 dias (data do ensaio).

3.3. Formulação dos betões

Sendo o betão uma mistura de agregados (grossos e finos), cimento e água, podendo ainda incorporar adições e adjuvantes, percebe-se que a existência de diferentes ponderações dos constituintes referidos origina betões com propriedades diferentes.

Neste estudo, recorreu-se a um método de formulação de betões, mais concretamente o método de Faury, como método expedito para o cálculo da dosagem dos diversos constituintes, à semelhança do que tem vindo a ser feito por outros investigadores no IST.

Nesta campanha, pretendia-se obter um betão da classe de resistência C30/37 (idêntica à do betão de origem), sendo expectável, com base em estudos anteriores, que tanto os betões de referência (BR) como os betões com incorporação de AR, apresentassem valores característicos de resistência à compressão ligeiramente superiores ao pretendido.

Assim, com base na norma NP EN 206-1 (2007), os betões desenvolvidos deviam apresentar as seguintes características:

- classe de resistência: C30/37;
- classe de consistência: S3 (100 a 150 mm);
- classe de exposição: XC3 (moderadamente húmido);
- ligante: CEM II A-L 42,5 R da cimenteira da SECIL no Outão, Setúbal;
- tipo de agregados: calcários;
- máxima dimensão do agregado: 22,4 mm;
- água de amassadura: potável, da rede pública de abastecimento;
- ambiente de fabrico: laboratório;
- adjuvantes e adições: nenhuns;
- método de compactação: vibração mecânica com agulha vibratória;
- medição dos componentes em peso.

Assumiu-se, como razoável, um intervalo de valores do ensaio de abaixamento do cone de Abrams de 125 ± 10 mm, que se encontra dentro dos limites da classe de consistência pretendida (S3).

Apresenta-se, na Tabela 3.2, a proporção das quantidades dos materiais utilizadas para os quatro tipos de betão da presente campanha experimental (BR, B20, B50 e B100), determinadas com base no volume absoluto dos seus constituintes.

Em relação à manutenção da trabalhabilidade constante, é necessário referir que esta está dependente da capacidade de absorção aos 15 minutos (tempo de amassadura) e às 24 horas e do teor de humidade dos agregados reciclados, uma vez que é necessário adicionar água de compensação devido à elevada absorção destes agregados. Este assunto será abordado de forma mais aprofundada nos subcapítulos 3.5 e 3.6, em especial a relação a/c aparente, dependente da quantidade de água de compensação.

3.1. Obtenção dos agregados reciclados

O primeiro passo consistiu em efectuar uma betonagem *in situ* no Laboratório de Construção do Instituto Superior Técnico, garantindo-se um controlo da posologia e das propriedades do betão de origem (BO). A betonagem mencionada foi feita utilizando um sistema de cofragem do Laboratório de Construção do IST (Figura 3.1).

Tabela 3.2 - Constituição em volume dos betões avaliados

Constituintes do betão		Volume (m ³ /m ³)			
		BR	B20	B50	B100
Agregados grossos primários	22,4 - 16 mm	0,121	0,097	0,061	0,000
	16 - 11,2 mm	0,120	0,096	0,060	0,000
	11,2 - 8 mm	0,047	0,038	0,024	0,000
	8 - 5,6 mm	0,047	0,037	0,023	0,000
	5,6 - 4 mm	0,041	0,033	0,020	0,000
Agregados grossos reciclados	22,4 - 16 mm	0,000	0,024	0,061	0,121
	16 - 11,2 mm	0,000	0,024	0,060	0,120
	11,2 - 8 mm	0,000	0,009	0,024	0,047
	8 - 5,6 mm	0,000	0,009	0,023	0,047
	5,6 - 4 mm	0,000	0,008	0,020	0,041
Areia grossa		0,250	0,250	0,250	0,250
Areia fina		0,054	0,054	0,054	0,054
Cimento		0,115	0,115	0,115	0,115
Água		0,188	0,188	0,188	0,188
Relação a/c efectiva		0,54	0,54	0,54	0,54

Ao final de 30 dias, após o endurecimento do betão, este foi britado, utilizando uma britadeira de maxilas (Figura 3.2) com abertura n.º 6 (22 mm)¹, obtendo-se assim os agregados grossos reciclados. A britagem dos elementos de betão de origem, ao ser realizada aos 30 dias de cura, permitiu que este estivesse em contacto com a atmosfera por um período curto e que a sua hidratação se encontrasse numa fase inicial. Assim, os elementos utilizados serão representativos de elementos de betão demolidos numa fase inicial da sua vida útil.



Figura 3.1 - Sistema de cofragem para a betonagem do betão de origem

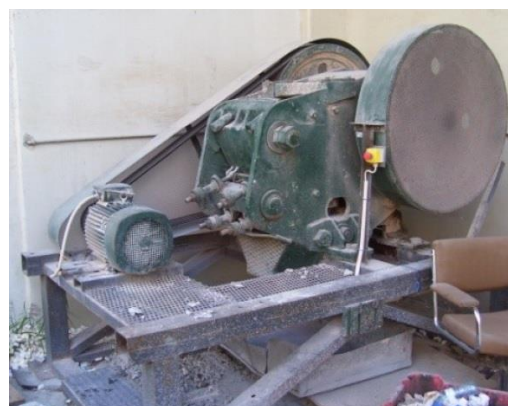


Figura 3.2 - Britadeira de maxilas

¹ Segundo Gomes (2007), esta é a abertura ideal de forma a maximizar a obtenção dos agregados grossos reciclados.

O betão pronto utilizado foi fornecido pela empresa UNIBETÃO S.A. e apresenta as seguintes características principais (tendo sido verificadas as suas características mecânicas após 28 dias de cura, cf. secção 3.7.):

- classe de resistência: C30/37;
- classe de consistência: S3 (100 a 150 mm);
- máxima dimensão do agregado: 22.4 mm;
- ligante: CEM II A-L 42,5 R.

Como referido, no presente trabalho, a origem dos AP utilizados na produção das várias composições de betão foi a mesma do que a dos AP utilizados no betão de origem. Tal permite generalizar as conclusões obtidas a betões com outras composições de AR.

3.2. Ensaio de identificação dos agregados

3.2.1. Considerações iniciais

Uma vez que os agregados são o maior constituinte do betão, facilmente se compreende a elevada importância das características dos agregados nas propriedades do betão. Assim, considerou-se oportuno quantificar as características mais relevantes dos agregados. De seguida, apresenta-se os diversos ensaios para a caracterização de algumas das propriedades dos agregados, como a granulometria, a forma, a resistência e a porosidade.

3.2.2. Análise granulométrica

A análise granulométrica pretende quantificar estatisticamente a percentagem de partículas retidas nas diversas classes granulométricas para cada material. Desta análise, resulta o traçado das denominadas curvas granulométricas, essenciais para determinar as quantidades de cada agregado a incorporar na amassadura, de forma a maximizar a compactidade do betão.

A metodologia e os princípios adoptados na análise granulométrica encontram-se descritos na norma NP EN 933-1 (2000). Esta norma está associada, entre outras, à norma NP EN 933-2 (1999), que define as malhas dos peneiros a utilizar para a análise granulométrica.

3.2.3. Massa volúmica e absorção de água

A determinação da massa volúmica é fundamental para efectuar o dimensionamento do betão com a dosagem dos agregados em peso. O valor mais relevante é a massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca, uma vez que, idealmente, os agregados deverão estar saturados com superfície seca, quando adicionados à amassadura.

O cálculo da absorção de água dos agregados é extremamente importante, pois permite determinar a quantidade máxima de água que estes poderão reter no seu interior. Caso os agregados apresentem níveis de absorção de água elevados, a relação a/c efectiva e a trabalhabilidade pretendidas poderão estar comprometidas. Para evitar essa situação, deverão ser efectuadas correcções na quantidade de água a introduzir na amassadura.

Os ensaios para a determinação da capacidade de absorção e das massas volúmicas dos agregados foram realizados em conformidade com a norma NP EN 1097-6 (2003).

3.2.4. Baridade

O conceito de massa volúmica dos agregados só pode ser aplicado a cada partícula de agregado e não ao seu conjunto, uma vez que não é possível dispor as partículas sem que existam vazios entre as mesmas. A massa volúmica aparente, ou baridade, representa a massa por unidade de volume aparente de um determinado conjunto de agregados, permitindo estabelecer uma relação entre a massa e o volume dos mesmos.

Os ensaios para a determinação da massa volúmica aparente dos agregados foram realizados em conformidade com a norma NP EN 1097-3 (2000).

3.2.5. Desgaste de *Los Angeles*

Este ensaio tem como objectivo determinar a perda de massa de um dado agregado quando sujeito ao desgaste na máquina de *Los Angeles* (Figura 3.3). A sua utilidade reside no facto de existir uma boa correlação entre os seus resultados e o desgaste do agregado quando utilizado no betão, bem como as tensões de rotura de compressão e flexão do mesmo.

Os ensaios para a determinação do desgaste de *Los Angeles* foram realizados em conformidade com a especificação LNEC E237 (1970).



Figura 3.3 - Máquina de *Los Angeles*

3.2.6. Índice de forma

O índice de forma dos agregados reflecte a geometria dos agregados grossos, caracterizando-os como partículas cúbicas ou não cúbicas. O índice de forma influencia directamente a compacidade final do betão e a sua trabalhabilidade.

A metodologia e os princípios adoptados na determinação da forma das partículas encontram-se descritos na norma NP EN 933-4 (2002).

3.2.7. Teor em humidade

A determinação do teor de humidade dos agregados é de extrema importância para os agregados reciclados. Ao contrário dos AP, a absorção de água dos AR é geralmente elevada, devido à sua porosidade. Deste modo, estes apresentam maior susceptibilidade a variações do teor de humidade.

De modo a manter a relação a/c efectiva constante, com uma correcta saturação dos agregados e hidratação do cimento, é necessário proceder a uma compensação de água durante o processo de amassadura. O cálculo desta compensação assenta na absorção de água e no teor de humidade registados pelos agregados.

A metodologia e os princípios adoptados na determinação do teor de humidade (por secagem em estufa ventilada) encontram-se descritos na norma NP EN 1097-5 (2002).

3.2.8. Evolução da absorção de água

Este ensaio tem por objectivo determinar a evolução da absorção de água pelos AGR ao longo do tempo, de forma a antever o seu comportamento durante a amassadura.

Neste tipo de estudos, devido à elevada absorção de água por parte dos AGR, é adicionada uma quantidade de água durante o processo de amassadura, de forma a manter constante a trabalhabilidade nos betões com incorporação de AGR e a não afectar a relação a/c efectiva. Por outras palavras, a quantidade de água livre na amassadura é igual à quantidade de água total deduzida da parcela absorvida pelos AGR, pelo que é de extrema importância perceber a evolução desta absorção ao longo do tempo.

Apesar de os AP também absorverem água, a realidade é que o seu potencial de absorção é desprezável quando comparado com o dos AR. Por outro lado, este processo também se dá de forma bastante mais lenta, devido à sua reduzida porosidade.

A determinação da evolução da absorção de água ao longo do tempo ainda não se encontra abrangida por nenhuma norma. Deste modo, adoptou-se a metodologia proposta por Leite (2001). A autora descreve a absorção de água de AGR ao longo do tempo através da medição da variação da sua massa hidrostática.

A absorção dos AGRB foi determinada com o auxílio de um recipiente, cujo fundo é impermeável e cujo topo é permeável (peneiro de malha inferior às partículas mais finas dos agregados), conseguindo-se, assim, que a água entre no recipiente e os agregados permaneçam no seu interior. Esse recipiente foi colocado numa estrutura metálica de suporte (Figura 3.4) e, após imersão num tanque contendo solução de hexame-ta-fosfato de sódio, foi suspenso numa balança hidrostática (Figura 3.5).

A amostra utilizada no ensaio foi composta pelas várias fracções granulométricas dos AGRB, consoante a sua proporção na composição do betão. O recipiente, contendo os agregados no seu interior, foi submerso em água e, a partir desse instante, mediu-se o

ganho de massa do material com o auxílio de uma balança dotada de um dispositivo para medição hidrostática da massa, com precisão de $\pm 0,1$ g. Leite (2001) sugere que as medições sejam realizadas ao longo de 24 horas, nos seguintes intervalos de tempo:

- nos 10 minutos iniciais: uma leitura a cada minuto;
- entre 10 e 30 minutos: uma leitura a cada 5 minutos;
- entre 30 e 60 minutos: uma leitura a cada 10 minutos;
- entre 1 e 2 horas: uma leitura a cada 15 minutos;
- entre 2 e 9 horas: uma leitura a cada hora;
- às 24 horas: última leitura.



Figura 3.4 - Estrutura metálica de suporte e cabo de suspensão



Figura 3.5 - Balança hidrostática e tanque

As expressões seguintes (3.1 a 3.3) permitem determinar o cálculo da absorção de água em cada instante:

$$A_i = m_i - m_{00:00} \quad (3.1)$$

$$A_t = m_{24:00} - m_{00:00} \quad (3.2)$$

$$WA_i = \frac{A_i}{A_t} \times 100 \quad (3.3)$$

em que,

- $m_{00:00}$ - massa hidrostática no instante inicial (g);
- $m_{24:00}$ - massa hidrostática às 24 horas (g);
- m_i - massa hidrostática no instante i (g);
- WA_{24} - absorção de água após imersão em água durante 24 horas (%);
- A_i - quantidade de água absorvida no instante i (g);
- A_t - quantidade total de água absorvida às 24 horas (g);
- WA_i - absorção de água no instante i (%).

A absorção de água ao longo do tempo é expressa em percentagem da capacidade total de absorção dos AGRB, a qual pode ser aferida pelo ensaio de massa volúmica e absorção de água (NP EN 1097-6, 2003).

A quantidade de água adicional, de forma a compensar a elevada absorção dos agregados reciclados, é determinada pela seguinte expressão (3.4):

$$A_a = Q_{AGR} \times (WA_{00:10} \times WA_{24} - w) \quad (3.4)$$

em que,

- A_a - quantidade de água adicional (kg/m^3);
- Q_{AGR} - quantidade de agregados grossos reciclados (kg/m^3);
- $WA_{00:10}$ - percentagem de absorção de água aos 10 minutos após imersão em água durante 24 horas;
- WA_{24} - absorção de água após imersão em água durante 24 horas;
- w - teor de humidade dos agregados grossos reciclados.

O teor de humidade deve ser determinado num instante próximo do momento das betonagens.

3.3. Ensaio ao betão fresco

3.3.1. Considerações iniciais

Os ensaios realizados ao betão fresco permitiram avaliar a sua consistência e densidade, constituindo assim uma ferramenta essencial no controlo de produção dos betões.

Sendo o objectivo principal desta dissertação a avaliação da influência da incorporação de AGR, com diferentes taxas de substituição, em substituição dos seus homólogos naturais, era necessário que os betões produzidos diferissem no menor número possível de características. Desta forma, optou-se por controlar a trabalhabilidade, através do ensaio de abaixamento, e a massa volúmica dos diferentes betões produzidos. Apresenta-se, de seguida, uma breve referência aos ensaios mencionados.

3.3.2. Abaixamento (cone de Abrams)

O ensaio de abaixamento permite avaliar a consistência do betão fresco, tendo sido fixado, nesta investigação, um abaixamento de 125 ± 10 mm. Através deste ensaio, também é possível aferir qualitativamente a relação a/c efectiva. Desta forma, consegue-se detectar prematuramente possíveis erros ao nível das dosagens dos componentes e validar o método da compensação da absorção de água dos AGRB.

A metodologia de ensaio seguida é a fixada pela norma NP EN 12350-2 (2002) *“Ensaio do betão fresco. Parte 2: Ensaio de abaixamento”*.

3.3.3. Massa volúmica

Tal como referido, a par do ensaio de abaixamento, o valor da massa volúmica dos diferentes betões produzidos serve de parâmetro de controlo da produção dos mesmos.

Neste caso, a metodologia de ensaio seguida é a fixada pela norma NP EN 12350-6 (2002) *“Ensaio do betão fresco. Parte 6: Massa volúmica”*.

3.4. Ensaio ao betão endurecido

3.4.1. Considerações iniciais

Os ensaios aos betões no estado endurecido tiveram como objectivo avaliar o seu comportamento em condições de serviço. As propriedades do betão endurecido podem ser divididas em dois grupos: propriedades mecânicas e propriedades de durabilidade, sendo que o presente estudo apenas incide sobre algumas propriedades mecânicas, em particular a resistência à compressão, a resistência à tracção por compressão

diametral e o módulo de elasticidade. Apresenta-se, de seguida, uma breve referência aos ensaios efectuados para avaliar estas propriedades.

Relativamente à execução e cura dos provetes de ensaio, os métodos utilizados encontram-se especificados na norma NP EN 12390-2 (2003) - “*Ensaaios ao betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes de ensaio de resistência mecânica*”. Todos os provetes foram mantidos durante 24 horas na zona de betonagem de modo a endurecerem suficientemente para poder ser desmoldados e transportados até à câmara de cura.

3.4.2. Resistência à compressão

Tal como o nome indica, este ensaio teve por objectivo determinar a capacidade resistente dos diferentes betões sob tensão uniforme de compressão. Este objectivo é conseguido levando os provetes até à rotura e registando a carga última a que resistem.

A metodologia de ensaio seguida é a fixada pela norma NP EN 12390-3 (2003) - “*Ensaaios ao betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio*”. Nas Figuras 3.6 e 3.7, apresenta-se, respectivamente, a prensa hidráulica utilizada e a máquina de controlo da mesma.



Figura 3.6 - Ensaio de compressão a um provete cúbico na prensa hidráulica



Figura 3.7 - Máquina de controlo da prensa hidráulica durante o ensaio

Os aspectos relativos à geometria e dimensões dos provetes de ensaio encontram-se descritos na norma NP EN 12390-1 (2003) - *“Ensaaios ao betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes”*. Segundo esta norma, os ensaios foram realizados sobre provetes cúbicos de 150 mm de aresta.

3.4.3. Resistência à tracção por compressão diametral

A tensão de rotura do betão à tracção (parâmetro essencial na verificação dos estados limite de utilização) pode ser obtida por várias metodologias, sendo as mais frequentes as relacionadas com ensaios de tracção pura (de difícil execução), ensaios de flexão simples e ensaios de compressão diametral. Nestes últimos ensaios, submete-se um provete cilíndrico a uma força de compressão aplicada numa estreita zona ao longo do seu comprimento, que gera tensões ortogonais que provocam a rotura do provete por tracção.

A metodologia de ensaio seguida é a fixada pela norma NP EN 12390-6 (2003) - *“Ensaaios ao betão endurecido. Parte 6: Resistência à tracção por compressão dos provetes”*.

Os aspectos relativos à geometria e dimensões dos provetes de ensaio encontram-se descritos na norma NP EN 12390-1 (2003) - *“Ensaaios ao betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes”*. De acordo com esta norma, os ensaios foram realizados em provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura.

3.4.4. Módulo de elasticidade

A determinação do módulo de elasticidade do betão tem por objectivo determinar a deformabilidade que este possui, parâmetro que afecta a resposta das estruturas às solicitações que lhes são impostas, tanto ao nível das deformações como ao nível da distribuição dos esforços.

A relação tensão / extensão (σ/ϵ) de um betão não é linear, pelo que não existe objectivamente um módulo de elasticidade constante neste material. É possível quantificar dois tipos de módulos de elasticidade: o módulo de elasticidade tangente à curva σ/ϵ na origem e o módulo de elasticidade secante, definido pela tangente do ângulo

definido pelo eixo das abcissas e a recta que passa na origem e cruza o diagrama σ/ε a um nível estipulado de tensão.

O presente ensaio permite obter o módulo de elasticidade secante do betão em compressão, após um número especificado de ciclos de carga, para um nível de tensão na ordem de 1/3 da resistência média à compressão (f_{cm}).

A metodologia de ensaio seguida é a fixada pela especificação LNEC E-397 “*Betões: Determinação do módulo de elasticidade em compressão*”. De acordo com esta especificação, os ensaios foram realizados em provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Na Figura 3.8, apresenta-se a prensa hidráulica com um provete instrumentado no início do ensaio.



Figura 3.8 - Provete e instrumentação na prensa hidráulica

3.5. Ensaio ao punçoamento em lajes

3.5.1. Considerações iniciais

Neste subcapítulo, são descritos os modelos experimentais dos modelos de laje, desenvolvidos com o objectivo de investigar a capacidade resistente ao punçoamento de lajes fungiformes de betão armado, em particular para analisar a influência que a incorporação de agregados grossos reciclados na composição do betão tem naquela propriedade.

A metodologia de ensaio seguida não é definida em nenhuma norma ou regulamento, tendo resultado de uma análise exaustiva de outras campanhas experimentais, que conduziu à criação de um novo procedimento e sistema de ensaio. Pretendia-se que o sistema de ensaio e a geometria dos provetes traduzissem da melhor forma possível as condições normalmente verificadas em lajes de edifícios. Desta forma, recorreu-se ao cálculo do rá-

ção vão / espessura (denominado de esbelteza) e da percentagem de armadura longitudinal, tendo-se procurado que estes se aproximassem dos valores normalmente utilizados. O valor do rácio recomendado para lajes fungiformes maciças de betão varia entre 25 e 30 e a percentagem de armadura longitudinal de flexão (superior) varia entre 0.5% e 1.5%. Por outro lado, a armadura inferior utilizada está de acordo com a armadura mínima para o tipo de lajes estudadas.

3.5.2. Sistema e procedimento do ensaio

Os provetes de ensaio são lajes maciças em betão armado, tendo as suas dimensões sido estabelecidas com o objectivo de simular a zona em redor de um pilar, coincidindo a localização dos apoios com a zona de momentos radiais nulos. Como se pode verificar pela Figura 3.9, as dimensões totais da laje correspondem, então, a 44% do comprimento do vão (L_v) que se pretende simular, uma vez que os momentos radiais nulos se verificam a uma distância do pilar de $0.22 L_v$.

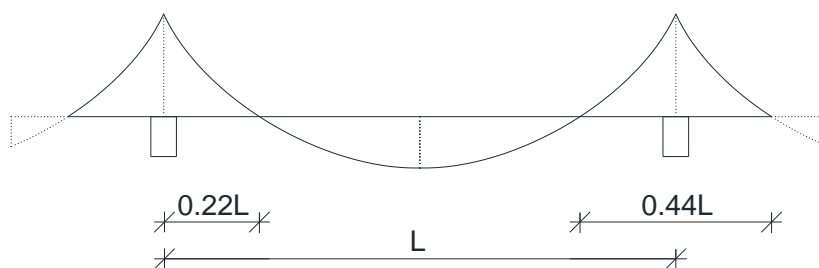


Figura 3.9 - Diagrama de momentos radiais corrente em lajes

Os ensaios foram realizados sobre lajes quadradas com 1100 mm de lado e 90 mm de altura (h), sendo a distância entre apoios 1000 mm. Desta forma, simulou-se um vão entre pilares de 2.30 m. O rácio (L_v/h) das lajes em questão é 25, estando este valor no intervalo de valores recomendado pelo EC2.

Os provetes das lajes contêm varões de reforço em aço A500. A percentagem de armadura longitudinal de flexão superior utilizada é de 0.93%, obtida através de uma malha ortogonal composta por varões com 8 mm de diâmetro espaçados de 75 mm. Por outro lado, como armadura inferior, utilizaram-se varões com 6 mm de diâmetro

espaçados de 150 mm. Foi utilizado um recobrimento de 10 mm. Desta forma, a altura útil média associada à disposição da armadura superior é 72 mm.

Nas Figuras 3.10 e 3.11 é apresentado o sistema de ensaio utilizado nos ensaios ao punçoamento em lajes. Neste sistema de ensaio, as lajes foram simplesmente apoiadas sobre oito suportes metálicos num padrão circular ao longo dos bordos. Os suportes metálicos foram colocados sobre quatro blocos de betão. Para evitar a restrição dos movimentos horizontais das lajes, foram colocadas folhas de *teflon* com 1 mm de espessura total entre as placas de aço dos apoios. Por sua vez, foram também utilizados varões de aço maciço rectificadado de modo a permitir a livre rotação das lajes na direcção radial. Na Figura 3.12, ilustra-se o aparelho de apoio descrito.



Figura 3.10 - Sistema de ensaio das lajes da campanha experimental

A carga concentrada foi aplicada (de cima para baixo) por um macaco hidráulico da marca Enerpac, com 600 kN de capacidade, instalado num pórtico de carga metálico, posicionado sobre o centro da laje e contactando com esta através de uma placa de aço de 150 x 150 x 30 (mm). Entre esta chapa (que pretendeu simular o pilar) e o macaco hidráulico foi colocada uma rótula esférica. Refira-se que as lajes foram ensaiadas ao contrário do que seria a sua posição normal, localizando-se os pilares (neste caso, a placa de aço) por cima das mesmas e estando a armadura principal de flexão localizada

na sua face inferior. Desta forma, simulou-se o que se verifica no topo dos edifícios, onde os pilares não têm continuidade para além da laje de topo.

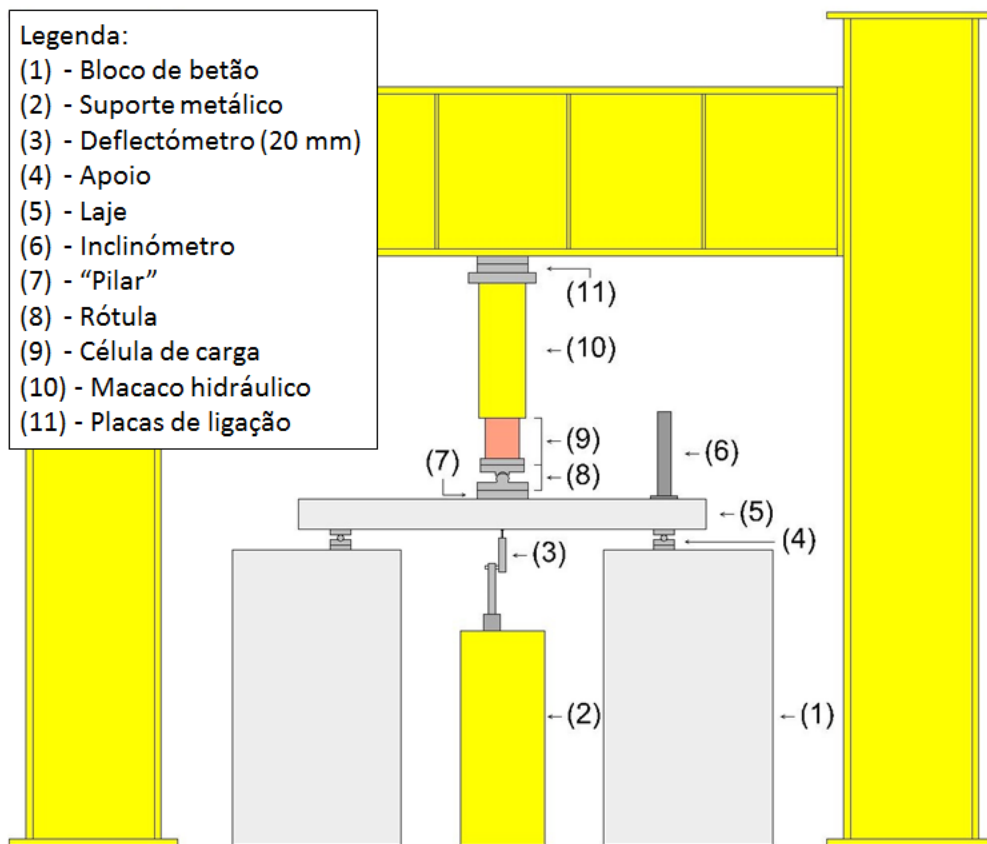


Figura 3.11 - Esquema do sistema de ensaios da campanha experimental



Figura 3.12 - Aparelho de apoio das lajes da campanha experimental

Na Figura 3.13, apresenta-se a geometria geral e as dimensões das lajes, assim como a disposição das armaduras longitudinais e posição dos apoios.

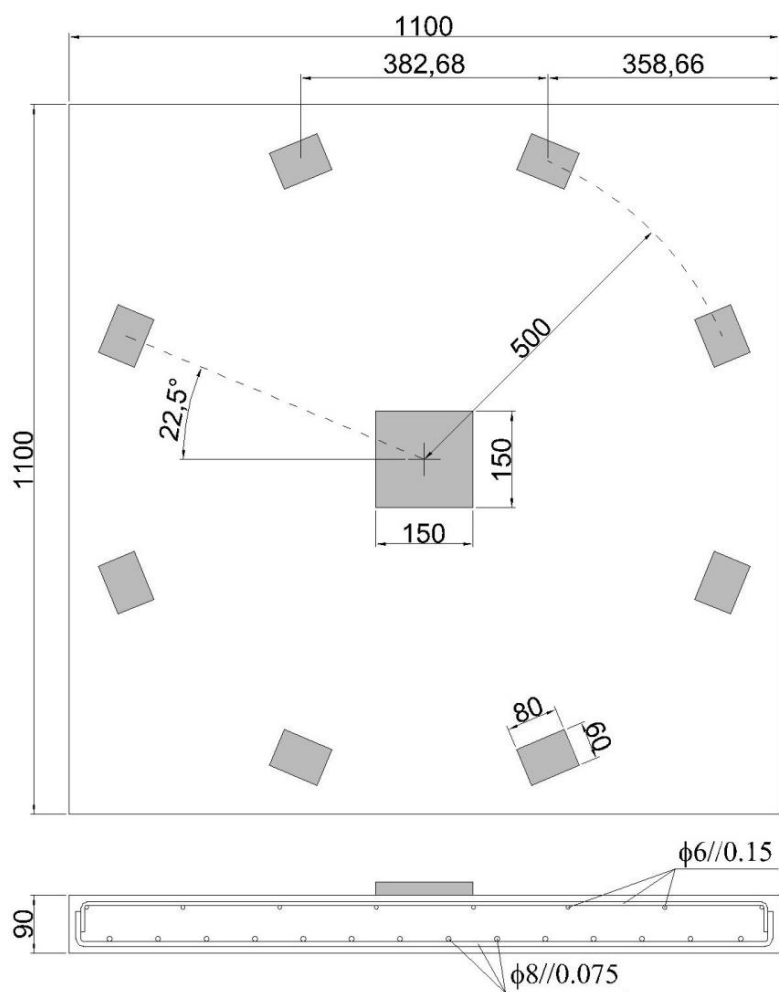


Figura 3.13 - Esquema de geometria das lajes da campanha experimental (dimensões em mm)

Refira-se que, durante a montagem dos elementos descritos, se colocou uma camada de gesso para regularizar o contacto entre: o pavimento e os blocos de betão; os blocos de betão e os apoios; os apoios e a laje; e a laje e a placa de simulação do pilar. Durante este processo, utilizou-se um nível de forma a garantir a horizontalidade da face superior dos elementos mencionados.

Para monitorizar o comportamento estrutural das lajes durante os ensaios, foram utilizados dois deflectómetros da marca TML. Um dos deflectómetros, de êmbolo e com um curso máximo de 25 mm, foi colocado no centro da face inferior da laje. O segundo deflectómetro, de fio e com um curso máximo de 500 mm, foi colocado no topo da laje, acoplado à placa de simulação do pilar. Para medir o valor da carga vertical aplicada, foi utilizada uma célula de carga da marca Novatech (com capacidade de 400 kN), colocada entre o macaco hidráulico e a placa de aço de simulação do pilar. Foram

ainda utilizados dois inclinómetros da marca TML, colocados em pontos diametralmente opostos na face superior da laje, sobre a zona dos apoios, permitindo garantir a correcta evolução do ensaio (punçoamento sem excentricidade associada) através da verificação de inclinações semelhantes nos dois pontos de medição.

Os ensaios foram realizados em controlo de força, a uma velocidade média de 0,5 kN/s, tendo a carga sido aplicada através de uma unidade de pressão, controlada manualmente. O registo dos instrumentos de medida foi efectuado a uma taxa de 5 Hz através de um *data logger* da marca HBM, modelo Quantum X.

Descreve-se, de seguida, o procedimento de ensaio adoptado, após a colocação das lajes e dos elementos descritos na posição definida:

- verificação do correcto funcionamento da instrumentação utilizada;
- carregamento das lajes até um valor de força de 20 kN (de forma a acomodar a laje aos apoios);
- descarga completa das lajes;
- reiniciação dos instrumentos de medição;
- carregamento das lajes até um valor de força de 20 kN;
- marcação de fendas existentes (visíveis a olho nu);
- carregamento das lajes até um valor de força de 120 kN (em patamares de 20 kN, de forma a registar a alteração do padrão de fendilhação);
- carregamento das lajes até à rotura;
- registo do modo de rotura e do padrão de fendilhação.

Refira-se que o patamar máximo de força para a marcação de fendas durante a fase de carregamento (120 kN) foi definido por razões de segurança, uma vez que este passo do procedimento foi realizado sob o provete de ensaio.

4. Resultados da campanha experimental

4.1. Considerações iniciais

Este capítulo tem como objectivo apresentar e analisar os resultados obtidos nos ensaios realizados e descritos no capítulo 3, realizando-se, sempre que possível, uma análise comparativa destes com os resultados apresentados no capítulo 2. Em particular, apresenta-se os resultados dos seguintes ensaios: (i) ensaios de identificação dos agregados (subcapítulo 4.2), (ii) ensaios ao betão fresco (4.3) e (iii) endurecido (4.4) e (iv) ensaios ao punçoamento (4.5).

4.2. Ensaio de identificação dos agregados

Neste subcapítulo, são apresentados, de forma sucinta, os resultados dos ensaios de identificação dos agregados mencionados no subcapítulo 3.5. Os resultados referentes à análise granulométrica são apresentados no anexo A.1, à semelhança dos resultados completos dos restantes ensaios.

Tabela 4.1 - Resumo dos resultados dos ensaios aos agregados

Propriedade	Areia fina	Areia grossa	Bago de arroz	Brita 1	Brita 2	AGRB
Massa volúmica (kg/m^3)	2,55	2,51	2,53	2,54	2,56	2,28
Absorção de água (%)	0,3	0,6	1,4	1,3	1,2	6,2
Baridade (kg/m^3)	1,55	1,59	1,43	1,44	1,45	1,23
Índice de desgaste de Los Angeles (%)	-	-	23,2	26,5	29,2	41,9
Índice de forma - SI (%)	-	-	17,2	17,6	14,9	23,1
Teor em humidade (%) *	-	-	-	-	-	3,10 2,96

* Nota: os valores apresentados dizem respeito às duas semanas de realização das betonagens

Da análise da Tabela 4.1, pode-se tirar as seguintes conclusões:

- a **massa volúmica** (correspondente à massa volúmica das partículas secas em estufa) dos AGRB é inferior à dos AGP, tal como seria de esperar; a diminuição apresentada segue a tendência de campanhas experimentais anteriores, apresentada na Tabela 2.3; tal é explicado pela presença de argamassa aderida aos AGRB, que lhes confere uma maior leveza; os AGP apresentam valores de massa

volúmica próximos dos das campanhas experimentais anteriores, registando-se ainda proximidade entre os AGP e os AFP relativamente a esta característica;

- a **absorção de água** registada pelos AFP apresenta um valor reduzido, à semelhança do que sucede com os AGP; os valores apresentados seguem a tendência dos resultados apresentados na Tabela 2.4 (referente ao estado da arte) e são considerados admissíveis, uma vez que, segundo Coutinho (1988), não é necessário proceder a ensaios adicionais se os valores de absorção de água forem inferiores a 5% para este tipo de agregados calcários, como se regista neste caso; relativamente aos AGRB, estes apresentam uma absorção de água (6,2%) 4 a 5 vezes superior à dos AGP (entre 1,2 e 1,4%), devido (i) à maior absorção de água da argamassa endurecida, (ii) à sua configuração geralmente mais alongada e (iii) à sua superfície mais rugosa, por comparação com os AGP; estes resultados seguem a tendência das campanhas apresentadas no estado da arte, em que os AGRB apresentam uma absorção de água entre 4 e 6 vezes superior à dos AGP;
- a **baridade** dos AFP é maior do que a dos AGP, o que é explicado pela maior esfericidade das partículas finas, permitindo uma melhor organização das partículas e criando menor volume de vazios no recipiente utilizado; os AGRB, por sua vez, apresentam um valor de baridade cerca de 15% inferior à dos AGP; tal deve-se, mais uma vez, à estrutura mais leve e porosa dos AGRB devido à pasta de cimento aderida presente nestes agregados; os valores referidos apresentam a mesma ordem de grandeza do que os resultados apresentados na Tabela 2.2 do levantamento bibliográfico realizado;
- o **índice de desgaste de Los Angeles** (que diz respeito à perda de massa dos agregados ensaiados) dos AGRB (41,9%) é entre 1,4 e 1,8 vezes superior ao dos AGP, consoante se trata de bago de arroz ou brita 2; tal deve-se à presença da pasta cimentícia, que mais facilmente se desgasta, fragilizando a resistência mecânica do AGRB; os resultados mencionados são, mais uma vez, consistentes com os resultados apresentados no capítulo do estado da arte (Tabela 2.5), sendo de referir apenas que o índice de desgaste dos AGP é ligeiramente inferior ao obtido por Vieira (2010) e Gomes (2007); em qualquer caso, os valores obtidos para o índice de desgaste de *Los Angeles* são inferiores a 50%, valor limite para que os agregados possam ser utilizados em betões estruturais;

- o **índice de forma** dos AGRB (23,1%) é entre 1,3 e 1,6 vezes superior ao dos AGP (entre 14,9% e 17,6%); novamente, a existência da pasta de cimento aderida nos primeiros parece ser a explicação mais plausível para este fenómeno, uma vez que contribui para que as partículas dos AGRB tomem formas mais alongadas; tal como se pode observar na Tabela 2.1, os valores obtidos nos trabalhos analisados seguem tendências análogas à da presente campanha experimental, sendo de destacar a proximidade dos resultados obtidos na campanha de Vieira (2010).

Os valores apresentados referentes ao **teor de humidade** dos AGRB serão analisados no subcapítulo dos ensaios ao betão fresco, uma vez que a água de compensação utilizada foi calculada de acordo com esta propriedade. Para além disso, foi também necessário determinar a absorção de água (apresentada na Tabela 4.1) e a **evolução da absorção de água** ao longo do tempo pelos AGRB, que se apresenta de seguida.

A absorção de água ao longo do tempo é expressa em percentagem da capacidade total de absorção dos AGRB. Na Figura 4.1, são apresentados os resultados obtidos durante os 30 minutos iniciais deste ensaio. Pela análise da figura, destaca-se a rápida evolução da absorção água nos primeiros 5 minutos do ensaio. O potencial de absorção de água aos 15 minutos (tempo de amassadura utilizado) é de 84,1%.

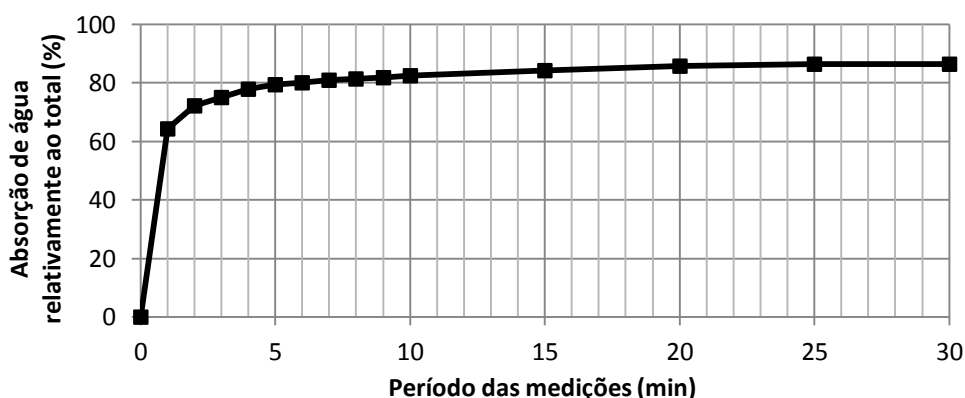


Figura 4.1 - Evolução da absorção de água de AGRB ao longo do tempo

4.3. Ensaio ao betão fresco

4.3.1. Considerações iniciais

Este subcapítulo tem como objectivo apresentar os resultados dos ensaios aos betões produzidos no estado fresco. Nesse sentido, são apresentados os resultados do ensaio

de abaixamento (trabalhabilidade) e da massa volúmica dos vários betões produzidos. Os cálculos intermédios são apresentados no anexo A.2.

4.3.2. Abaixamento (cone de Abrams)

Este ensaio permite avaliar a consistência do betão, tendo sido estabelecido o intervalo de abaixamento de 125 ± 10 mm. Este ensaio é bastante importante, visto que permite confirmar se a manutenção da relação a/c efectiva nos diferentes betões produzidos leva a que estes apresentem uma trabalhabilidade semelhante.

Os resultados do ensaio de abaixamento e as relações a/c aparente e efectiva correspondentes às betonagens definitivas são apresentados na Tabela 4.2. Como se pode observar, todos os betões produzidos cumprem o limite estabelecido (125 ± 10 mm), cumprindo, assim, o requisito de manutenção da trabalhabilidade. Como esperado, regista-se ainda um aumento da relação a/c aparente com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB.

Tabela 4.2 - Resultados do ensaio de abaixamento e relações a/c aparente e efectiva dos betões produzidos

Betão	Abaixamento (mm)	a/c aparente	a/c efectiva
BR	129	0,54	0,54
B20	124	0,55	0,54
B50	131	0,57	0,54
B100	121	0,60	0,54

4.3.3. Massa volúmica

O ensaio de determinação da massa volúmica sobre o betão no estado fresco foi realizado de acordo com a norma NP EN 12350-6 (2002). Os resultados deste ensaio são apresentados na Tabela 4.3 e na Figura 4.2.

Tabela 4.3 - Massa volúmica dos betões produzidos na presente campanha experimental

Betão	Massa volúmica (kg/m ³)
BR	2385,0
B20	2357,2
B50	2324,8
B100	2267,1

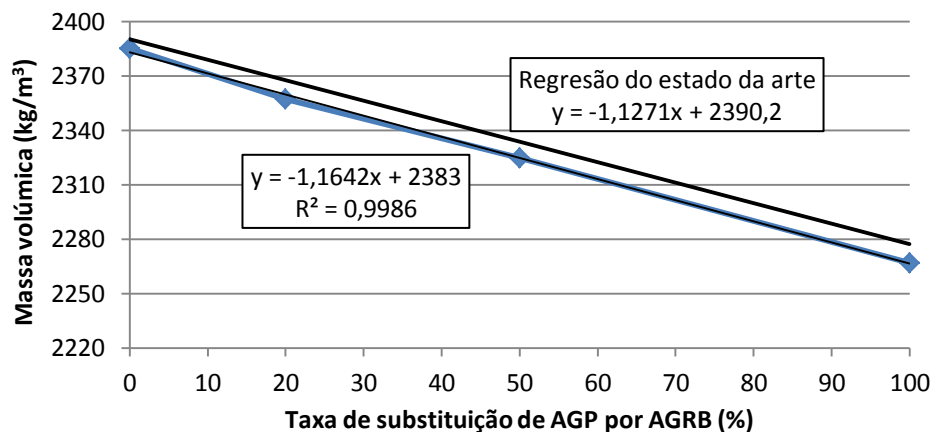


Figura 4.2 - Massa volúmica dos betões produzidos na presente campanha experimental

Da análise da Tabela 4.3, pode-se concluir que, tal como esperado, a massa volúmica do betão fresco diminui com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB. Esta tendência é justificada, sobretudo, pela menor massa volúmica dos AGRB face aos AGP, devido à presença de argamassa cimentícia aderida no primeiro tipo de agregados.

Na Figura 4.2, é evidente a tendência anteriormente relatada. Constata-se, ainda, que a massa volúmica varia linearmente com a taxa de substituição de AGP por AGRB, verificando-se um coeficiente de correlação linear elevado ($R^2 = 1.00$). Por outro lado, a tendência apresentada é semelhante à regressão linear obtida da revisão bibliográfica, com uma muito ligeira diminuição dos valores da massa volúmica.

4.4. Ensaio ao betão endurecido

4.4.1. Considerações iniciais

Neste subcapítulo, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios ao betão no estado endurecido, nomeadamente os ensaios de resistência à compressão, resistência à tracção por compressão diametral e módulo de elasticidade. A comparação de resultados torna-se mais fundamentada porque se manteve constante a trabalhabilidade e a curva granulométrica dos agregados dos diferentes betões produzidos.

4.4.2. Resistência à compressão

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão em cubos dos diferentes betões aos 28 e 56 dias encontram-se na Tabela 4.4, sendo que os valores individuais de cada

provetes e respectivos cálculos intermédios são apresentados no anexo A.3.1. Estes resultados permitem avaliar a influência da taxa de incorporação de AGRB nos betões, face aos resultados obtidos para o BR. Nesse sentido, são apresentados os valores médios (f_{cm}) do ensaio a 5 provetes por cada tipo de betão e data de ensaio (28 e 56 dias), assim como o desvio padrão (σ_{fc}), o coeficiente de variação (CV) e a diminuição da propriedade dos BAGRB face ao BR (Δ_{BR}). Na Figura 4.3, são apresentados os valores médios, juntamente com o desvio padrão, representado pelas barras de erro verticais.

Tabela 4.4 - Resistência à compressão aos 28 e 56 dias

Tipo de betão	$f_{cm,28}$ (MPa)	$\sigma_{fc,28}$ (MPa)	$CV_{fc,28}$ (%)	$\Delta_{BR,28}$ (%)	$f_{cm,56}$ (MPa)	$\sigma_{fc,56}$ (MPa)	$CV_{fc,56}$ (%)	$\Delta_{BR,56}$ (%)
BR	46,8	2,0	4,2%	-	50,3	0,5	0,9%	-
B20	44,3	2,3	5,1%	-5,4%	49,0	1,5	3,1%	-2,6%
B50	46,6	1,0	2,3%	-0,5%	48,9	1,3	2,7%	-2,8%
B100	45,6	1,2	2,7%	-2,5%	48,3	0,4	0,9%	-4,0%

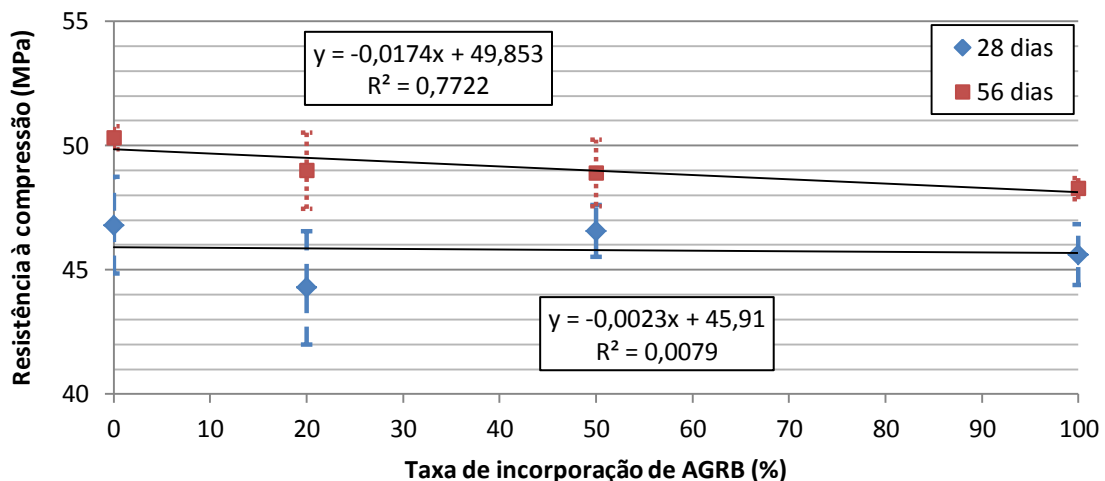


Figura 4.3 - Resistência à compressão aos 28 e 56 dias

Em primeiro lugar, tendo em conta que a resistência à compressão aos 28 dias obtida para o BR foi de 46,8 MPa, pode-se concluir que a classe de resistência do betão se enquadra na classe prevista (C30/37), à semelhança do que sucede com os BAGRB, cujos valores médios são idênticos face ao BR. Para calcular o valor característico da resistência à compressão em cubos ($f_{ck,cubos}$), recorreu-se à expressão (4.1) (FIB, 2013) para esta gama de valores de resistência:

$$f_{ck,cubos} = f_{cm} - 8 = 46,8 - 8 = 38,8 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

Da análise dos resultados, conclui-se que, em geral, para todas as idades do ensaio, a resistência à compressão diminui ligeiramente (no máximo 5,4%) com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB.

Relativamente aos resultados dos ensaios aos 28 dias, destaca-se que a diminuição de resistência devido à incorporação de AGRB varia entre 0,5% e 5,4%. Os desvios registados são usuais para o tipo de trabalho experimental realizado, como se pode verificar na Figura 2.5. Nesse sentido, torna-se difícil estabelecer uma relação entre a resistência à compressão e a taxa de incorporação de AGRB. No entanto, a diminuição máxima ocorre para o B20, o que pode ser explicado, por exemplo, por uma eventual diferença nas condições de betonagem. Analisando os valores médios afectados do desvio padrão (ver barras de erro da Figura 4.3), pode-se assumir que este facto é estatisticamente não relevante. Como se pode verificar na Figura 4.3, a regressão linear é aproximadamente horizontal, devido à reduzida variação no parâmetro analisado com o aumento do teor em AGRB. Por outro lado, o reduzido valor do coeficiente de correlação (0,0079) resulta de a resistência à compressão aos 28 dias ser praticamente independente da taxa de incorporação de AGRB.

Comparando os resultados dos ensaios aos 56 dias face aos já referidos, a tendência de diminuição é semelhante, embora mais consistente. A resistência à compressão do B100 (comparativamente ao BR) é 4% inferior, face a 2,7% nos ensaios aos 28 dias. Neste caso, destaca-se o valor do coeficiente de correlação (0,77), que demonstra uma relação mais estreita entre as variáveis e o reduzido valor do coeficiente de variação apresentado pelos vários tipos de betão (valores pouco dispersos).

Os resultados apresentados seguem a tendência apresentada por Fonseca (2009) e referida por Brito (2005) de os BAGRB apresentarem resistências à compressão semelhantes à do BR.

Segundo Katz (2003), citado por Evangelista (2007), os agregados reciclados de betão contêm partículas de betão não hidratadas que elevam o teor absoluto de cimento das misturas, podendo contribuir, assim, para o aumento da resistência mecânica das mesmas. Da mesma forma, a rugosidade e porosidade elevadas da estrutura dos AGRB

permitem uma melhor penetração da nova pasta de cimento e, conseqüentemente, uma melhor ligação. Por outro lado, avaliando a menor resistência mecânica dos AGRB, seria expectável a diminuição da resistência de BAGRB com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB. A interacção dos vários fenómenos referidos levou, neste caso, a resistências à compressão semelhantes dos diferentes betões produzidos.

Por fim, refira-se que a produção e a betonagem do BO em condições controladas (não estando exposto a condições de cargas / ambientes agressivos) e a separação das diversas fracções dos AGRB e dos AGP por peneiração também poderão ter contribuído para os valores de resistência elevados dos BAGRB.

4.4.3. Resistência à tracção

Os resultados dos ensaios da resistência à tracção por compressão diametral aos 28 dias dos diferentes betões são apresentados na Tabela 4.5. Esses resultados são apresentados graficamente na Figura 4.4. Os valores individuais dos ensaios e respectivos cálculos intermédios encontram-se no anexo A.3.2.

Tabela 4.5 - Resistência à tracção aos 28 dias

Tipo de betão	$f_{ctm,28}$ (MPa)	$\sigma_{fct,28}$ (MPa)	$CV_{fct,28}$ (%)	$\Delta_{BR,28}$ (%)
BR	3,17	0,42	13,2%	-
B20	2,90	0,24	8,4%	-8,3%
B50	2,94	0,21	7,0%	-7,0%
B100	2,86	0,32	11,2%	-9,5%

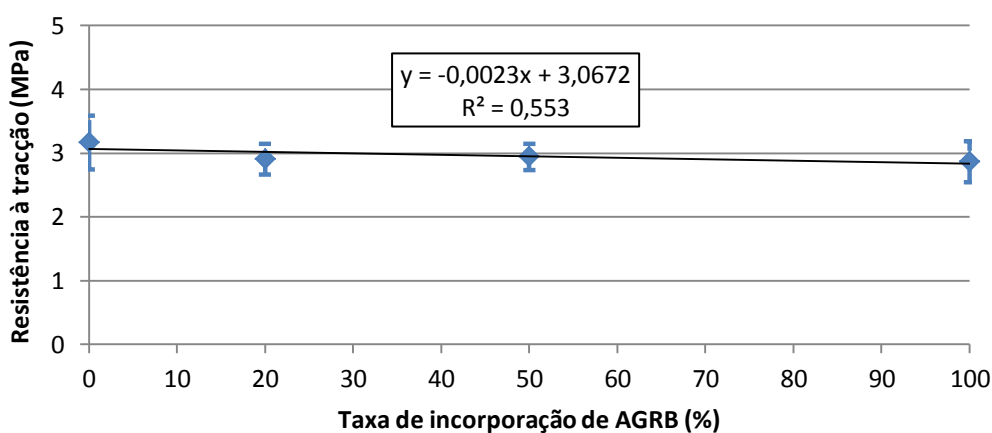


Figura 4.4 - Resistência à tracção aos 28 dias

Como se pode verificar pelos elevados valores do coeficiente de variação, os resultados apresentam alguma variabilidade (sobretudo para as composições BR e B100). Este facto, também mencionado por Brito e Robles (2010), é relativamente recorrente neste tipo de ensaios.

Da análise dos resultados, verifica-se que o BR tem a resistência à tracção mais elevada. O valor apresentado encontra-se na gama de valores apresentados na Figura 2.6 (entre 2,9 e 4,5 MPa). Por outro lado, embora o valor médio da resistência à tracção do B20 seja um pouco menor do que o esperado, ao analisá-lo afectado do desvio padrão, esse facto perde relevância estatística, como se pode verificar na Figura 4.4.

Em relação aos BAGRB, estes registaram reduções de resistência de 8,3, 7,0 e 9,5% (B20, B50 e B100, respectivamente), o que poderá ser explicado pela maior fragilidade da estrutura porosa dos AGRB. Por outro lado, os valores de redução da resistência à tracção dos BAGRB são muito próximos entre si. Este facto é explicado por Malesev *et al.* (2010) que referem que a resistência à tracção é afectada, principalmente, pela qualidade dos AGRB e não pela quantidade dos mesmos presentes nos betões.

Analisando a Figura 4.4, a regressão linear obtida apresenta um coeficiente de correlação de 0,55. No entanto, embora exista uma ligeira diminuição da resistência à tracção com o aumento da taxa de incorporação de AGRB, considera-se que não é possível estabelecer uma boa correlação entre estas duas variáveis, à semelhança das campanhas experimentais apresentadas no subcapítulo 2.3.3.2. e, em certa medida, da própria resistência à compressão aos 28 dias.

Por fim, a menor resistência mecânica dos AGRB parece ter maior influência na resistência à tracção do que na resistência à compressão, uma vez que a primeira apresenta reduções máximas de desempenho do B100 face ao BR superiores (9,5% vs. 2,5%).

4.4.4. Módulo de elasticidade

Os valores do módulo de elasticidade dos diferentes betões aos 28 dias são apresentados na Tabela 4.6. A Figura 4.5 representa graficamente os resultados. Os valores individuais dos ensaios e respectivos cálculos intermédios encontram-se no anexo A.3.3.

Tabela 4.6 - Módulo de elasticidade aos 28 dias

Tipo de betão	$E_{cm,28}$ (GPa)	$\sigma_{Ec,28}$ (GPa)	$CV_{Ec,28}$ (%)	$\Delta_{BR,28}$ (%)
BR	33,7	0,6	1,8%	-
B20	32,8	0,7	2,2%	-2,7%
B50	32,7	0,7	2,2%	-3,1%
B100	31,5	0,6	1,8%	-6,7%

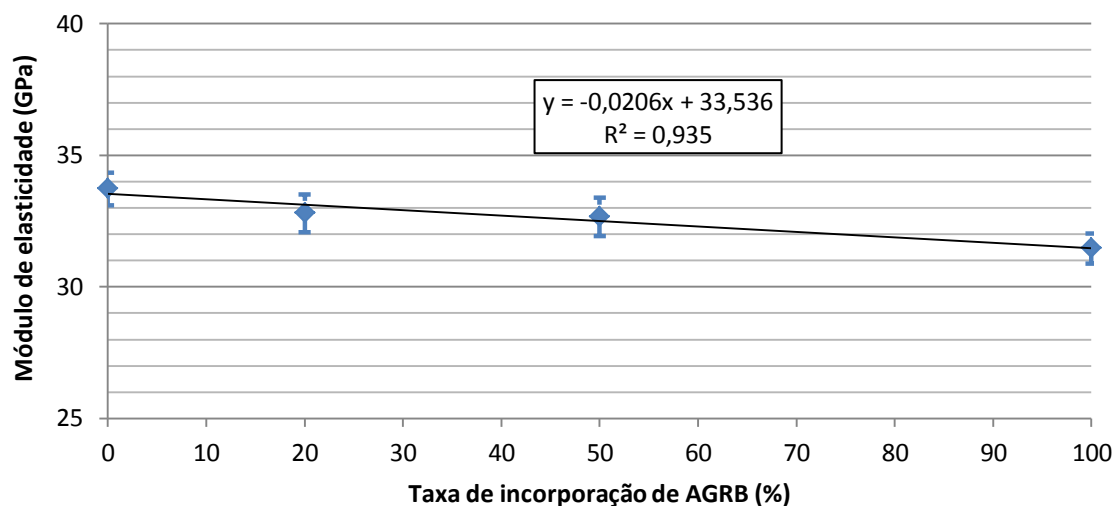


Figura 4.5 - Módulo de elasticidade aos 28 dias

Como se pode observar na Tabela 4.6 e na Figura 4.5, o valor do módulo de elasticidade tende a diminuir com o aumento da taxa de incorporação de AGRB, registando-se a redução máxima (6,7%) para o B100. Destaca-se também o reduzido valor do coeficiente de variação do desvio padrão.

Neste caso, o elevado valor do coeficiente de correlação da regressão linear efectuada (0,935) aponta para uma boa correlação entre as variáveis referidas. Segundo Evangelista (2007), a diminuição deste parâmetro com o aumento da taxa de incorporação de AGRB deve-se à dependência deste parâmetro da deformabilidade dos AGRB, que, ao serem constituídos também por pasta de cimento, apresentam uma estrutura mais porosa e frágil do que os AGP, e, por isso, mais deformável. A boa correlação referida confirma a explicação avançada pelos autores.

Por outro lado, destaca-se a reduzida diminuição do módulo de elasticidade do B100 face ao BR, de apenas 6,7%. Esta diminuição segue a tendência explicada no subcapítulo 2.3.3.2, onde o aumento da relação a/c efectiva conduz a uma menor redução deste parâmetro com o aumento da taxa de incorporação de AGRB. Apresenta-se, na Figura

4.6, a tendência mencionada, sendo que Vieira (2010) e Fonseca (2009) utilizaram uma relação a/c efectiva de 0,43, Soares (2014) e Guerra (2013) de 0,52 e na presente campanha experimental foi utilizado um valor de 0,54.

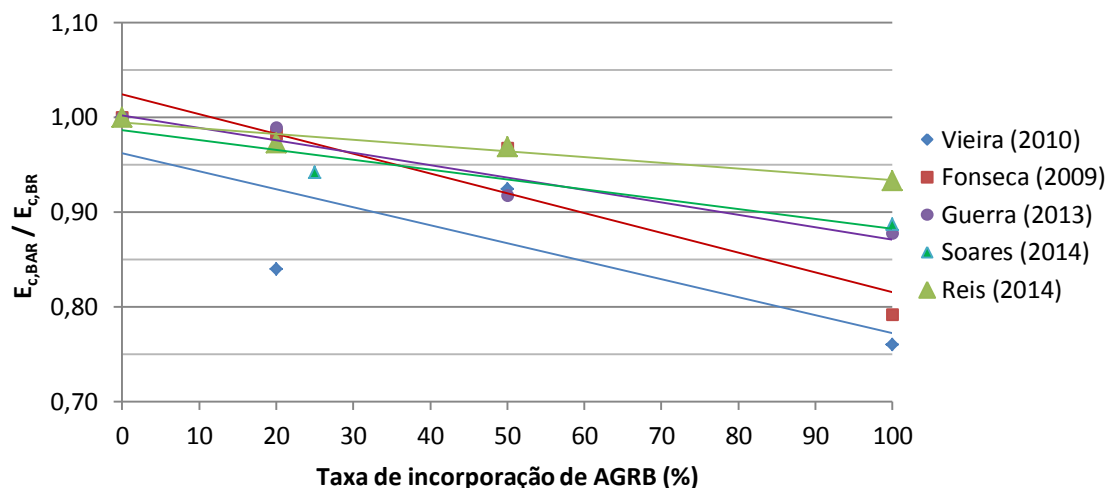


Figura 4.6 - Influência da relação a/c efectiva no módulo de elasticidade dos BAGRB

4.5. Ensaio ao punçoamento em lajes

4.5.1. Considerações iniciais

Neste subcapítulo, são apresentados os resultados referentes aos ensaios ao punçoamento dos vários modelos de lajes produzidos. A discussão desses resultados será feita avaliando a influência da incorporação de AGRB na composição dos betões, no que se refere aos seguintes aspectos: (i) comportamento mecânico global dos modelos, no que se refere às curvas força vs. deslocamento; (ii) rigidez no estado I e estado II (isto é, antes e depois do betão fendilhar, respectivamente); (iii) carga e padrão de fendilhação; (iv) modo de rotura; e (v) resistência ao punçoamento, incluindo uma comparação da carga de rotura experimental dos vários modelos com a estimativa da mesma através do EC2 (2004) e do ACI 318-11 (2011).

Na Tabela 4.7, são apresentadas as características gerais das lajes ensaiadas. Embora este aspecto seja aprofundado na secção 4.5.4, considera-se oportuno referir desde já que a rotura de todos os modelos de laje ocorreu por punçoamento, o modo que se pretendia que ocorresse no âmbito da presente dissertação e para o qual as lajes tinham sido efectivamente dimensionadas. Para além disso, refere-se também que as cargas de rotura experimentais (secção 4.5.5) foram inferiores à carga de rotura por

flexão estimada (206,1 kN), tendo em conta a aplicação de uma carga concentrada a meio vão do modelo de laje ensaiado (simplesmente apoiado nos quatro bordos) e a hipótese (simplificativa) de distribuição da carga nas duas direcções ortogonais da laje.

Tabela 4.7 - Características e carga de rotura das lajes ensaiadas na campanha experimental

Tipo de betão	Modelo de laje	h (m)	Betão			Armadura (A500)		
			$f_{cm,28}$ (MPa)	$f_{ctm,28}$ (MPa)	$E_{cm,28}$ (MPa)	d (m)	ρ (%)	f_{sy} (MPa)
BR	BR-1	0,09	46,8±2,0	3,17±0,42	33,7±0,6	0,072	0,93	600
	BR-2							
B20	B20-1		44,3±2,3	2,90±0,24	32,8±0,7			
	B20-2							
B50	B50-1		46,6±1,0	2,94±0,21	32,7±0,7			
	B50-2							
B100	B100-1		45,8±1,2	2,86±0,32	31,5±0,6			
	B100-2							

4.5.1. Curvas força vs. deslocamento

Na Figura 4.7, apresenta-se as curvas força vs. deslocamento (medido na face inferior) obtidas nos ensaios, representativas do comportamento mecânico global dos modelos de laje ensaiados.

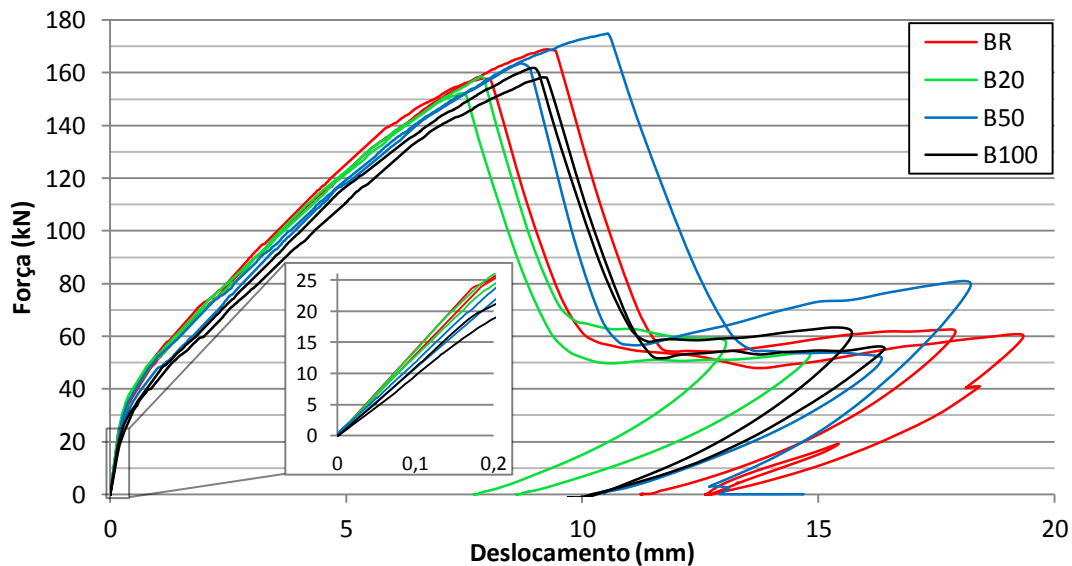


Figura 4.7 - Curvas força vs. deslocamento das lajes ensaiadas na campanha experimental com pormenor do tramo inicial

Da análise das curvas apresentadas, destacam-se os seguintes aspectos gerais:

- andamento inicial linear (correspondente ao estado I) até a carga de fendilhação ser atingida; o aumento do teor em AGRB no betão conduz a menor rigidez dos modelos neste estado, como irá ser explicado na secção 4.5.2.1.;
- posteriormente, ocorre uma perda progressiva de rigidez para um valor de força entre 20 e 40 kN, correspondente ao desenvolvimento da fendilhação; comparativamente aos modelos de BR, os modelos de BAGRB apresentam uma carga de fendilhação inferior, sendo tanto menor quanto maior a taxa de incorporação de AGRB (este tema será abordado na secção 4.5.3.);
- após o período mais crítico do processo de fendilhação, o andamento das curvas é aproximadamente linear (correspondente ao estado II), não existindo diferenças relevantes entre as várias curvas apresentadas (abordado, de forma pormenorizada, na secção 4.5.2.2.);
- antes da rotura final (para um valor de carga de 140 kN), ocorre uma ligeira redução da rigidez, correspondendo possivelmente à cedência de alguns varões de aço, como se verifica nos resultados numéricos;
- em geral, as curvas das lajes constituídas pelos diferentes tipos de betão apresentam um andamento qualitativamente muito semelhante, verificando-se uma tendência de diminuição da rigidez global com o aumento do teor em AGRB nos betões.

4.5.2. Rigidez

Nas secções seguintes, é analisada, de forma mais pormenorizada, a rigidez dos modelos avaliados. Em particular, apresenta-se a rigidez dos modelos antes (estado I) e depois (estado II) de o betão fendilhar.

4.5.2.1. Rigidez no estado I

A rigidez no estado I é caracterizada pelo comportamento da estrutura (interacção aço-betão) quando as secções de betão não se encontram fendilhadas. Neste sentido, em análises de estruturas, considera-se que este estado depende essencialmente do comportamento do betão, uma vez que as tensões no aço não se mostram relevantes. Por sua vez, a rigidez neste estado deverá estar directamente relacionada com o mó-

dulo de elasticidade dos betões, a menos da afectação de um coeficiente que depende das condições de apoio da estrutura e da inércia da secção.

São apresentados, na Tabela 4.8, os valores de rigidez no estado I (K_I) resultantes dos ensaios das lajes e a comparação deste parâmetro entre os vários betões face ao BR. Com o mesmo objectivo, na Figura 4.8, representa-se graficamente a relação entre a rigidez no estado I dos modelos com BAGRB e a do modelo com BR.

Tabela 4.8 - Rigidez no estado I das lajes ensaiadas na campanha experimental

Modelo de laje	K_I (kN/mm)	$K_{I,médio}$ (kN/mm)	Erro médio relativo (%)	$K_{I,BAGRB} / K_{I,BR}$
BR-1	138	134,0	2,7	1,00
BR-2	130			
B20-1	136	131,7	3,5	0,98
B20-2	127			
B50-1	108	113,0	4,5	0,84
B50-2	118			
B100-1	111	103,9	6,9	0,78
B100-2	97			

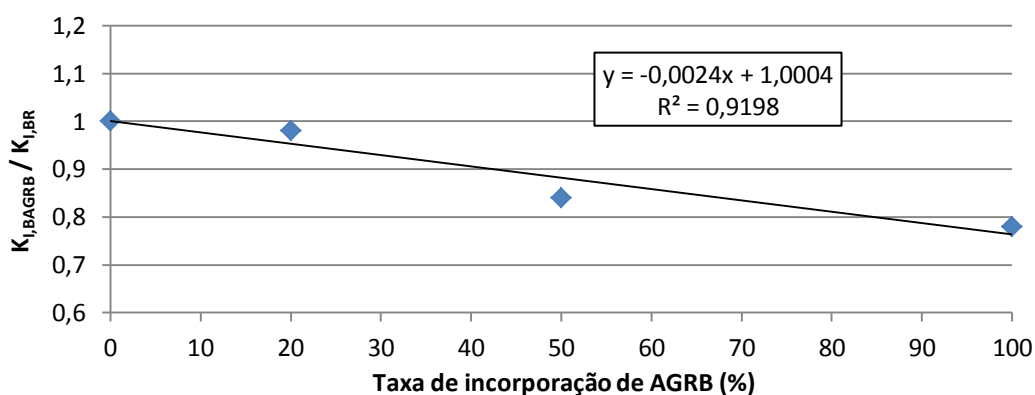


Figura 4.8 - Rigidez no estado I das lajes ensaiadas na campanha experimental

A análise dos resultados é feita com base nos valores médios dos ensaios. O máximo valor do erro médio relativo obtido é reduzido (6,9%), pelo que é aceitável analisar os resultados desta forma.

Como se pode verificar, a taxa de incorporação de AGRB tem influência no parâmetro avaliado. Em particular, a rigidez em estado I será tanto menor quanto maior a taxa de incorporação de AGRB. A variação é aproximadamente linear, tal como mostra o elevado valor do coeficiente de correlação linear (0,9198) da regressão efectuada.

A variação referida acima pode ser explicada, em parte, pela diminuição do módulo de elasticidade dos betões com incorporação de AGRB anteriormente apresentada. De facto, seria de esperar que a rigidez das lajes face à acção de cargas verticais fosse menor com o aumento da taxa de incorporação de AGRB, tendo em conta os valores do módulo de elasticidade apresentados na secção 4.4 (que diminuem com o aumento da taxa de incorporação de AGRB, atingindo uma variação de -6,7% para o B100, de -3,1% para o B50 e -2,7% para o B20 face ao BR). No entanto, como se pode verificar na Tabela 4.8, a redução da rigidez das lajes no estado I (de 2, 16 e 22% para os modelos de laje de B20, B50 e B100, respectivamente, face ao BR) é superior à redução do módulo de elasticidade que se verifica para os mesmos betões.

4.5.2.2. Rigidez no estado II

Ao contrário do estado I, o comportamento das estruturas de betão armado no estado II depende da interacção aço-betão. A resistência nesta fase é garantida (no caso particular de lajes submetidas a cargas concentradas) pelo binário de forças: compressão do betão vs. tracção do aço, existindo contribuição para a rigidez por parte das duas componentes referidas.

São apresentados, na Tabela 4.9, os valores de rigidez no estado II (K_{II}) resultantes dos ensaios das lajes e a comparação deste parâmetro entre os vários betões face ao BR.

Tabela 4.9 - Rigidez no estado II das lajes ensaiadas na campanha experimental

Modelo de laje	K_{II} (kN/mm)	$K_{II,médio}$ (kN/mm)	Erro médio relativo (%)	$K_{II,BAGRB} / K_{II,BR}$
BR-1	17,5	17,4	0,6	1,00
BR-2	17,3			
B20-1	17,0	17,0	0,1	0,98
B20-2	17,0			
B50-1	16,8	17,2	2,3	0,99
B50-2	17,6			
B100-1	17,7	17,3	2,3	1,00
B100-2	16,9			

Uma vez que os resultados apresentam uma dispersão reduzida em relação aos seus valores médios (o valor máximo do erro médio relativo apresentado é 2,3%), considera-se razoável analisar os resultados com base nos valores médios.

Como se pode verificar pelos resultados da Tabela 4.9, a rigidez no estado II não é influenciada pelo aumento da taxa de incorporação de AGRB, uma vez que a variação apresentada (entre 0,98 e 1,00) não se mostra relevante. Os resultados apresentados podem ser explicados pela maior influência do aço para a rigidez no estado II e, a esse respeito, o reforço utilizado nos diferentes modelos de laje é idêntico. Isto relativiza muito a hipotética influência dos agregados, tal como aconteceria em betões com diferentes agregados naturais.

4.5.3. Carga e padrão de fendilhação

Este subcapítulo tem como objectivo apresentar os resultados mais relevantes sobre a fendilhação dos modelos de laje testados. Neste sentido, são analisados a carga e o padrão de fendilhação dos modelos ensaiados.

Relativamente a este último aspecto, durante e após os ensaios não foram registadas diferenças entre os padrões de fendilhação das lajes constituídas pelos diferentes tipos de betão estudados. Na Figura 4.9, é apresentado o padrão de fendilhação registado antes da rotura dos modelos de laje BR-1 e B100-2. No anexo A.4, são apresentados os padrões dos restantes modelos.



Figura 4.9 - Face inferior do modelo antes da rotura: (a) BR-1; (b) B100-2

A evolução das fendas seguiu a descrição apresentada na secção 2.4.2, onde, em primeiro lugar, surgiram (na face inferior) fendas tangenciais e radiais ao pilar, culminando com o aparecimento da fenda de corte, o que criou um padrão de fendilhação cir-

cular em redor do pilar. Por razões de segurança, não se considerou prudente medir a evolução da abertura das fendas (mais representativas) com a carga aplicada.

Na Tabela 4.10, são apresentados os resultados da carga para a qual o processo de fendilhação do betão influencia a rigidez dos modelos de laje ensaiados na presente campanha experimental. Estes valores são difíceis de obter com rigor recorrendo apenas à leitura directa dos gráficos apresentados na Figura 4.7. Nesse sentido, determinou-se estes valores com base na variação da inclinação da curva, ou seja, considerou-se que a carga de fendilhação corresponde ao valor da força inicial do troço para o qual a inclinação apresenta uma variação superior a 5% em relação ao troço anterior. Não obstante, o rigor dos valores assim obtidos é discutível.

Tabela 4.10 - Carga de fendilhação das lajes ensaiadas na campanha experimental

Modelo de laje	P_{cr} (kN)	$P_{cr,médio}$ (kN)	Erro médio relativo (%)	$P_{cr,BAGRB} / P_{cr,BR}$	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctm,BAGRB} / f_{ctm,BR}$
BR-1	24,3	24,0	1,3	1,00	$3,24 \pm 0,42$	1,00
BR-2	23,7					
B20-1	23,9	23,4	2,4	0,97	$2,90 \pm 0,24$	0,92
B20-2	22,8					
B50-1	22,8	23,2	1,7	0,97	$2,94 \pm 0,21$	0,93
B50-2	23,6					
B100-1	19,6	19,1	2,9	0,79	$2,86 \pm 0,32$	0,90
B100-2	18,5					

Saliente-se, novamente, que a análise dos resultados é feita com base nos seus valores médios, uma vez que o valor máximo do erro médio relativo apresentado é reduzido (2,9%).

Analisando os resultados obtidos, pode-se concluir que há uma ligeira (B20 e B50) a moderada (B100) diminuição da carga de fendilhação com o aumento da taxa de incorporação de AGRB. Este resultado era expectável, uma vez que os BAGRB apresentam uma resistência à tracção inferior à do BR. No entanto, pelas relações apresentadas na Tabela 4.10, é patente que a variação da carga de fendilhação dos BAGRB face ao BR não é consentânea com a variação da resistência à tracção para os mesmos betões. Enquanto os modelos de laje de B100 apresentam uma carga de fendilhação 20% inferior aos modelos de BR, os modelos de B20 e B50 apresentam uma redução de

apenas 3%. Tal poderá estar relacionado com a maior variabilidade (medida pelo coeficiente de variação) da resistência à tracção dos betões, que pôde ser constatada no ensaio para avaliar aquela propriedade (BR - 13,2%; B20 - 8,4%; B50 - 7,0%; e B100 - 11,2%).

4.5.4. Modo de rotura

Como referido, todas as lajes ensaiadas atingiram a rotura devido ao fenómeno de punçoamento. Tal foi comprovado pela superfície de rotura que se formou (Figuras 4.10 e 4.11 e anexo A.4) e pelo modo frágil como esta ocorreu.

Na Figura 4.10, pode-se observar a formação da superfície de rotura em redor da zona de aplicação da carga, correspondendo à criação de uma fenda de corte inclinada. Esta superfície de rotura aparenta um aspecto irregular, dado que o recobrimento utilizado era reduzido (10 mm) e, por isso, a formação tronco-cónica (característica do fenómeno de punçoamento), ao destacar-se, fazia com que existisse o seu destacamento nas zonas em redor.

Na Figura 4.11, é possível também observar o destacamento da formação tronco-cónica, devido à reentrância apresentada na zona da chapa de carregamento.



Figura 4.10 - Face inferior do modelo BR-1 após rotura e remoção do recobrimento destacado



Figura 4.11 - Face superior do modelo BR-1 após o ensaio

4.5.5. Resistência

A resistência ao punçoamento de cada um dos modelos testados é apresentada na Tabela 4.11, assim como o valor médio e respectivo erro médio relativo por tipo de

betão; naquela tabela, apresenta-se ainda a variação da resistência ao punçoamento dos modelos de laje de BAGRB face ao BR ($\Delta_{P_{EXP,médio,BR}}$). Na Figura 4.12, apresenta-se a influência da taxa de incorporação de AGRB na carga de rotura dos modelos de laje testados.

Tabela 4.11 - Considerações sobre a carga de rotura das lajes ensaiadas na campanha experimental

Tipo de betão	Modelo de laje	$f_{cm,28}$ (MPa)	P_{EXP} (kN)	$P_{EXP,médio}$ (kN)	Erro médio relativo (%)	$\Delta_{P_{EXP,médio,BR}}$ (%)
BR	BR-1	$46,8 \pm 2,0$	157,7	163,3	3,4	-
	BR-2		168,9			
B20	B20-1	$44,3 \pm 2,3$	158,6	155,4	2,1	-4,8
	B20-2		152,2			
B50	B50-1	$46,6 \pm 1,0$	163,6	169,2	3,3	+3,6
	B50-2		174,8			
B100	B100-1	$45,8 \pm 1,2$	161,8	160,1	1,1	-2,0
	B100-2		158,3			

Analisando os resultados apresentados, destaca-se, em primeiro lugar, a sua reduzida dispersão, sendo o valor máximo do erro médio relativo de apenas 3,4%. Por outro lado, nota-se uma variação desprezável (variação máxima de 4,8%) da carga de rotura dos modelos de BAGRB face aos modelos de BR.

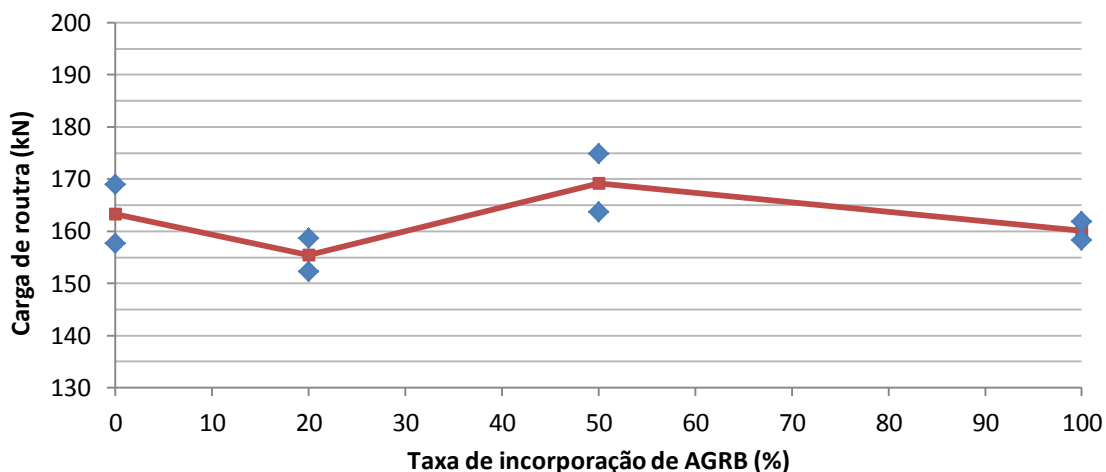


Figura 4.12 - Carga de rotura das lajes ensaiadas na campanha experimental

Comparando os resultados da carga de rotura dos modelos com a resistência à compressão e a resistência à tracção apresentados na secção 4.4 (cuja relação é apresentada na Tabela 4.12), pode-se concluir que existe concordância entre os valores. A uniformidade (reduzida variação dentro da margem de erro dos ensaios) das proprieda-

des mecânicas dos betões (em particular, a resistência à compressão) parece explicar a uniformidade da resistência ao punçoamento dos modelos de laje testados. Este facto está de acordo com a relação existente entre a resistência ao punçoamento e a resistência à compressão dos betões indicada nas normas / regulamentos apresentados na secção 2.4.3. Os resultados obtidos neste estudo são também concordantes com os apresentados por Sudarsana Rao *et al.* (2012), em que a diminuição da resistência à compressão foi consistente com a diminuição da resistência ao punçoamento das lajes ensaiadas por aqueles autores.

Tabela 4.12 - Relação da carga de rotura com as propriedades mecânicas do betão (f_{cm} e f_{ctm})

Tipo de betão	$P_{EXP,BAGRB} / P_{EXP,BR}$	$f_{cm,BAGRB} / f_{cm,BR}$	$f_{ctm,BAGRB} / f_{ctm,BR}$
BR	1,00	1,00	1,00
B20	0,95	0,95	0,92
B50	1,04	1,00	0,93
B100	0,98	0,98	0,90

Desta forma, pode-se concluir que a influência da taxa de incorporação de AGRB na resistência ao punçoamento é desprezável, o que parece comprovar a uniformidade das propriedades mecânicas dos BAGRB face ao BR apresentadas na secção 4.4.

Fisicamente, este fenómeno pode ser influenciado por dois factores: a menor resistência mecânica dos AGRB; e a melhor ligação pasta de cimento / agregados devido ao elevado teor de cimento, porosidade e rugosidade dos AGRB face aos AGP. Como explicado, a resistência ao punçoamento é influenciada pela armadura (idêntica em todos os modelos), pela resistência à compressão (semelhante em todos os modelos) e pela resistência mecânica dos agregados e a resistência da ligação pasta de cimento / agregados na fenda de corte. Neste sentido, podendo existir uma melhor ligação entre a pasta de cimento e os AGRB e uma menor resistência mecânica dos AGRB, estes factores poderão praticamente anular-se, fazendo com que a resistência ao punçoamento seja aproximadamente idêntica entre os vários modelos.

4.5.5.1. Estimativa da resistência de punçoamento

Na Tabela 4.13, apresenta-se a carga de rotura prevista pelo EC2 (2004) (P_{EC2}) e pelo ACI 318-11 (2011) (P_{ACI}) e a relação entre estas e a carga de rotura experimental. O

cálculo das cargas estimadas através das normas / regulamentos referidos foi realizado com base na resistência à compressão do betão aos 28 dias em cilindros, estimado com base nos resultados do ensaio a cubos apresentados na secção 4.4.2.

Tabela 4.13 - Estimativa da carga de rotura pelo EC2 (2004) e ACI 318-11 (2011)

Tipo de betão	Modelo de laje	$f_{cm,cilindro,estimado,28}$ (MPa)	Carga de rotura				
			P_{EXP} (kN)	$P_{EC2} (*)$ (kN)	P_{ACI} (kN)	P_{EXP} / P_{EC2}	P_{EXP} / P_{ACI}
BR	BR-1	$37,1 \pm 1,6$	157,7	169,3	120,8	0,93	1,31
	BR-2		168,9			1,00	1,40
B20	B20-1	$35,1 \pm 1,8$	158,6	166,3	117,5	0,95	1,35
	B20-2		152,2			0,92	1,30
B50	B50-1	$36,9 \pm 0,8$	163,6	169,1	120,5	0,97	1,36
	B50-2		174,8			1,03	1,45
B100	B100-1	$36,2 \pm 1,0$	161,8	167,9	119,2	0,96	1,36
	B100-2		158,3			0,94	1,33
Valor médio						0,96	1,36
Coef. variação						0,04	0,05

(*) **Nota:** O valor de P_{EC2} foi calculado ignorando o limite superior (≤ 2) do coeficiente k, que ocorre para lajes com altura útil inferiores a 0,2 m, à semelhança de Ramos *et al.* (2011) e Guandalini *et al.* (2009).

Analisando a tabela referida, pode-se verificar que o ACI 318-11 é demasiado conservativo na estimativa da carga de punção, apresentando um valor médio de $1,36 \pm 0,05$. Por sua vez, o EC2 permite obter valores bastante próximos dos experimentais, com um valor médio de $0,96 \pm 0,04$. Estes resultados encontram-se na gama de valores apresentados nas campanhas de Ramos *et al.* (2011) (1,31 e 0,95) e Guandalini *et al.* (2009) (1,30 e 1,06). Desta forma, conclui-se que o Eurocódigo 2 permite obter previsões mais precisas da resistência ao punção de lajes contendo AGRB, quando comparado com o ACI 318-11, ignorando-se o limite do parâmetro k.

4.5.6. Considerações finais

Terminada a apresentação e discussão dos resultados dos ensaios ao punção em lajes realizados na campanha experimental, são apresentadas, de seguida, as principais conclusões:

- as curvas força vs. deslocamento das lajes constituídas pelos diferentes tipos de betão, apresentam um andamento qualitativamente muito semelhante, po-

- dendo-se destacar quatro etapas: (i) andamento inicial linear (estado I); (ii) processo de fendilhação (entre 20 e 40 kN) que origina uma perda progressiva de rigidez; (iii) andamento novamente linear (estado II); (iv) cedência do aço, antes da rotura final, que origina uma ligeira diminuição da rigidez;
- a rigidez global das lajes, em geral, é tanto menor quanto maior a taxa de substituição de AGP por AGRB; esta diminuição deve-se à redução da rigidez no estado I, uma vez que a rigidez no estado II se manteve aproximadamente constante para os diferentes tipos de betões produzidos; a redução da rigidez destes modelos foi superior à diminuição do módulo de elasticidade dos mesmos face ao BR;
 - relativamente ao processo de fendilhação, verificou-se uma redução da carga de fendilhação com o aumento do teor em AGRB; como esperado, não se verificaram alterações significativas do padrão de fendilhação dos vários modelos;
 - por fim, estes ensaios demonstraram que a resistência ao punçoamento em lajes não é afectada pela incorporação de AGRB (com as características testadas nesta investigação) na composição dos betões; foi possível estabelecer uma boa correlação entre a resistência à compressão dos betões e a resistência ao punçoamento das lajes, como é sugerido pelo EC2 (2004) e ACI 318-11 (2011); a proximidade entre os resultados experimentais e os previstos pelo EC2 permitiu também validar o sistema e procedimento de ensaios utilizado.

5. Modelação numérica dos ensaios de punçoamento

5.1. Considerações iniciais

O presente capítulo tem como objectivo descrever o modelo de elementos finitos (MEF) desenvolvido para simular o comportamento mecânico das lajes ensaiadas ao punçoamento na presente dissertação. Assim, descreve-se as características do modelo (incluindo a geometria, o tipo de elementos utilizados e materiais, as condições de apoio e carregamento), bem como os resultados obtidos.

Os objectivos do estudo numérico desenvolvido no âmbito da presente dissertação foram simular o comportamento das lajes ensaiadas ao punçoamento e validar as conclusões retiradas dos resultados experimentais. Assim, recorreu-se a um modelo de elementos finitos tridimensional não linear para simular os ensaios das lajes e os parâmetros materiais (ex.: energia de fractura) que permitem obter uma boa concordância com os resultados experimentais.

Para a realização da análise numérica, recorreu-se ao programa de modelação numérica ATENA 3D - *Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis*, que permite realizar análises não lineares em modelos tridimensionais.

5.2. Características do modelo numérico

À semelhança da campanha experimental, foram consideradas quatro famílias de provetes, de acordo com a taxa de substituição de AGP por AGR (0, 20, 50 e 100%), variando-se, portanto, as propriedades dos diferentes betões. Por isso, apresenta-se a construção do modelo global, fazendo-se referência, sempre que necessário, aos vários parâmetros que distinguem os diferentes tipos de betão.

5.2.1. Geometria do modelo

Uma vez que os modelos experimentais são lajes quadradas e simétricas, procedeu-se à modelação numérica de apenas um quarto de laje, com a finalidade de simplificar e acelerar as análises numéricas. O material atribuído a este elemento foi o betão (material pré-definido no programa utilizado). Modelou-se, ainda, os apoios metálicos (que

permitem a rotação na direcção radial) e a chapa metálica que, na campanha experimental, transmite a carga do macaco hidráulico à laje, denominada de “pilar”. Os três elementos referidos foram definidos como *macroelement*. A modelação dos varões de aço da armadura inferior e superior da laje foi feita individualmente recorrendo a elementos de barra, pré-definidos no programa como *Reinforcement bars*, tendo sido colocados na respectiva altura útil (as armaduras numa direcção e na outra foram definidas respectivamente acima e abaixo da altura útil média), à semelhança da disposição adoptada na campanha experimental. Apresenta-se, na Figura 5.1, o modelo anteriormente descrito.

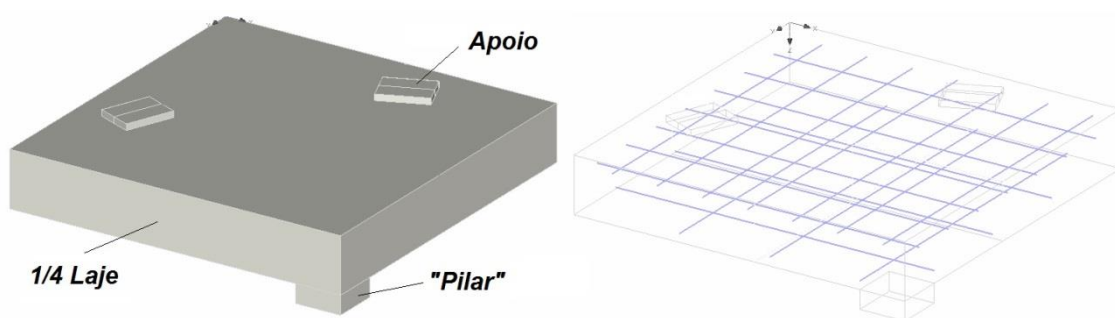


Figura 5.1 - Geometria do modelo numérico e disposição das armaduras

5.2.2. Condições de fronteira e pontos de monitorização

Em todos os modelos, o carregamento foi simulado com a prescrição de um deslocamento no centro do pilar, com incrementos de 0,2 mm (análise em controlo de deslocamentos). Na zona de momentos nulos, sob os apoios metálicos, foi introduzida uma restrição do deslocamento vertical através de um apoio pontual, no centro de cada placa de aço, permitindo as rotações na direcção radial. Nos eixos de simetria, foram considerados encastramentos deslizantes ao longo das superfícies (permitindo deslocamentos verticais e restringindo deslocamentos horizontais e rotações para fora do plano dos eixos de simetria).

Como se mostra na Figura 5.2, os pontos de controlo e prescrição de deslocamento da laje foram definidos, respectivamente, no canto da face inferior da laje (correspondendo ao centro da laje caso a modelação fosse efectuada com a totalidade da laje) e no centro da placa de simulação do pilar do modelo.

5.2.3. Tipologia e malha de elementos finitos

Os elementos finitos relativos à laje foram simulados por elementos hexaedros com 8 nós, também designados por *brick*, e as placas de aço foram simulados por elementos tetraédricos (menos exigentes em termos de modelação). A malha do modelo inclui elementos finitos com dimensão máxima de 2.5 cm. Na zona junto ao pilar, a uma distância de cerca de três vezes a altura útil da laje, executou-se o refinamento da malha para metade da dimensão máxima (Figura 5.2), não sendo melhorada, de forma significativa, a convergência da solução com um refinamento maior. O processo de refinamento levou à criação de 4 *macroelements*. Como se pode verificar na Figura 5.2, não há coincidência de nós nos elementos adjacentes às “fronteiras de refinamento”. Este facto é resolvido pelo programa através do método *Master-Slave*, que compatibiliza cinematicamente os elementos adjacentes (Cervenka *et al.* (2010)).

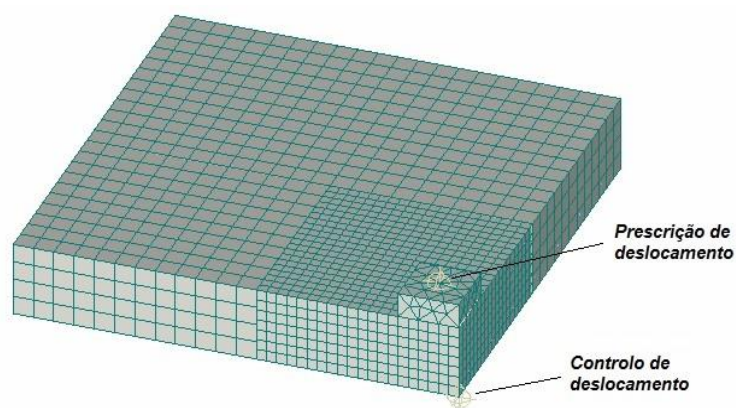


Figura 5.2 - Malha de elementos finitos e localização dos pontos de monitorização

5.2.4. Materiais

5.2.4.1. Betão

Na presente dissertação, utilizou-se o modelo material do betão disponível no programa, denominado por *CC3DNonLinCementitious2*, que é capaz de descrever a fendilhação, o esmagamento e o comportamento plástico do betão. Como se ilustra na Figura 5.3 (a), este modelo permite definir o comportamento do betão à tracção e à compressão.

O modelo adoptado baseia-se no critério de rotura por tracção de Rankine, adoptando-se a abordagem *smeared crack*, que, ao contrário da abordagem discreta, não define individualmente as fendas, o que se traduz num ganho de tempo computacional e

não afecta os resultados globais (Ericsson *et al.*, 2010). Neste tipo de abordagem, existem dois modelos: *fixed* e *rotated crack*. Em ambos os casos, a fenda é formada quando as tensões principais atingem a tensão de resistência à tracção do betão. No primeiro modelo, a direcção da fenda é dada pela tensão principal quando esta se forma e mantém-se fixa durante o processo de cálculo, enquanto, no segundo modelo, a direcção da fenda varia de acordo com a direcção das tensões principais. Segundo Öman and Blomkvist (2006) (O&B), citados por Ericsson *et al.* (2010), o modelo inicialmente referido é o mais realista, uma vez que não existe rotação das fendas em estruturas de betão armado, como o modelo propõe.

O modelo em causa envolve também uma rotura biaxial do betão (Figura 5.3 (b)). Este comportamento existe quando, em simultâneo, ocorre tracção e compressão nas direcções principais perpendiculares. Desta forma, a resistência à compressão é diminuída, seguindo o princípio de Menétrey-William (Cervenka, 2009). Refira-se que é possível que ocorra o fecho da fenda, levando, inclusive, ao esmagamento do betão e, conseqüentemente, à diminuição da tensão de tracção.

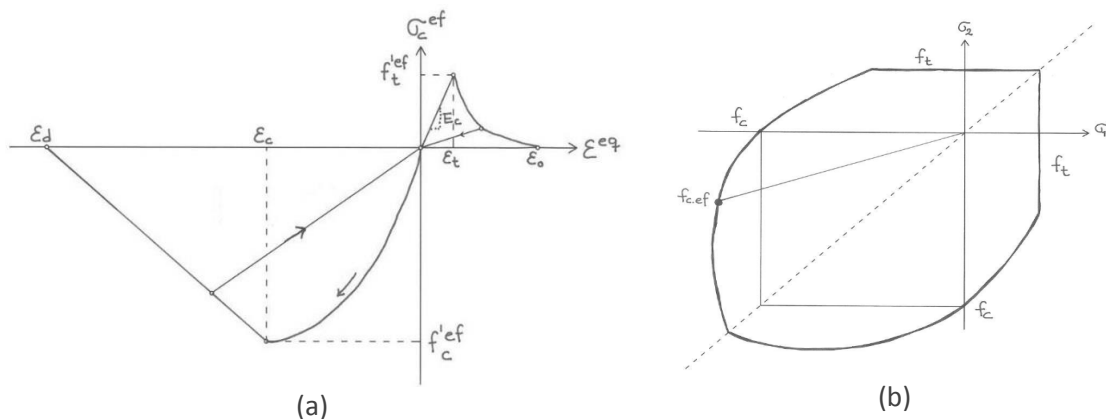


Figura 5.3 - Lei constitutiva do betão: (a) rotura uniaxial; (b) rotura biaxial.

A definição dos parâmetros que caracterizam o comportamento do betão foi realizada com base nos estudos efectuados por O&B (valores pré-definidos no ATENA 3D), com excepção dos valores determinados na campanha experimental e da energia de fractura. Com o objectivo de validar o estudo de O&B e avaliar a influência dos vários parâmetros no comportamento da laje modelada, foram realizados vários testes, que não se incluem neste documento. São apresentados, na Tabela 5.1, de forma resumida, algumas observações e os valores referentes a esses parâmetros.

Tabela 5.1 - Definição de parâmetros referentes ao comportamento do betão

Parâmetro	BR	B20	B50	B100	Fonte	Observações
Gerais						
E_c (GPa)	33.7	32.8	32.7	31.5	Cap. 4	Módulo de elasticidade dos betões
f_{ctm} (MPa)	3.17	2.90	2.94	2.86	Cap. 4	Tensão resistente à tracção por compressão diametral
f_{cm} (MPa)	37.1	35.1	37.0	36.2	Cap. 4	Tensão resistente estimada à compressão em cilindros, com base na f_{cm} (MPa) em cubos
μ	0,2				O&B	Coeficiente de Poisson: valor recomendado
Tracção						
G_f (N/m)	25				-	Energia de fractura: (*)
$s_{m\acute{a}x}$ (m)	Inactivo				O&B	Espaçamento máximo entre fendas: apenas se justifica se o espaçamento entre fendas for superior ao tamanho do elemento <i>brick</i>
c_{ts}	Inactivo				O&B	Rigidez do betão entre fendas
Compressão						
w_d (m)	-0,0005				O&B	Deslocamento crítico em compressão: deslocamento (devido a amolecimento) que ocorre após rotura do betão por compressão
ϵ_{cp}	f_{cm}/E_c				O&B	Deformação plástica
$r_{c,lim}$	0,2				O&B	Redução da resistência à compressão devido a fendas paralelas à direcção de aplicação da carga
Corte						
S_F	20				O&B	Factor de rigidez ao corte: relação entre rigidez de tracção e corte das fendas; depende da sua dimensão
MCF	Activo				-	Atrito entre agregados: é importante, dado que este fenómeno contribui para o aumento da resistência ao punçoamento na zona da fenda de corte
d (m)	0,0224				Cap. 3	Dimensão máxima dos agregados utilizados
Outros						
β	0				O&B	Simulação de mudança de volume: não é relevante, por isso, atribuiu-se o valor nulo (pré-definido)
ρ (kN/m ³)	23				O&B	Densidade do betão: por não ser relevante adoptou-se o valor recomendado
α (1/K)	$1,2 \times 10^{-5}$				O&B	Coeficiente de expansão térmica: por não ser relevante adoptou-se o valor recomendado
FCM	1				O&B	Coeficiente do modelo de <i>fixed crack</i> : definiu-se que se iria utilizar o <i>fixed crack model</i> , logo FCM=1.0

(*) O parâmetro da energia de fractura é fundamental para a adequada modelação numérica de estruturas de betão armado, em particular, quando existem fenómenos de tracção que são fundamentais no comportamento dessa estrutura. Segundo Mendes (2011), este parâmetro apresenta elevada dispersão e é afectado por diversos factores, em particular pelo efeito de escala, cuja influência é difícil de quantificar. Neste caso, uma vez que a espessura da laje modelada é inferior (cerca de metade) aos valores normalmente utilizados em lajes fungiformes, optou-se por calibrar o modelo recorrendo a este valor. De acordo com o autor referido (citando FIB (2013)), os valores da energia de fractura para betão de classe C30/37 (sem ter em conta a influência do efeito de escala) varia entre 50 e 100 N/m, pelo que a utilização do valor de 25 N/m é aceitável. Embora Li (2008) refira que a energia de fractura dos BAGRB é, geralmente, inferior à do BR, neste caso, a utilização de um valor idêntico entre os vários tipos de betão, traduziu da melhor forma o comportamento das lajes.

5.2.4.2. Aço

As armaduras foram modeladas com base no material aço, pré-definido no ATENA 3D, designado por *reinforcement*, sendo o seu comportamento independente do tipo de esforço instalado (tracção ou compressão). A relação tensão-deformação adoptada tem por base o comportamento elástico-perfeitamente plástico e é apresentada na Figura 5.4. Para a completa definição do material em questão, foi necessário atribuir o valor do módulo de elasticidade (E_s) e da tensão de cedência dos varões de aço (f_{sy}) utilizados na campanha experimental (indicados pelo fornecedor), que são apresentados na Tabela 5.2.

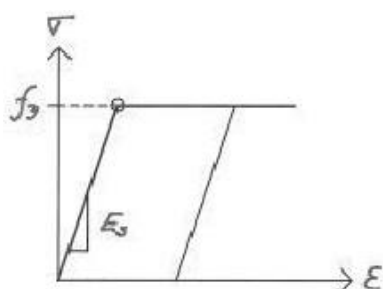


Figura 5.4 - Lei constitutiva do aço

Tabela 5.2 - Propriedades de aço A500

Propriedades do aço A500	
E_s (GPa)	200
f_{sy} (MPa)	600

Por último, refira-se que a aderência entre o betão e a armadura foi assumida como *perfect-bond*, existindo, por isso, uma aderência perfeita entre ambos. Nesta situação, poderia ter-se modelado a lei de aderência aço-betão, com base nas recomendações

de FIB (2013); no entanto, o esforço computacional exigido não compensaria a reduzida melhoria dos resultados.

5.3. Resultados

5.3.1. Considerações iniciais

Neste subcapítulo, são apresentados os resultados da análise numérica obtidos através da simulação dos ensaios ao punçoamento, utilizando o modelo descrito anteriormente. A discussão desses resultados, à semelhança do subcapítulo 4.5, é feita com base em: (i) curvas força vs. deslocamento com o objectivo de avaliar o comportamento mecânico dos modelos; (ii) rigidez do modelo (no estado I e II); (iii) carga e padrão de fendilhação; (iv) modo de rotura; (v) e resistência ao punçoamento. Nos tópicos apresentados, é feita a comparação com os resultados experimentais.

5.3.2. Curvas força vs. deslocamento

As curvas força vs. deslocamento (medido na face inferior) resultantes da modelação numérica são apresentadas na Figura 5.5.

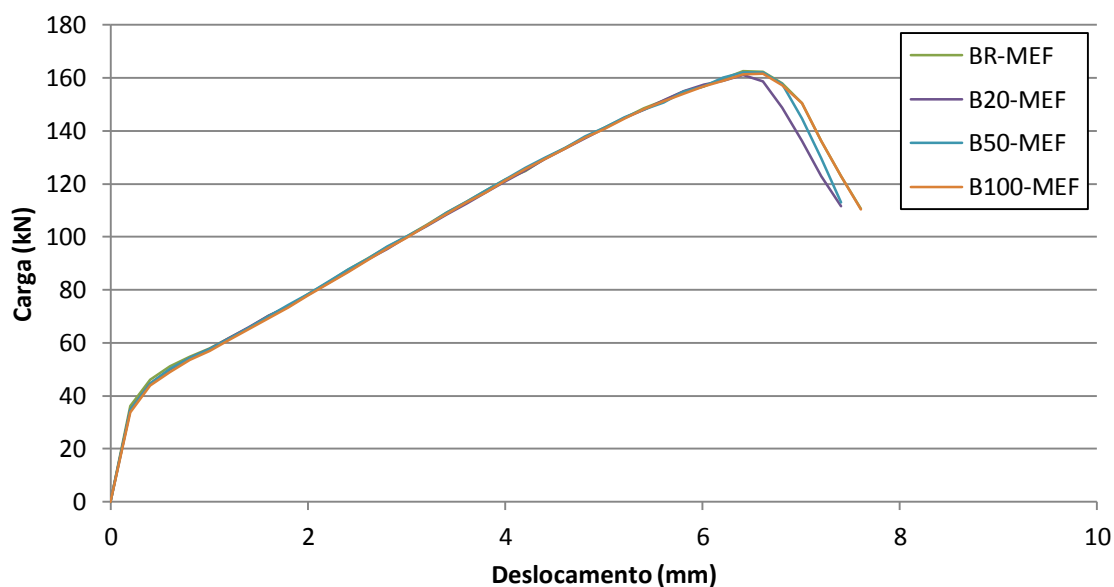


Figura 5.5 - Curvas força vs. deslocamento das lajes modeladas

O comportamento mecânico global dos modelos de laje é semelhante ao das lajes ensaiadas identificando-se as mesmas quatro fases: (i) andamento inicial linear (estado I);

(ii) perda progressiva de rigidez devido ao processo de fendilhação do betão (neste caso, ocorre entre 35 e 50 kN, enquanto nas lajes ensaiadas ocorrera entre 20 e 40 kN); (iii) evolução novamente linear (estado II); e (iv) ligeira perda de rigidez (com início em 140 kN - semelhante às lajes ensaiadas) antes da rotura final. Para os diferentes tipos de betões, o andamento (quantitativo) das curvas dos modelos de laje é bastante mais próximo (entre si) do que o das lajes ensaiadas na campanha experimental (Figura 4.7).

Como se pode verificar na Figura 5.6, em termos globais, os modelos de laje apresentam uma rigidez e carga de fendilhação superior à das lajes ensaiadas, enquanto a resistência é bastante próxima da experimental para todos os betões produzidos. Nos subcapítulos seguintes, abordam-se, de forma mais pormenorizada, os aspectos mencionados.

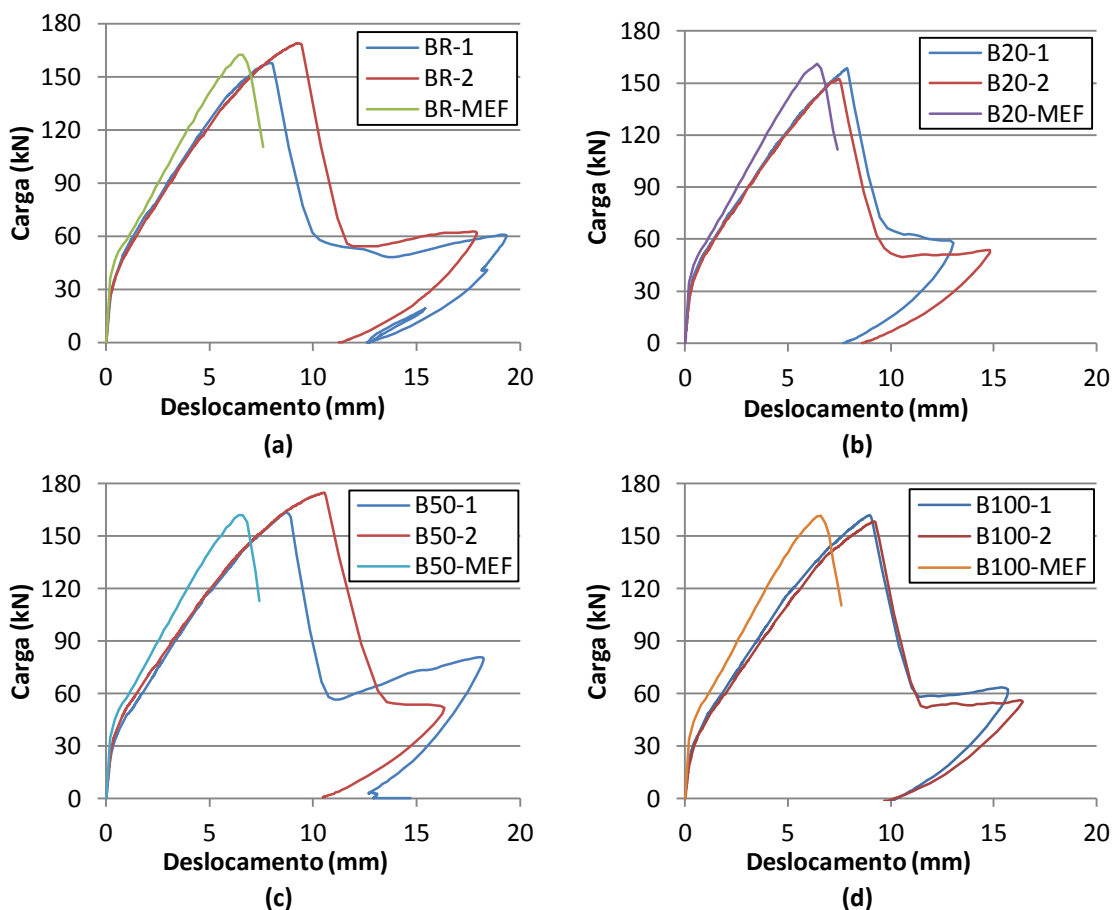


Figura 5.6 - Curva força vs. deslocamento dos modelos de laje e das lajes ensaiadas para os diferentes tipos de betão: (a) BR; (b) B20; (c) B50; (d) B100

5.3.3. Rigidez

5.3.3.1. Rigidez no estado I

Na Tabela 5.3, são apresentados os valores da rigidez no estado I resultantes da modelação ($K_{I,MEF}$) e dos ensaios da campanha experimental ($K_{I,EXP}$), bem como a relação entre estas e sua variação com o aumento do teor em AGRB.

Tabela 5.3 - Comparação da rigidez no estado I dos modelos de laje e das lajes ensaiadas

Tipo de betão	$K_{I,MEF}$ (kN/mm)	$K_{I,MEF,BAGRB} /$ $K_{I,MEF,BR}$	$E_{c,BR} /$ $E_{c,BAGRB}$	$K_{I,EXP}$ (kN/mm)	$K_{I,EXP,BAGRB} /$ $K_{I,EXP,BR}$	$K_{I,EXP} / K_{I,MEF}$
BR	181,1	1,00	1,00	134,0	1,00	0,74
B20	174,2	0,96	0,97	131,7	0,98	0,76
B50	174,1	0,96	0,97	113,0	0,84	0,65
B100	169,5	0,94	0,93	103,9	0,78	0,61

Como se pode verificar, nos resultados da modelação ocorre diminuição da rigidez no estado I com o aumento do teor em AGRB. Essa diminuição, ao contrário do que acontece nos resultados da campanha experimental, é proporcional à diminuição do módulo de elasticidade dos BAGRB face ao BR, como seria de esperar. Este facto ajuda a explicar que poderão ter ocorrido fenómenos que tenham causado uma maior diminuição da rigidez das lajes ensaiadas de BAGRB no estado I.

Por sua vez, verifica-se que a rigidez é superior nos resultados da modelação. De acordo com Zienkiewicz *et al.* (2005), este facto era expectável, uma vez que os elementos finitos apresentam, em geral, uma resposta mais rígida, sendo tanto mais assim quanto maiores as dimensões dos elementos da malha (ou seja, quanto menor a discretização). Para além disso, a compressibilidade dos apoios (embora reduzida) não foi tida em conta na modelo, o que torna o comportamento das lajes mais rígido. Registe-se também o aumento da rigidez dos resultados da modelação (face aos resultados experimentais) com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB, devido à superior diminuição relativa da rigidez nos ensaios experimentais para os betões com um teor de AGRB superior (abordado no capítulo 4).

5.3.3.2. Rigidez no estado II

Na Tabela 5.4, são apresentados os valores de rigidez no estado II (K_{II}) resultantes da modelação das lajes e a comparação deste parâmetro entre os vários betões face ao BR. Apresenta-se, também, a relação entre os resultados experimentais e da modelação.

Da análise da Tabela 5.4, verifica-se que a rigidez no estado II não sofre alterações significativas com o aumento da taxa de incorporação de AGRB, à semelhança dos resultados experimentais. Mais uma vez, a rigidez das lajes da campanha experimental é inferior à dos modelos de laje. Esta situação era expectável, uma vez que os elementos finitos apresentam normalmente uma rigidez superior face aos resultados experimentais (como explicado no subcapítulo anterior), a lei de aderência aço-betão foi definida como perfeita (isto é, não ocorre deslizamento entre os dois materiais) e a compressibilidade dos apoios não foi modelada. O segundo facto referido revela-se importante neste estado devido ao ganho de influência da armadura de reforço após a fendilhação do betão.

Tabela 5.4 - Comparação da rigidez no estado II dos modelos de laje e das lajes ensaiadas

Tipo de betão	$K_{II,MEF}$ (kN/mm)	$K_{II,MEF,BAGRB} / K_{II,MEF,BR}$	$K_{II,EXP}$ (kN/mm)	$K_{II,EXP,BAGRB} / K_{II,EXP,BR}$	$K_{II,EXP} / K_{II,MEF}$
BR	21,6	1,00	17,4	1,00	0,81
B20	21,3	0,99	17,0	0,98	0,80
B50	21,5	1,00	17,2	0,99	0,80
B100	21,7	1,00	17,3	0,99	0,80

5.3.4. Carga e padrão de fendilhação

Neste subcapítulo, analisa-se o processo de fendilhação dos modelos de laje para os diferentes tipos de betão. Na Tabela 5.5, são apresentados os valores da carga de fendilhação resultantes dos ensaios e da modelação, assim como a relação entre estas e a influência do aumento do teor em AGRB em cada caso. A apresentação e análise do padrão de fendilhação obtido através da modelação numérica não é útil / relevante, uma vez que o modelo adoptado (*smearred crack model*) não define individualmente as fendas, gerando, em alternativa, um padrão de fendilhação disperso.

Analisando os resultados obtidos, conclui-se que a diminuição da resistência à tracção dos BAGRB face ao BR conduz, também, à diminuição da carga de fendilhação nas lajes. Ao contrário dos resultados experimentais dos modelos de B100, nos modelos a variação da resistência à tracção (entre 7 e 10%) é próxima da variação da carga de fendilhação (cerca de 4%). Assim, conclui-se que o facto de a variação da carga de fendilhação ser superior para as lajes ensaiadas de B100 poderá estar relacionado, tal como explicado, com a elevada variabilidade dos resultados da resistência à tracção, representada por um coeficiente de variação de 11,2%.

Tabela 5.5 - Comparação da carga de fendilhação dos modelos de laje e das lajes ensaiadas

Tipo de betão	$P_{cr,MEF}$ (kN)	$\frac{P_{cr,MEF,BAGRB}}{P_{cr,MEF,BR}}$	$\frac{f_{ctm,BR}}{f_{ctm,BAGRB}}$	$P_{cr,EXP}$ (kN)	$\frac{P_{cr,EXP,BAGRB}}{P_{cr,EXP,BR}}$	$\frac{P_{cr,EXP}}{P_{cr,MEF}}$
BR	36,1	1,00	1,00	24	1,00	0,67
B20	34,7	0,96	0,92	23,4	0,98	0,67
B50	34,7	0,96	0,93	23,2	0,97	0,67
B100	34,8	0,96	0,90	19,1	0,80	0,55

Por fim, refira-se que o valor da carga de fendilhação da modelação depende fortemente do incremento de deslocamento adoptado na análise; por exemplo, se o passo do incremento de deslocamento fosse metade do utilizado (0,1 mm), obter-se-ia uma carga de fendilhação ligeiramente inferior (31,1 kN). Nesse sentido, o aumento da carga de fendilhação dos resultados da modelação face aos resultados experimentais poderá estar relacionado com a situação referida. Esta situação não foi abordada de forma mais pormenorizada em face do aumento da carga computacional e dado que o objectivo principal da modelação era estimar a resistência ao punçoamento das lajes.

5.3.5. Modo de rotura

Neste subcapítulo, faz-se referência ao modo de rotura dos modelos de laje. Na Figura 5.7, apresenta-se a deformada e o campo de deformações no momento da rotura.

Pela análise da figura referida, é evidente a formação do bloco tronco-cónico (típico do fenómeno de punçoamento), bem com a fenda de corte que o origina, pelo que se pode concluir estar-se perante uma rotura por punçoamento.

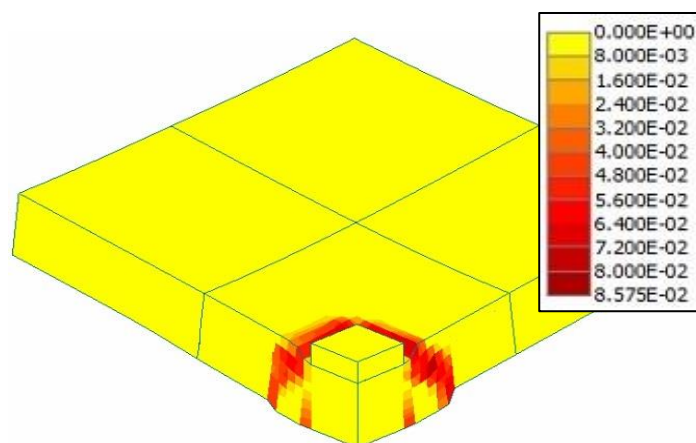


Figura 5.7 - Campo de deformações e deformada da laje da modelação numérica após a rotura

5.3.6. Resistência

Os valores da resistência ao punçoamento referentes à modelação numérica são apresentados na Tabela 5.6. Na mesma tabela, são apresentadas as relações entre os resultados experimentais e numéricos, bem como a influência do aumento do teor de AGRB na composição do betão para cada caso.

Tabela 5.6 - Comparação da carga de rotura dos modelos de laje e das lajes ensaiadas

Tipo de betão	P_{MEF} (kN)	$P_{MEF,BAGRB} / P_{MEF,BR}$	P_{EXP} (kN)	$P_{EXP,BAGRB} / P_{EXP,BR}$	P_{EXP} / P_{MEF}
BR	162,5	1,00	163,3	1,00	1,00
B20	161,0	0,99	155,4	0,95	0,97
B50	162,1	1,00	169,2	1,04	1,04
B100	161,6	0,99	160,1	0,98	0,99

Da análise da Tabela 5.6, pode-se constatar que a resistência ao punçoamento calculada com os modelos numéricos para os diferentes tipos de betão é muito semelhante (variação máxima de 1%), como se tinha verificado através dos resultados experimentais (variação máxima de 5%). Da mesma forma, a resistência determinada pelos dois métodos referidos apresenta valores muito próximos (variação máxima de 4%), comprovando que a incorporação de AGRB na composição dos betões tem uma influência desprezável na resistência ao punçoamento de lajes de betão.

Por fim, a proximidade dos resultados experimentais, numéricos e regulamentares (Tabela 4.13), para além de corroborar a conclusão referida, também valida os resultados experimentais e o sistema de ensaios utilizado.

5.3.7. Considerações finais

Terminada a apresentação e discussão dos resultados da modelação numérica, é importante destacar alguns aspectos gerais que permitiram validar os resultados da campanha experimental e, ao mesmo tempo, verificar algumas das ilações retiradas através desses resultados:

- as curvas força vs. deslocamento resultantes da modelação numérica para os diferentes tipos de betão apresentam um andamento qualitativamente muito semelhante entre si, à semelhança do sucedido nos modelos de laje da campanha experimental; as curvas numéricas e experimentais apresentam uma ligeira diferença quantitativa dos resultados, devido à maior rigidez das primeiras; tal diferença pode dever-se a diversos factores, entre os quais a não consideração nos modelos de alguma deformabilidade dos apoios e a maior rigidez apresentada, em geral, pelos elementos finitos;
- a rigidez global dos modelos de laje diminui com o aumento do teor em AGRB; essa diminuição é, à semelhança dos resultados experimentais, causada pela perda de rigidez no estado I (enquanto a rigidez no estado II se manteve constante), estando directamente relacionada com a redução do módulo de elasticidade dos betões, contrariamente aos resultados experimentais; este facto ajuda a explicar que poderão ter ocorrido fenómenos que tenham causado uma maior diminuição da rigidez das lajes ensaiadas de BAGRB no estado I;
- relativamente ao processo de fendilhação, com base na modelação numérica, não se pode retirar ilações relevantes, devido à elevada dependência do incremento de deslocamento; este aspecto deverá ser melhorado em trabalhos futuros, sendo aconselhável a diminuição do incremento de deslocamento, por forma a discretizar o troço inicial da curva força vs. deslocamento; nota-se, no entanto, uma boa correlação entre a variação da resistência à tracção e a carga de fendilhação do modelo numérico, ao invés do que se observou nos ensaios experimentais, uma vez que os resultados numéricos não têm associada a variação natural (desvio padrão) da resistência à tracção;

- o modo de rotura (punçoamento) observado na modelação numérica é semelhante nos vários tipos de betão e corresponde ao verificado nos ensaios experimentais;
- a resistência ao punçoamento é muito semelhante nos diferentes tipos de betão, tal como nos resultados experimentais; por sua vez, através dos dois métodos utilizados (experimental e numérico), a resistência ao punçoamento é igualmente próxima, pelo que se comprova a reduzida influência da incorporação de AGRB (com as características dos utilizados nesta campanha experimental), mesmo para uma substituição total da fracção grossa;
- por fim, com base nos resultados apresentados, pode-se afirmar que o modelo utilizado é adequado para simular o comportamento mecânico das lajes ensaiadas, em particular, na previsão da resistência ao punçoamento; no entanto, é necessário ter alguma prudência na sua utilização devido às diferenças de rigidez (já explicadas) e da incerteza mencionada relativamente ao processo de fendilhação.

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1. Conclusões

Esta dissertação foi desenvolvida com intuito de avaliar a influência da incorporação de agregados grossos reciclados, proveniente da trituração de outros betões, no comportamento de elementos estruturais em betão, em particular, na resistência ao punçoamento de lajes.

Na campanha experimental, foram produzidos quatro tipos de betão (BR, B20, B50 e B100), tendo-se (i) executado oito modelos de laje (dois para cada tipo de betão) com 1100 x 1100 x 90 mm (que foram submetidas ao ensaio de punçoamento) e (ii) avaliado as propriedades mecânicas dos mesmos, nomeadamente a resistência à compressão, a resistência à tracção e o módulo de elasticidade. Numa fase anterior à produção dos betões, avaliou-se as propriedades dos agregados, com maior incidência sobre os agregados grossos reciclados.

Na presente dissertação, desenvolveu-se também um modelo de elementos finitos (recorrendo ao programa ATENA 3D) para simular o ensaio ao punçoamento das lajes da campanha experimental, procurando comparar e validar os resultados obtidos.

Os **ensaios de identificações dos agregados** (cujos resultados são apresentados, de forma sumária, na Tabela 6.1) revelam as tendências comuns apresentadas no capítulo 2 (“Estado da arte”). A existência da pasta de cimento na estrutura dos agregados grossos reciclados de betão (AGRB) diminui a sua qualidade face aos agregados grossos primários (AGP), devido, essencialmente, à elevada porosidade dessa pasta. A pasta confere aos AGRB valores inferiores de massa volúmica e baridade e maior absorção de água, desgaste e índice de forma (forma mais longa e achatada).

Através dos **ensaios ao betão endurecido** (Tabela 6.2), observou-se que as propriedades mecânicas dos betões produzidos não foram afectadas de forma significativa. Particularizando, obteve-se betões com resistência à compressão elevada (da classe de resistência pretendida - C30/37) e semelhantes entre as várias composições, o que demonstra a qualidade dos agregados (embora ligeiramente inferior à qualidade dos

AGP). A resistência à tracção sofreu uma ligeira diminuição (independentemente da taxa de incorporação) com a introdução de AGRB na composição do betão. Da mesma forma, contrariamente às campanhas experimentais apresentadas, verificou-se uma redução apenas ligeira do módulo de elasticidade. As diversas comparações apresentadas ficam mais facilitadas porque se manteve a trabalhabilidade (abaixamento no intervalo de 125 ± 10 mm) dos betões produzidos (como os **ensaios ao betão fresco** demonstram) e a curva granulométrica dos agregados utilizados.

Tabela 6.1 - Resumo dos resultados dos ensaios de identificação aos agregados grossos

Propriedade	AGP			AGRB
	Bago de arroz	Brita 1	Brita 2	
Massa volúmica (kg/m^3)	2,53	2,54	2,56	2,28 (↘)
Absorção de água (24h) (%)	1,40	1,30	1,20	6,20 (↗)
Baridade (kg/m^3)	1,43	1,44	1,45	1,23 (↘)
Índice de desgaste de Los Angeles (%)	23,2	26,5	29,2	41,9 (↗)
Índice de forma - SI (%)	17,2	17,6	14,9	23,1 (↗)

Tabela 6.2 - Resumo dos resultados dos ensaios ao betão endurecido

Propriedade	BR	B20	B50	B100
Resistência à compressão, 28 dias (MPa)	46,8	44,3 (-5,4%)	46,6 (-0,5%)	45,6 (-2,5%)
Resistência à tracção, 28 dias (MPa)	3,17	2,90 (-8,3%)	2,94 (-7,0%)	2,86 (-9,5%)
Módulo de elasticidade, 28 dias (MPa)	33,7	32,8 (-2,7%)	32,7 (-3,1%)	31,5 (-6,7%)

A presente dissertação incidiu, maioritariamente, no estudo da resistência ao punçoamento de lajes de betão. Não existindo qualquer norma que reja os ensaios referidos, foi necessário criar um sistema de ensaios que permitisse obter resultados válidos e coerentes com o fenómeno estudado. Adicionalmente, a ausência de estudos relevantes sobre o fenómeno em lajes de betão com agregados reciclados dificultou a análise de resultados, existindo algumas disparidades entre os resultados obtidos na presente campanha experimental e na investigação citada.

Os **ensaios ao punçoamento em lajes** demonstraram que a resistência ao punçoamento em lajes não é significativamente afectada pela incorporação de AGRB (com as características dos utilizados nesta campanha experimental) na composição dos betões. Com base nos resultados obtidos, foi possível estabelecer uma boa correlação entre a resistência à compressão dos betões e a resistência ao punçoamento das lajes, à semelhança do que é sugerido pelo EC2 (2004) e pelo ACI 318-11 (2011).

A comparação dos valores regulamentares e experimentais leva a concluir que o EC2 (ignorando o limite superior do parâmetro k) permite obter previsões mais precisas da resistência ao punçoamento de lajes contendo AGRB (apresentando um valor médio de $0,96 \pm 0,04$), quando comparado com o ACI 318-11 (com um valor médio de $1,36 \pm 0,05$).

Em relação ao comportamento mecânico das lajes ensaiadas, em particular, à sua rigidez, foi possível verificar que a sua rigidez global é tanto menor quanto maior a taxa de substituição de AGP por AGRB. Esta diminuição deve-se à redução da rigidez no estado I (antes do betão fendilhar), que é explicado pela maior deformabilidade dos AGRB face ao AGP. Por sua vez, como seria de esperar, a perda de rigidez dos betões com AGRB não contribui para a diminuição da rigidez global no estado II, uma vez que o aço (idêntico em todos os modelos) ganha influência no comportamento mecânico dos provetes neste estado.

Relativamente ao processo de fendilhação, verificou-se uma redução da carga de fendilhação com o aumento do teor em AGRB. Por sua vez, o padrão de fendilhação das lajes foi semelhante entre os vários tipos de betão.

Na Tabela 6.3, são apresentados, de forma resumida, os resultados obtidos nos ensaios ao punçoamento em lajes da campanha experimental e as variações registadas dos BAGRB face ao BR.

Tabela 6.3 - Resumo dos resultados dos ensaios ao punçoamento em lajes

Propriedade	BR	B20	B50	B100
Resistência ao punçoamento (kN)	163,3	155,4 (-4,8%)	169,2 (+3,6%)	160,1 (-2,0%)
Rigidez no estado I (kN/mm)	134,0	131,7 (-1,8%)	113,0 (-15,7%)	103,9 (-22,5%)
Rigidez no estado II (kN/mm)	17,4	17,0 (-2,3%)	17,2 (-1,2%)	17,3 (-0,6%)
Carga de fendilhação (kN)	24,0	23,4 (-2,5%)	23,2 (-3,3%)	19,1 (-20,5%)

Os resultados da **modelação numérica em ATENA 3D** (resumidos na Tabela 6.4) permitem retirar as seguintes conclusões (em parte, semelhantes aos resultados experimentais): (i) os modelos de BAGRB apresentam resistência ao punçoamento semelhantes ao de BR; (ii) a rigidez no estado I diminui com o aumento do teor em AGRB, proporcionalmente à diminuição do módulo de elasticidade; (iii) a rigidez no estado II é seme-

lhante nos diversos tipos de betão, devido à influência da armadura de reforço (idêntica em todos os modelos); (iv) a carga de fendilhação diminui proporcionalmente à resistência à tracção e, por isso, os modelos de BAGRB apresentam resistências semelhantes, mas ligeiramente inferiores ao modelo de BR.

Tabela 6.4 - Resumo dos resultados da modelação numérica das lajes

Propriedade	BR	B20	B50	B100
Resistência ao punçoamento (kN)	162,5	161,0 (-0,9%)	162,1 (-0,2%)	161,6 (-0,6%)
Rigidez no estado I (kN/mm)	181,1	174,2 (-3,8%)	174,1 (-3,9%)	169,5 (-6,4%)
Rigidez no estado II (kN/mm)	21,6	21,3 (-1,4%)	21,5 (-0,5%)	21,7 (+0,5%)
Carga de fendilhação (kN)	36,1	34,7 (-3,9%)	34,7 (-3,9%)	34,8 (-3,6%)

A proximidade e semelhança de tendências entre os resultados experimentais e os da modelação numérica, permite, por um lado, validar o sistema e procedimento de ensaio utilizados e, por outro lado, confirmar que o modelo utilizado é adequado para simular o comportamento mecânico das lajes ensaiadas.

Finalmente, com base na análise apresentada ao longo da presente dissertação, é possível afirmar que a utilização de agregados grossos reciclados de betão (com características semelhantes aos utilizados nesta campanha experimental) não compromete a estabilidade das propriedades dos betões, podendo estes ser utilizados a nível estrutural, mesmo para uma substituição total da fracção grossa. Ainda assim, faz-se notar que a verificação dos estados limite de serviço (deformação e fendilhação) deve ser efectuada de forma mais cuidada, uma vez que os parâmetros envolvidos nestas análises podem ser mais afectados.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Embora exista uma significativa quantidade de estudos desenvolvidos sobre o efeito da incorporação de agregados reciclados nas propriedades mecânicas e materiais dos betões, o conhecimento referente às propriedades estruturais destes betões é reduzido. Com a realização da presente dissertação, pretendeu-se aprofundar esse conhecimento.

No seguimento da investigação realizada, futuramente, será interessante estudar os seguintes temas:

- avaliação da resistência ao punçoamento e comportamento mecânico de lajes de betão com incorporação simultânea de AFRB e AGRB;
- avaliação da resistência ao punçoamento e comportamento mecânico de lajes de betão com agregados finos e grossos reciclados provenientes de diferentes origens: betão leve, borracha, materiais cerâmicos, entre outros;
- avaliação do comportamento mecânico de vigas de betão com agregados finos e grossos reciclados provenientes de diferentes origens (betão leve, borracha, materiais cerâmicos, entre outros), quando submetidas a esforços de corte e de flexão;
- realização de outros ensaios em elementos estruturais (por exemplo, vigas e pilares) e respectivos nós de ligação constituídos por betão com agregados reciclados de diferentes proveniências: betão, betão leve, borracha, materiais cerâmicos, entre outros;

No sentido de contribuir para uma adequada modelação numérica de estruturas constituídas por diferentes tipos de betões, julga-se interessante proceder, no futuro, à avaliação da influência da incorporação de agregados finos e/ou grossos reciclados de diferentes proveniências (betão, betão leve, borracha, materiais cerâmicos, entre outros) na energia de fractura dos betões.

Referências bibliográficas

Livros, artigos e teses

- [1] **Afonso, C.** (2010) - *Lajes fungiformes. Contribuições para a compreensão do seu comportamento.* Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- [2] **Amorim, P.** (2008) - *Influência das condições de cura no desempenho em termos de durabilidade de betões com agregados reciclados de betão.* Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- [3] **Azevedo, A.P.** (1999). *Resistência e ductilidade das ligações laje-pilar em lajes co-gumelo de concreto de alta resistência armado com fibras de aço e armadura transversal de pinos.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [4] **Bio Intelligence Service** (2011) - *Service contract on management of construction and demolition waste - SR1. Final Report Task 2.* Project ENV.G.4/FRA/2008/0112.
- [5] **Brito, J. de** (2005) - *Agregados reciclados e a sua influência nas propriedades dos betões.* Lição de Síntese para Provas de Agregação em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [6] **Carrijo, P.** (2005) - *Análise da influência da massa específica de agregados graúdos provenientes de resíduos de construção e demolição no desempenho mecânico do concreto.* Dissertação de Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [7] **Cervenka, V.** (2009) - *Theory, ATENA Program Documentation, Part 1.* Praga, República Checa.
- [8] **Cervenka, V.; Cervenka, J.** (2010) - *User's Manual for ATENA 3D, ATENA Program Documentation, Part 2-2.* Praga, República Checa.
- [9] **Coutinho, A.** (1988) - *Fabrico e propriedades do betão.* Vol. I, II e III, LNEC, Lisboa.
- [10] **EEA: European Environment Agency** (2009) - *EU as a recycling society: Present recycling levels of Municipal Waste and Construction & Demolition Waste in the EU.* ETC/SCP working paper, Dinamarca, pp. 73.

- [11] **Ericsson, S.; Farahaninia, K.** (2010) - *Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs Supported on Edge Steel Columns*. M.Sc. Thesis, Chalmers University of Technology, Gotemburgo, Suécia.
- [12] **Etxeberria, M.; Vázquez, E.; Marí, A.; Barra, M.** (2007) - *Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 37, n.º 5, pp. 735-742.
- [13] **Evangelista, L.** (2007) - *Desempenho de betões executados com agregados finos reciclados de betão*. Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [14] **Fédération Internationale du Béton - FIB** (2013) - *Model Code for Concrete Structures 201*. Lausanne, Switzerland, pp. 76.
- [15] **Ferreira, L.** (2007) - *Betões estruturais com incorporação de agregados grossos reciclados de betão: influência da pré-saturação*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [16] **Fernández Ruiz M., Mirzaei Y., Muttoni A.** (2013) - *Post-punching behavior of flat slabs*. ACI Structural Journal, Vol. 110, USA, pp. 801-812.
- [17] **Fonseca, N.** (2009) - *Betões estruturais com a incorporação de agregados grossos reciclados de betão: Influência das condições de cura no desempenho mecânico*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [18] **Gomes, M.** (2007) - *Betões estruturais com incorporação de agregados reciclados de betão e cerâmicos com reboco*. Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [19] **Gonçalves, A.; Brito, J. De; Santos, J. R.; Branco, F.** (2001) - *Resistência à compressão de betões produzidos com agregados grossos reciclados de betão*. Construção 2001, IST, Lisboa, pp. 903-910.
- [20] **Guandalini, S.; Burdet, O.; Muttoni, A.** (2009) - *Punching tests of slabs with low reinforcement ratios*. ACI Structural Journal, Vol. 106, n.º 1, USA, 2009, pp. 87-95.
- [21] **Guerra, M.** (2013) - *Aderência de varões de aço a betões com incorporação de agregados grossos reciclados de betão*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- [22] **Holanda, K.** (2002). *Análise dos mecanismos resistentes e das similaridades de efeitos da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção de lajes-cogumelo e ao cisalhamento de vigas de concreto*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [23] **Katz, A.** (2003) - *Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 33, n.º 6, pp. 597-603.
- [24] **Kou, S.; Poon, C.; Chan, D.** (2004) - *Properties of steam cured recycled aggregate fly ash concrete*. Barcelona conference, Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong.
- [25] **Leite, M.** (2001) - *Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [26] **Li, X.** (2008) - *Recycling and reuse of waste concrete in China Part I. Material behavior of recycled aggregate concrete*. Resources, Conservation and Recycling, Vol. 53, pp. 36-44.
- [27] **Malesev, M.; Radonjanin, V.; Marinkovic, S.** (2010) - *Recycled concrete as aggregate for structural concrete production*. Sustainability, Vol. 2, n.º 5, pp. 1204-1225.
- [28] **Marchão, C.; Appleton, J.** (2012) - *Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão Armado II: Módulo 2 - Lajes de Betão Armado*. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [29] **Matias, D.; Brito, J.** (2005) - *Betão com agregados grossos reciclados de betão e recurso a adjuvantes*. Relatório ICIST DCT n.º 3/05, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [30] **Mendes, L.** (2011) - *Refined three-dimensional seismic analysis of reinforced concrete structures*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [31] **Menétrey P.** (1996) - *Analytical computation of the punching strength of reinforced concrete*. ACI Structural Journal, Vol. 93, Detroit, USA, pp. 503-511.

- [32] **Movassaghi, R.** (2006) - *Durability of reinforced concrete incorporating recycled concrete as aggregate (RCA)*. Master of Applied Science in Mechanical Engineering Research Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada.
- [33] **Öman, D.; Blomkvist, O.** (2006) - *Icke-linjar 3D finit elementanalys av genomstansade armerade betongplattor*. M.Sc. Thesis, Royal Institute of Technology, Estocolmo, Suécia (em Sueco).
- [34] **Ortiz, O.; Pasqualino, J. C.; Castells, F.** (2010) - *Environmental performance of construction waste: Comparing three scenarios from a case study in Catalonia, Spain*. Waste Management, Vol. 30, n.º 4, pp. 646-654.
- [35] **Pereira, P.** (2010) - *Betões estruturais com a incorporação de agregados finos reciclados de betão: Influência de superplastificantes*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [36] **Ramos, A.; Lúcio, V.** (2006) - *Sebenta de apoio às aulas de Estruturas de Betão Armado II*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Outubro.
- [37] **Ramos, A.; Lúcio, V.; Faria, D.; Inácio, M.** (2011) - *Punching research at Universidade Nova de Lisboa*. Design of Concrete Structures and Bridges using Eurocodes, Bratislava.
- [38] **Robles, R.** (2007) - *Betões com agregados reciclados: Levantamento do state-of-the-art experimental internacional*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [39] **Rodrigues, J.** (2011) - *Punçoamento em lajes fungiformes pré-esforçadas no Model Code 2010*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FCT, Lisboa.
- [40] **Sanchez, M.** (2004) - *Estudio sobre la utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural*. Tese de Doutoramento em Construção, Universidade Politécnica de Madrid, Madrid.
- [41] **Soares, D.** (2014) - *Desempenho de betões com agregados grossos reciclados provenientes da indústria da pré-fabricação*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- [42] **Soberón, J.** (2002) - *Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate: an experimental study*. Cement and Concrete Research, Vol. 32, n.º 8, pp. 1301-1311.
- [43] **Strategic Development Council (SDC)** (2002) – *Roadmap 2030: The U.S. Concrete Industry Technology Roadmap*.
- [44] **Sudarsana Rao, H.; Kumar Reddy, V. S.; Ghorpade, V. G.** (2012) - *Influence of recycled coarse aggregate on punching behaviour of recycled coarse aggregate concrete slabs*. International Journal of Modern Engineering Research (IJMER), Vol. 2, n.º 4, pp. 2815-2820.
- [45] **Talbot, A. N.; Slater, W. A.** (1913) - *Tests of reinforced concrete buildings under load*. Engineering Experiment Station, Bulletin 64, Illinois, EUA.
- [46] **Vieira, J.** (2010) - *Comportamento mecânico após incêndio de betões com agregados grossos reciclados*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [47] **Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.** (2005) - *The Finite Element Method for solid and Structural Mechanics*. 6ª ed., Oxford, Inglaterra, pp. 245-273.

Normas e regulamentos

- [48] **ACI 318 (2011)** - Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI 318-11, ACI, Detroit, 2011.
- [49] **EN 1992-1-1 (2004): Eurocode 2** - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, Bruxelas, 2004.
- [50] **LNEC E 397** - Betões: determinação do módulo de elasticidade em compressão. LNEC, Lisboa, 1993.
- [51] **LNEC E 450** - Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado - características, ensaios e marcação. LNEC, Lisboa, 1998.
- [52] **LNEC E 471** - Guia para a utilização de agregados reciclados grossos em betões de ligantes hidráulicos. LNEC, Lisboa 2009
- [53] **NP EN 206-1** - Betão: especificação, desempenho, produção e conformidade. IPQ, Lisboa, 2005.

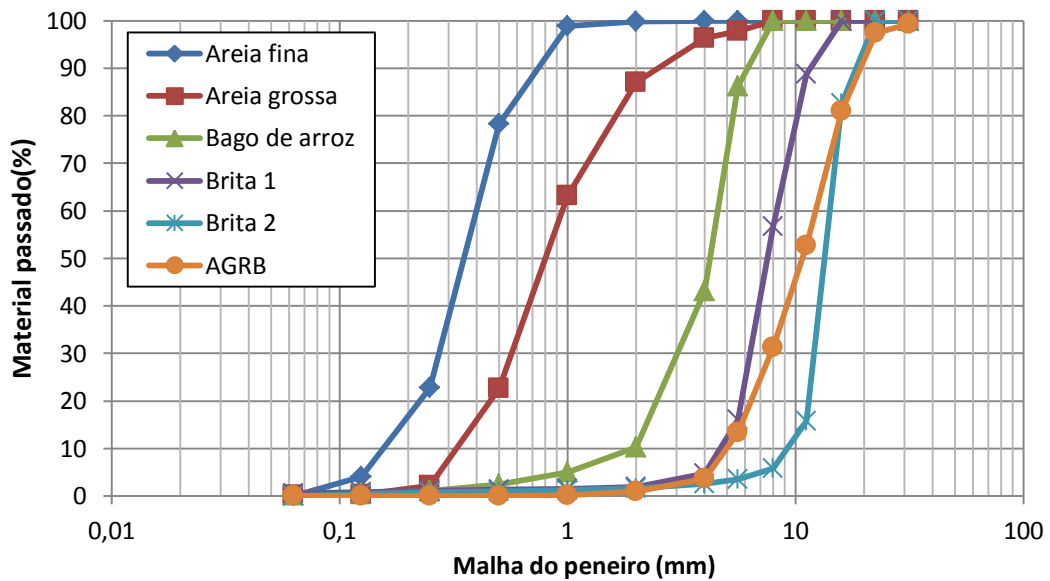
- [54] **NP EN 933-1** - Ensaio das propriedades geométricas dos agregados: análise granulométrica. Método de Peneiração. IPQ, Lisboa, 2000.
- [55] **NP EN 933-4** - Ensaio das propriedades geométricas dos agregados: determinação da forma das partículas. Índice de forma, IPQ, Lisboa, 2002
- [56] **NP EN 1097-3** - Ensaio para a determinação das propriedades mecânicas e físicas dos agregados: método para a determinação da massa volúmica e dos vazios. IPQ, Lisboa, 2003.
- [57] **NP EN 1097-6** - Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Determinação da massa volúmica e da absorção de água. IPQ, Lisboa, 2003.
- [58] **NP EN 12350-1** - Ensaio do betão fresco. Amostragem. IPQ, Lisboa, 2002.
- [59] **NP EN 12350-2** - Ensaio do betão fresco: ensaio de abaixamento. IPQ, Lisboa, 2002.
- [60] **NP EN 12350-6** - Ensaio do betão fresco: massa volúmica. IPQ, Lisboa, 2002.
- [61] **NP EN 12390-1** - Ensaio do betão endurecido: forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes. IPQ, Lisboa, 2003.
- [62] **NP EN 12390-3** - Ensaio do betão endurecido: resistência à compressão dos provetes de ensaio. IPQ, Lisboa, 2003.
- [63] **NP EN 12390-6** - Ensaio do betão endurecido. Parte 6: resistência à tracção por compressão de provetes. IPQ, Lisboa, 2004.
- [64] **NP EN 12620** - *Agregados para betão*. IPQ, Lisboa, 2004.

Anexos

A.1. Ensaio de identificação dos agregados

A.1.1. Análise granulométrica

Malha do peneiro (mm)	Material que passa acumulado (%)					
	Areia fina	Areia grossa	Bago de arroz	Brita 1	Brita 2	AGRB
125	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
63	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,4
22,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	97,4
16	100,0	100,0	100,0	100,0	82,6	81,0
11,2	100,0	100,0	100,0	88,8	15,8	52,7
8	100,0	99,9	99,9	56,8	5,9	31,2
5,6	100,0	97,8	86,2	16,1	3,6	13,4
4	99,9	96,4	43,1	4,7	2,6	3,7
2	99,8	87,0	10,2	1,9	1,7	0,9
1	99,0	63,1	5,0	1,5	1,2	0,2
0,5	78,3	22,6	2,4	1,3	1,0	0,0
0,25	22,7	2,2	1,1	1,0	0,8	0,0
0,125	4,0	0,2	0,6	0,8	0,4	0,0
0,063	0,1	0,1	0,2	0,6	0,0	0,0
Módulo de finura	2,0	3,3	5,5	7,3	8,8	8,2



A.1.2. Massa volúmica e absorção de água

Agregados	Areia fina	Areia grossa	Bago de arroz	Brita 1	Brita 2	AGRB
M ₁ (g)	1298,6	1694,5	1895,6	3186,5	4447,1	4660,1
M ₂ (g)	5790,6	4394,6	6026,4	7445,3	8700,3	4480,2
M ₃ (g)	4999,7	3368,4	4868,9	5496,2	5965,5	1740,5
M ₄ (g)	1294,7	1684,1	1869,3	3145,6	4396,1	4390,1
ρ_a (kg/dm ³)	2,57	2,55	2,62	2,62	2,64	2,65
ρ_{rd} (kg/dm ³)	2,55	2,51	2,53	2,54	2,56	2,28
ρ_{ssd} (kg/dm ³)	2,55	2,53	2,56	2,57	2,59	2,42
WA ₂₄ (%)	0,30	0,62	1,41	1,30	1,16	6,15

A.1.3. Baridade

Agregados	Areia fina			Areia grossa			Bago de arroz		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
V (L)	3			3			3		
M ₁ (kg)	1,874			1,874			1,874		
M ₂ (kg)	6,490	6,499	6,590	6,612	6,659	6,630	6,201	6,150	6,120
ρ_b (kg/dm ³)	1,538	1,541	1,572	1,579	1,595	1,585	1,442	1,425	1,415
$\rho_{b,médio}$ (kg/dm ³)	1,551			1,587			1,428		

Agregados	Brita 1			Brita 2			AGRB		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
V (L)	10			10			10		
M ₁ (kg)	8,615			8,615			8,615		
M ₂ (kg)	22,787	22,987	23,109	22,749	23,421	23,214	20,402	21,527	20,876
ρ_b (kg/dm ³)	1,417	1,437	1,449	1,413	1,480	1,460	1,178	1,291	1,226
$\rho_{b,médio}$ (kg/dm ³)	1,435			1,451			1,232		

A.1.4. Teor em humidade

Agregados	AGRB	
	1ª semana	2ª semana
M ₁ (g)	4510,3	4560,4
M ₂ (g)	4374,6	4429,4
w (%)	3,10	2,96

A.1.5. Desgaste de Los Angeles

Agregados	Composição granulométrica		Nº esferas	Massas parciais (g)		M ₁ (g)	M ₂ (g)	P _{LA} (%)
Bago de arroz	D	2,38 / 4,76	5000 ± 10	6	4998,6	4998,6	3839,6	23,2%
Brita 1	C	4,76 / 6,35	2500 ± 10	8	2499,5	5000,6	3674,3	26,5%
		6,35 / 9,51	2500 ± 10		2501,1			
Brita 2	B	9,51 / 12,7	2500 ± 10	11	2500,0	4999,1	3538,3	29,2%
		12,7 / 19	2500 ± 10		2499,1			
AGRB	B	9,51 / 12,7	2500 ± 10	11	2500,3	5000,4	2905,6	41,9%
		12,7 / 19	2500 ± 10		2500,1			

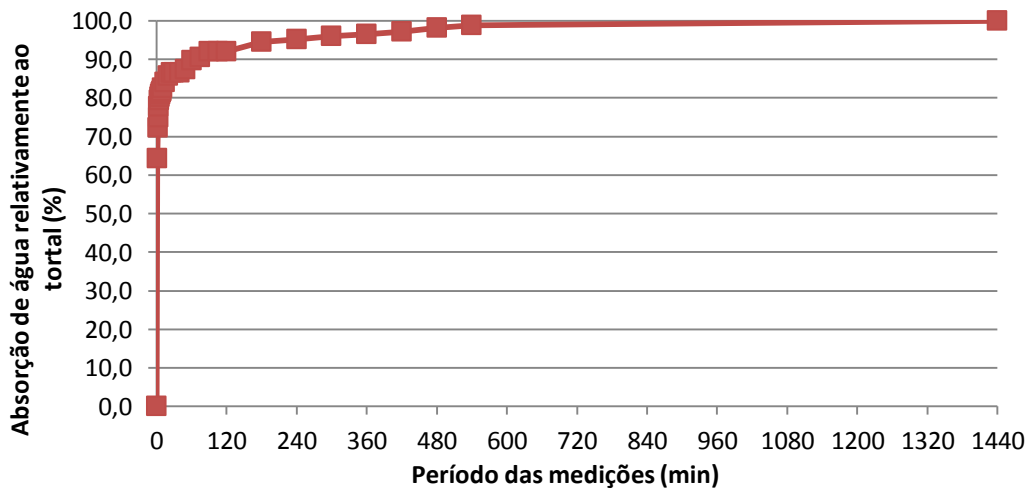
A.1.6. Índice de forma

Malha (mm)	Bago de arroz				Brita 1			
	M _{1i} (g)	V _i (%)	M _{2i} (g)	SI (%)	M _{1i} (g)	V _i (%)	M _{2i} (g)	SI (%)
31,5	0,0	0,0	-	17,2	0,0	0,0	-	17,6
22	0,0	0,0	-		0,0	0,0	-	
16	0,0	0,0	-		0,0	0,0	-	
11,2	0,0	0,0	-		98,3	11,0	16,5	
8	0,7	0,5	-		351,3	39,3	59,3	
5,6	33,8	22,7	7,7		338,3	37,8	62,7	
4	101,3	67,8	15,6		46,0	5,1	-	
M₀ (g)	149,4				894,5			

Malha (mm)	Brita 2				AGRB			
	M _{1i} (g)	V _i (%)	M _{2i} (g)	SI (%)	M _{1i} (g)	V _i (%)	M _{2i} (g)	SI (%)
31,5	0,0	0,0	-	14,9	359,3	4,0	-	23,1
22	663,5	13,3	56,7		2150,3	23,9	667,1	
16	1861,3	37,3	179,5		2553,2	28,4	403,4	
11,2	1756,3	35,2	399,5		1340,0	14,9	359,3	
8	110,7	2,2	-		913,3	10,2	180,6	
5,6	10,1	0,2	-		694,9	7,7	-	
4	5,1	0,1	-		167,7	1,9	-	
M₀ (g)	4987,4				8996,5			

A.1.7. Evolução da absorção de água

Tempo (min)	Massa (g)	Absorção de água (%)	Tempo (min)	Massa (g)	Absorção de água (%)
0	3265,0	0,0	40	3275,9	86,5
1	3273,1	64,3	50	3276,0	87,3
2	3274,1	72,2	60 (1h)	3276,3	89,7
3	3274,5	75,0	75	3276,4	90,5
4	3274,8	77,8	90	3276,6	92,1
5	3275,0	79,4	105	3276,6	92,1
6	3275,1	80,2	120 (2h)	3276,6	92,1
7	3275,2	81,0	180 (3h)	3276,9	94,4
8	3275,3	81,4	240 (4h)	3277,0	95,2
9	3275,3	81,7	300 (5h)	3277,1	96,0
10	3275,4	82,5	360 (6h)	3277,2	96,4
15	3275,6	84,1	420 (7h)	3277,2	97,1
20	3275,8	85,7	480 (8h)	3277,4	98,1
25	3275,9	86,5	540 (9h)	3277,5	98,8
30	3275,9	86,5	1440 (24h)	3277,6	100,0



A.2. Ensaio ao betão fresco

Betão	Abaixamento (mm)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	Volume (L)	Massa volúmica (kg/m ³)
BR	129	9000	32850,1	10	2385,0
B20	124		32571,7		2357,2
B50	131		32248,4		2324,8
B100	121		31671,0		2267,1

A.3. Ensaio ao betão endurecido

A.3.1. Resistência à compressão

Ensaio aos 28 dias								
Betão	Variável	Provetes					Média	Desvio padrão
		1	2	3	4	5		
BR	Massa (g)	7940	7920	7950	7910	7920	7928,0	16,4
	Força (kN)	1107	1032	1065	990,4	1070	1052,9	43,9
	f_c (MPa)	49,2	45,9	47,3	44,0	47,6	46,8	2,0
B20	Massa (g)	7910	7866	7892	7906	7884	7891,6	17,7
	Força (kN)	1064	1031	959	987,5	939	996,3	51,1
	f_c (MPa)	47,3	45,8	42,6	43,9	41,8	44,3	2,3
B50	Massa (g)	7801	7849	7810	7829	7840	7825,8	20,1
	Força (kN)	1043	1066	1074	1041	1014	1047,6	23,6
	f_c (MPa)	46,4	47,4	47,7	46,3	45,1	46,6	1,0
B100	Massa (g)	7734	7669	7694	7688	7692	7695,4	23,7
	Força (kN)	1009	1042	1039	1054	987	1026,2	27,4
	f_c (MPa)	44,8	46,3	46,2	46,8	43,9	45,6	1,2

Ensaio aos 56 dias						
Betão	Variável	Provetes			Média	Desvio padrão
		1	2	3		
BR	Massa (g)	7892	7984	7893	7923,0	52,8
	Força (kN)	1136	1140	1120	1132,0	10,6
	f_c (MPa)	50,5	50,7	49,8	50,3	0,5
B20	Massa (g)	7886	7869	7863	7872,7	11,9
	Força (kN)	1068	1102	1137	1102,3	34,5
	f_c (MPa)	47,5	49,0	50,5	49,0	1,5
B50	Massa (g)	7803	7816	7826	7815,0	11,5
	Força (kN)	1071	1131	1098	1100,0	30,0
	f_c (MPa)	47,6	50,3	48,8	48,9	1,4
B100	Massa (g)	7693	7663	7756	7704,0	47,5
	Força (kN)	1081	1080	1097	1086,0	9,5
	f_c (MPa)	48,0	48,0	48,8	48,3	0,5

A.3.2. Resistência à tracção por compressão diametral

Ensaio aos 28 dias						
Betão	Variável	Provetes			Média	Desvio padrão
		1	2	3		
BR	Massa (g)	12445	12520	12530	12498,3	46,5
	Força (kN)	199,1	225,5	246,7	223,8	23,8
	f_{ct} (MPa)	2,8	3,2	3,5	3,2	0,4
B20	Massa (g)	12437	12366	12410	12404,3	35,8
	Força (kN)	201	220	194,5	205,2	13,3
	f_{ct} (MPa)	2,8	3,1	2,8	2,9	0,2
B50	Massa (g)	12266	12277	12302	12281,7	18,4
	Força (kN)	196,8	206,7	220,8	208,1	12,1
	f_{ct} (MPa)	2,8	2,9	3,1	2,9	0,2
B100	Massa (g)	12084	12110	12130	12108,0	23,1
	Força (kN)	221,1	190,7	195,4	202,4	16,4
	f_{ct} (MPa)	3,1	2,7	2,8	2,9	0,2

A.3.3. Módulo de elasticidade

BR - Provete 1									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	29,18	387,36	27,72	356,72	8,15	343,59		33,42	33,86
2	40,12	390,27	37,93	359,64	8,13	335,93	Fim	34,18	
3	42,31	396,11	36,47	360,36	8,45	338,84	Fim	33,89	
4	50,33	402,67	38,66	362,55	8,07	338,12	Fim	33,96	

BR - Provete 2									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	18,97	372,04	33,56	378,60	2,27	349,06		32,90	33,19
2	21,88	378,60	43,77	376,41	6,75	344,68	Fim	33,32	
3	22,61	380,79	43,77	377,14	6,92	345,78	Fim	33,21	
4	22,61	381,52	45,23	375,68	7,93	344,68	Fim	33,32	

BR - Provete 3									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	23,34	353,07	32,10	385,90	7,30	341,76		33,60	34,00
2	35,02	357,45	37,93	387,36	8,37	335,93	Fim	34,18	
3	38,66	364,01	36,47	386,63	7,62	337,75	Fim	34,00	
4	41,58	365,47	37,93	385,17	7,21	335,56	Fim	34,22	

B20 - Provete 1									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	27,72	361,82	10,21	345,05	0,22	334,47		32,00	32,39
2	32,83	361,09	18,24	347,23	0,22	328,63	Fim	32,57	
3	32,83	360,36	21,16	347,96	0,22	327,17	Fim	32,71	
4	28,45	359,64	21,16	353,07	0,22	331,55	Fim	32,28	

B20 - Provete 2									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	29,18	358,18	23,34	340,67	3,55	323,16		33,12	33,37
2	35,74	365,47	13,13	323,16	5,97	319,88	Fim	33,46	
3	35,02	364,74	5,11	315,87	5,75	320,24	Fim	33,42	
4	34,29	363,28	0,73	310,76	5,76	319,51	Fim	33,50	

B20 - Provete 3									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	28,45	374,22	28,45	350,88	6,75	334,10		32,03	32,63
2	43,77	370,58	27,72	350,15	1,34	324,62	Fim	32,97	
3	45,23	376,41	24,07	347,23	2,42	327,17	Fim	32,71	
4	48,18	377,14	21,16	344,32	1,76	326,06	Fim	32,82	

B50 - Provete 1									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	23,34	385,17	29,18	399,03	2,22	365,84		31,89	32,46
2	39,39	395,38	35,02	393,92	0,82	357,45	Fim	32,63	
3	40,12	397,57	35,02	393,19	0,20	357,81	Fim	32,60	
4	43,04	399,76	37,20	393,92	0,00	356,72	Fim	32,70	

B50 - Provete 2									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	17,51	361,09	29,91	393,19	5,73	353,43		33,00	33,35
2	33,56	372,77	29,91	387,36	5,38	348,33	Fim	33,49	
3	32,83	374,22	26,26	383,71	4,70	349,42	Fim	33,38	
4	33,56	373,50	25,53	381,52	4,72	347,96	Fim	33,52	

B50 - Provete 3									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	12,40	372,77	32,10	396,84	1,21	362,55		32,17	32,25
2	46,69	399,03	20,43	391,00	5,18	361,46	Fim	32,27	
3	54,71	407,05	13,86	385,90	5,59	362,19	Fim	32,21	
4	57,63	405,59	6,57	379,33	7,13	360,36	Fim	32,37	

B100 - Provete 1									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	40,12	404,86	20,43	385,17	0,00	364,74		30,62	31,07
2	48,88	401,95	28,45	389,54	2,27	357,08	Fim	31,27	
3	45,96	401,22	29,18	390,27	1,64	358,18	Fim	31,18	
4	48,15	401,22	29,18	391,73	2,69	357,81	Fim	31,21	

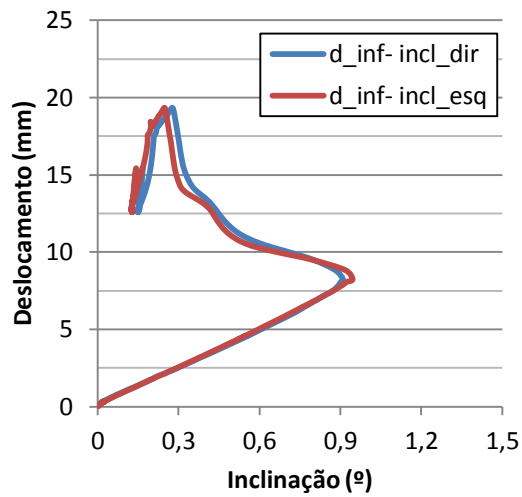
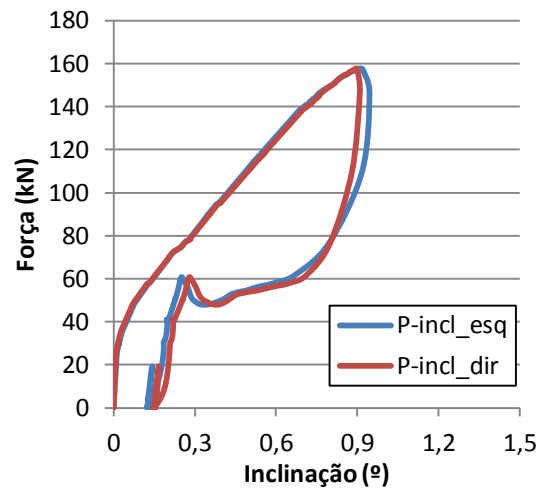
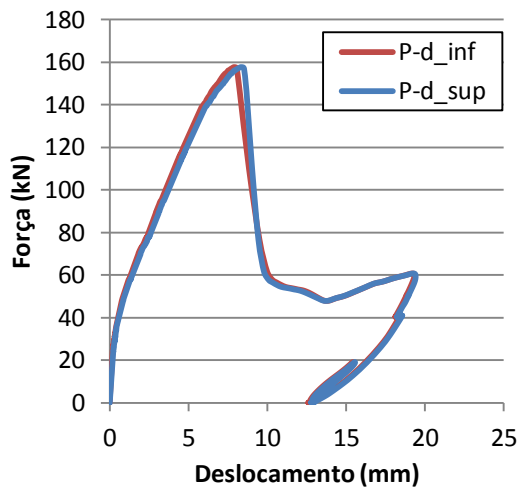
B100 - Provete 2									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	28,45	383,71	26,26	382,98	0,41	355,99		31,37	31,98
2	36,47	385,90	39,39	382,98	1,67	346,50	Fim	32,23	
3	37,93	388,09	42,31	384,44	2,29	346,14	Fim	32,26	
4	37,20	391,00	44,50	387,36	3,09	348,33	Fim	32,06	

B100 - Provete 3									
Ciclo	Base de medida 1		Base de medida 2		Δ entre bases de medida	Extensão média	Δ entre ciclos	E_c	
	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$	Extensão inicial	Extensão $f_c/3$					
	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(%)	(% x 10^{-6})	(% x 10^{-6})	(GPa)	
1	30,64	402,67	27,72	376,41	6,27	360,36		30,99	31,48
2	34,29	401,22	45,23	385,17	7,36	353,43	Fim	31,59	
3	35,02	401,22	49,60	388,81	7,37	352,71	Fim	31,66	
4	35,02	401,22	52,52	391,00	7,57	352,34	Fim	31,69	

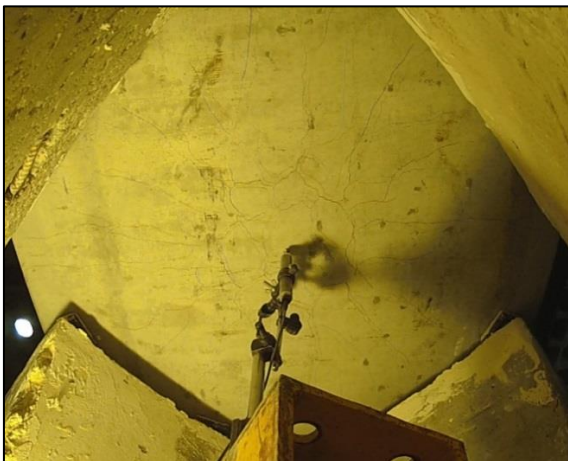
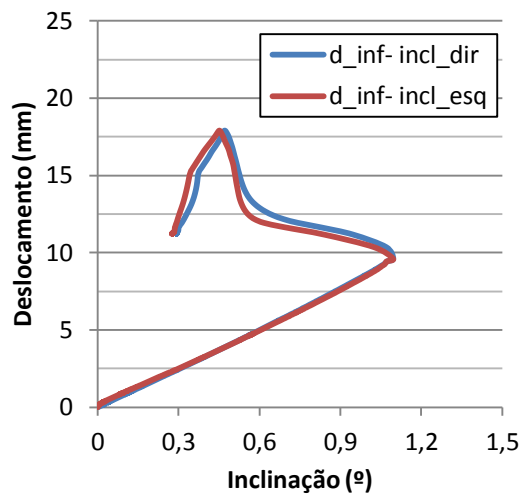
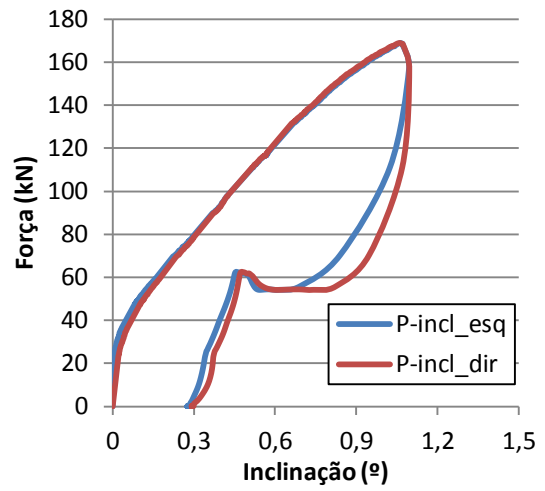
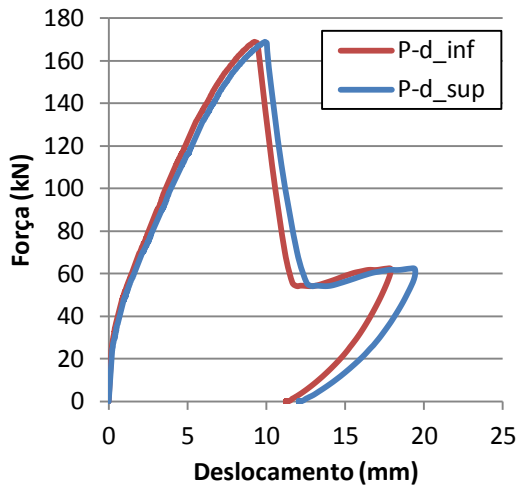
A.4. Ensaio ao punção em lajes

A.4.1. Resultados

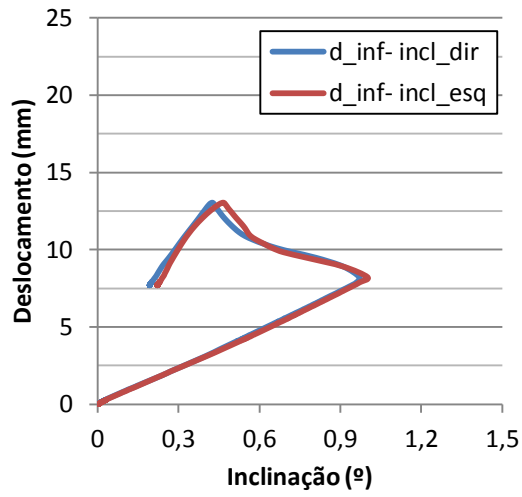
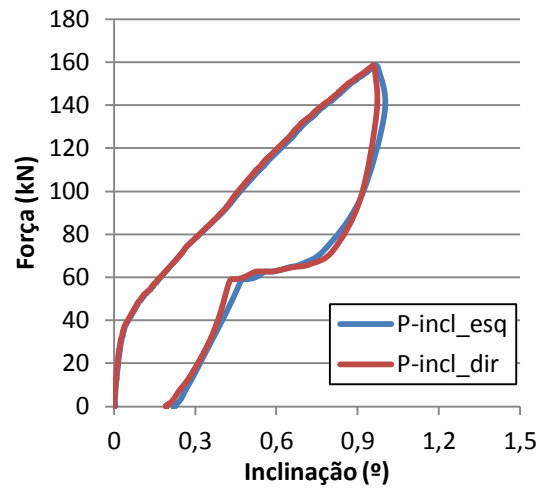
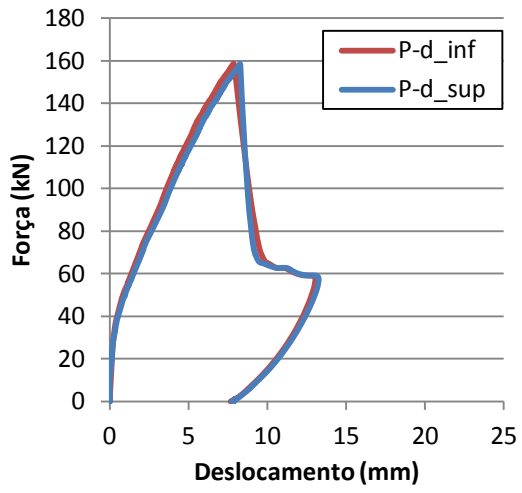
Modelo BR-1



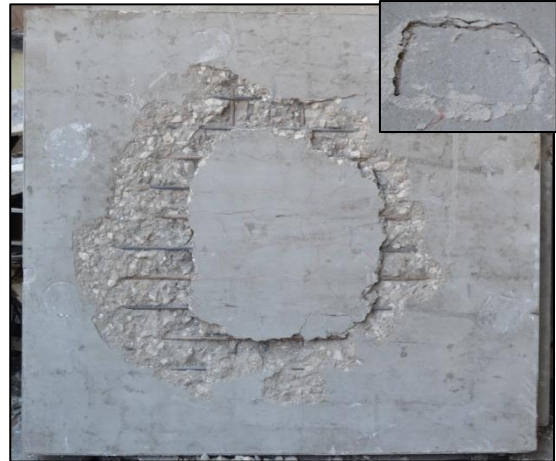
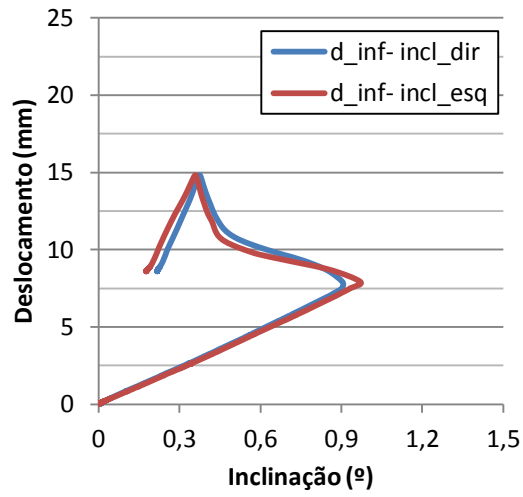
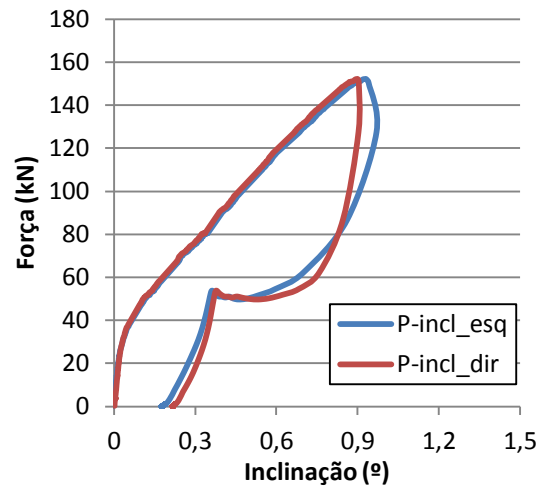
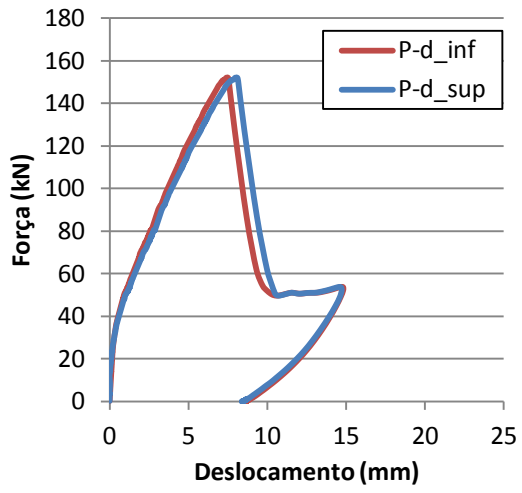
Modelo BR-2



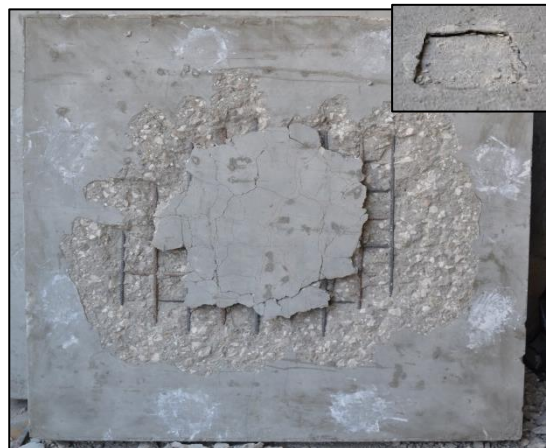
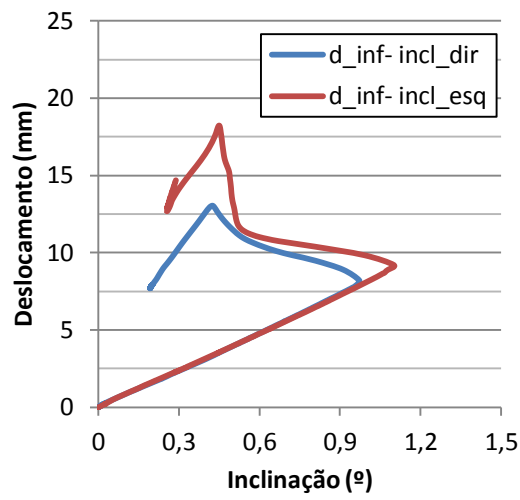
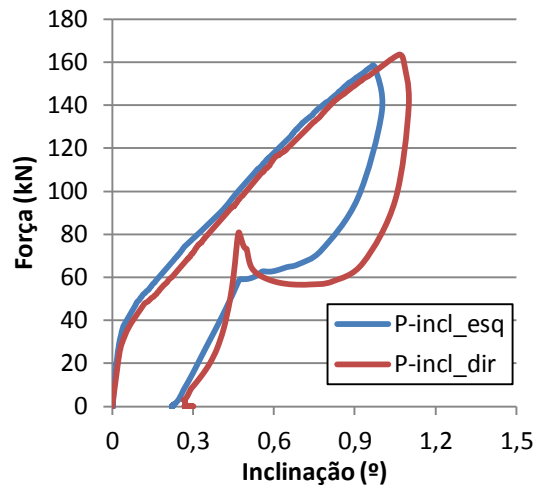
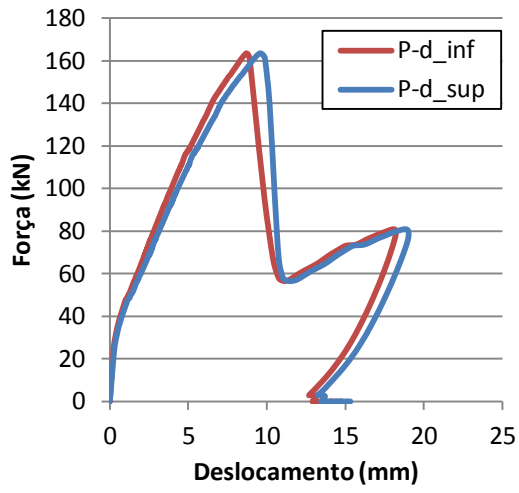
Modelo B20-1



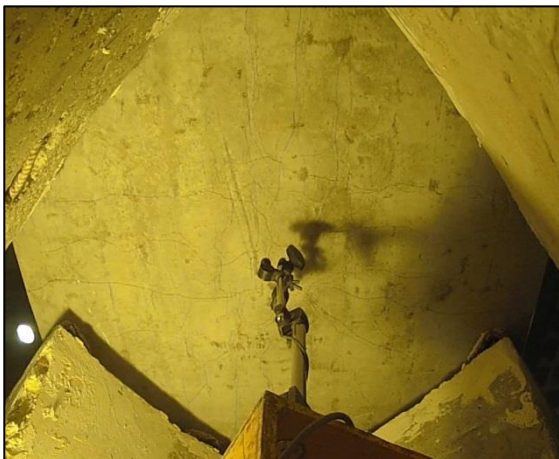
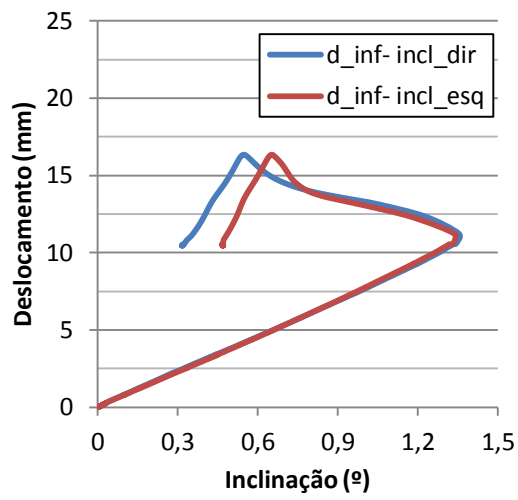
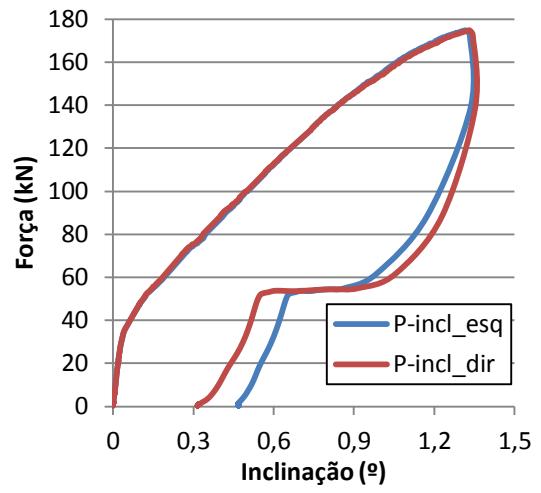
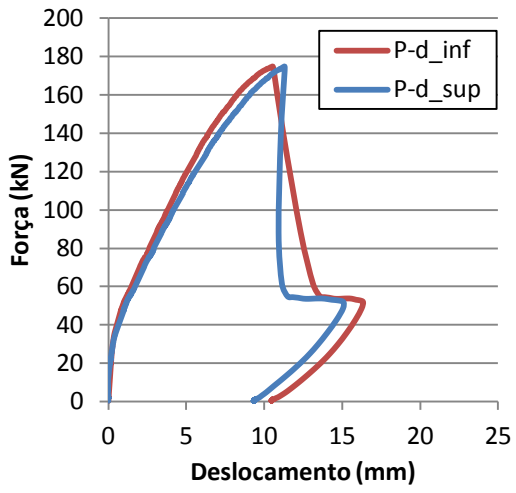
Modelo B20-2



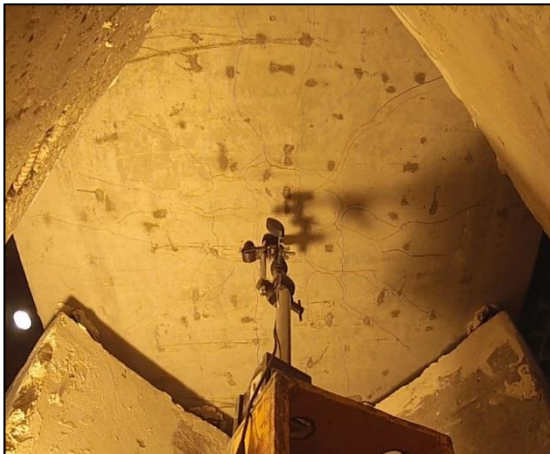
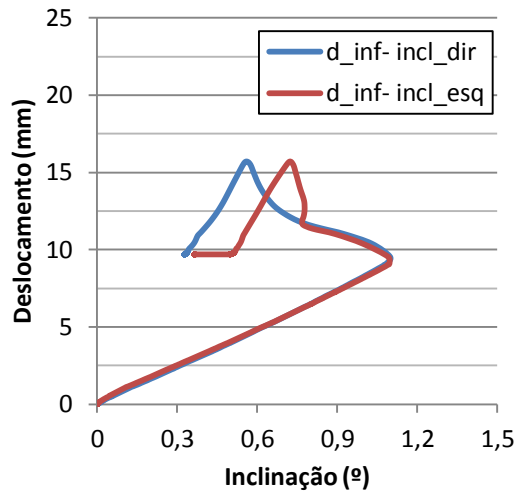
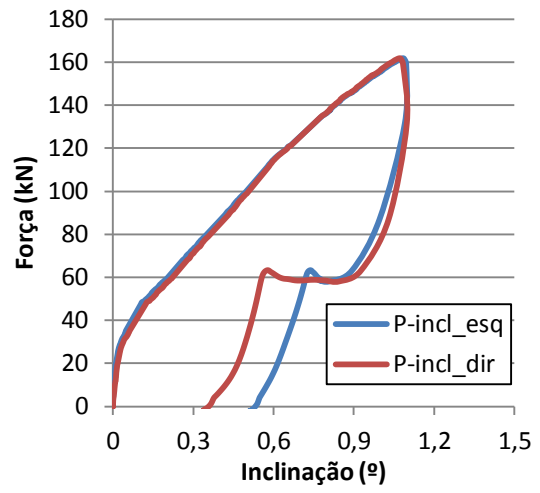
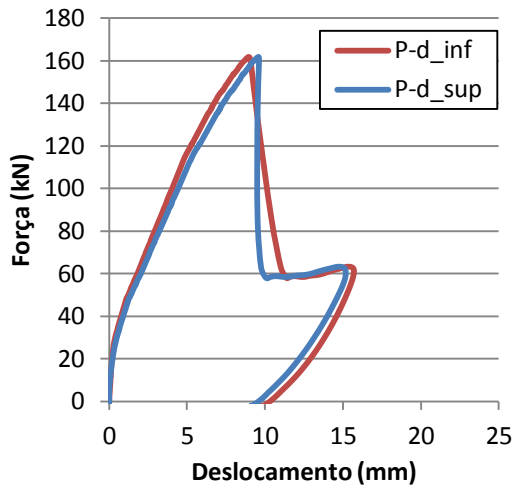
Modelo B50-1



Modelo B50-2



Modelo B100-1



Modelo B100-2

