

Hugo Sérgio Sousa Costa

BETÕES ESTRUTURAIS DE AGREGADOS LEVES. APLICAÇÕES EM PREFABRICAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS

Dissertação de Doutoramento na área científica de Engenharia Civil, na especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais,
orientada pelo Professor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio e apresentada ao Departamento de
Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Setembro, 2012



UNIVERSIDADE DE COIMBRA

ERRATA

Título: Betões Estruturais de Agregados Leves. Aplicações em Prefabricação e Reforço de Estruturas

Documento: Dissertação de Doutoramento

Autor: Hugo Sérgio Sousa Costa

Instituição: Universidade de Coimbra

| Pág. | Linha | Onde está... | Devia estar... |
|------|-------------|---|---|
| 15 | 15 | betão, quer pela redução da permeabilidade da pasta, quer pela elevada alcalinidade da pozolana, que assegura | betão, pela redução da permeabilidade da pasta, que assegura |
| 40 | 33 | cálculo o volume | cálculo do volume |
| 41 | 31 | embora diferença | embora a diferença |
| 42 | 26 | controle | controlo |
| 52 | 13 | controle | controlo |
| 58 | 12 | embora esta dependa | embora este dependa |
| 78 | 9 | fluxo através da casca da água | fluxo, através da casca, da água |
| 93 | 15 | do betão aumenta, | do betão diminui, |
| 101 | Figura 5.25 | H1.9; H1.7; H1.5 | HC1.9; HC1.7; HC1.5 |
| 102 | Figura 5.26 | H1.9; H1.7; H1.5 | HC1.9; HC1.7; HC1.5 |
| 109 | 14 (última) | segura é dos EC2 e do MC10 é mais adequada. | segura é dos códigos EC2 e MC10. |
| 110 | 1 | resistência à flexão do BEALAA | resistência à tracção do BEALAA |
| 140 | 3 | matriz de ligante de cimento | matriz ligante de cimento |
| | 13 | quantifica-las | quantificá-las |
| 173 | 18 | ao ao ACI | ao ACI |
| 176 | 3 | MC10; porém, a ... próxima. O rácio | MC10. O Rácio |
| 177 | 5 | simplificada, é coerente, | simplificadas, são coerentes, |
| 188 | 16 | caracterizadas experimentalmente | efectuadas experimentalmente |
| 200 | 25 | ser influenciado | ser influenciada |
| 251 | Tabela 7.17 | μ (atrído) val. médio 1,16; 1,73; 1,85; 1,47; 1,52; 1,49; 1,02; 1,95; 2,01; 1,13 | μ (atrído) val. médio 0,82; 1,10; 1,69; 1,47; 1,52; 1,49; 1,00; 1,95; 2,01; 1,13 |
| 262 | 9 | forma máxima | força máxima |
| 277 | 6 | BDN adicionado) para tensão | BDN adicionado, para tensão |
| | 7 | BDN adicionado) para tensão | BDN adicionado, para tensão |
| 285 | 3 | foi próxima de 0,2 | foi inferior a 0,2 |
| 285 | 9 | retracção autogénea foi | deformação autogénea foi |
| 290 | 11 | Consideração a reduzida | Considerando a reduzida |

Agradecimentos

Com a conclusão desta etapa, expresso os meus agradecimentos:

- ao Professor Eduardo Júlio, pela excelente orientação, amizade e todo o apoio;
- ao Professor Jorge Lourenço, pelo saber, amizade e incentivo;
- ao Dep. de Eng.^a Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra (ISEC), pelo apoio prestado a este projecto, realizado maioritariamente no Lab. de Materiais de Construção;
- aos meus amigos e colegas do ISEC, pelo apoio e amizade, em particular ao Ricardo do Carmo e ao Jónatas Valença;
- aos amigos e colaboradores do grupo de investigação;
- ao António Amaral, pelo apoio, bem como ao Luís Gaspar e ao Sr. David.

Agradeço também o apoio prestado pelas seguintes empresas:

- Saint-Gobain Weber Portugal S.A.;
- Secil - Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A.;
- Sika - Portugal, S.A.;
- Omya-Comital Portugal;
- Argilis - Extracção de Areias e Argilas, Lda.;
- Domingues & Contente - Britas e Asfaltos S.A.

Por fim, um especial agradecimento:

- à minha família, pela preocupação, apoio e carinho;
- à Alexandra, a minha esposa, e à Carmo, a nossa filha recém-nascida.

Ao apoio dado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), através da Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/44217/2008.



Resumo

Actualmente, a utilização de soluções com betões estruturais de agregados leves (BEAL), de reduzida densidade e elevada resistência, requer maiores desafios no seu desempenho, particularmente em obras de reabilitação e reforço e em elementos prefabricados. Nesse sentido, é necessário desenvolver o conhecimento técnico científico que garanta a correcta previsão do comportamento e o controlo de qualidade deste material. Os principais códigos de análise e dimensionamento de estruturas de betão adequaram aos BEAL as expressões de cálculo desenvolvidas para betões de densidade normal, através da consideração de coeficientes de correcção. Contudo, as propriedades dos BEAL dependem significativamente das características intrínsecas dos agregados leves e dos parâmetros da matriz ligante, factores frequentemente ignorados naqueles documentos. Por este motivo, considerou-se necessário aprofundar o estudo das propriedades de BEAL e de BEAL com requisitos especiais, confrontando os resultados com os de trabalhos científicos publicados e com as previsões dos códigos.

Os principais objectivos definidos foram os seguintes: (i) desenvolver um método de composição de BEAL, considerando igualmente os aspectos específicos de BEAL com requisitos especiais; (ii) analisar os principais parâmetros que influenciam a previsão das suas propriedades; (iii) caracterizar estes betões relativamente às propriedades reológicas, físicas, mecânicas e diferidas; (iv) estudar a resistência de interfaces com BEAL; (v) propor melhoramentos nas expressões dos códigos relativas ao comportamento de BEAL.

Após a selecção prévia e a caracterização dos materiais constituintes, definiram-se detalhadamente as misturas de BEAL, com várias resistências e densidades; caracterizaram-se as suas propriedades reológicas e físicas, bem como as propriedades mecânicas (resistências à compressão e à tracção, módulo de elasticidade e lei-constitutiva) e diferidas (retracção e fluência). Estudou-se a resistência, à tracção e ao corte longitudinal, de interfaces com BEAL, considerando vários tipos de rugosidade e diferentes propriedades dos betões, para diferentes níveis de tensão normal e taxas de armadura de ligação na interface.

A análise dos resultados comprovou a elevada versatilidade de ajuste à especificação e a elevada fiabilidade de previsão do método de composição; identificaram-se boas correlações entre as propriedades dos BEAL, bem como entre estas e as características intrínsecas dos agregados leves, em conjunto com as da matriz ligante. A retracção dos BEAL apresentou reduzida amplitude, comparativamente às previsões dos códigos, tendo sido propostas correcções que melhoram significativamente a sua aproximação aos resultados experimentais. A evolução das curvas de fluência dos BEAL provou ser bastante regular, embora a sua amplitude dependa das

propriedades dos BEAL, bem como dos parâmetros de composição; contudo, alguns códigos preconizam um coeficiente de correção que considera indirectamente essa influência, resultando numa aproximação conservativa, cerca de 30% superior aos valores experimentais. Os resultados da resistência de interfaces com BEAL apresentaram elevados desvios, quando comparados com as previsões dos principais códigos, e identificaram-se os parâmetros e as propriedades mais relevantes. Apresentam-se propostas que permitem prever a resistência da interface em função dos coeficientes de coesão e atrito, sendo estes estimados em função dos parâmetros de rugosidade da interface.

Abstract

Nowadays, the use of solutions with structural lightweight aggregate concrete (LWAC), with reduced density and high strength, requires major performance challenges, particularly in rehabilitation and strengthening solutions, as well as in precast elements. Therefore, it is necessary to develop the scientific expertise to ensure the correct prediction of the material behaviour and an efficient quality control. The main design codes of structural concrete adapted to LWAC the design expressions developed for normal weight concrete, by considering correction coefficients. However, the properties of LWAC significantly depend on the intrinsic properties of lightweight aggregates and on the parameters of the binding matrix, often ignored in these documents. Therefore, it was considered necessary to further study the properties of LWAC, and of LWAC with special requirements, and to compare the obtained results with those of previous studies, published in journals or presented in scientific meetings, as well as with codes predictions.

The following main objectives were defined: (i) to develop a mixture design method of LWAC, also considering the specific aspects of LWAC with special requirements, (ii) to analyse the main parameters that influence the prediction of its properties, (iii) to characterize these concretes in relation to its rheological, physical, mechanical and time-dependent properties, (iv) to study the strength of interfaces with LWAC, (v) to propose improvements to the codes' design expressions, concerning to the behaviour of LWAC.

After a preliminary selection and characterization of the constituents, LWAC mixtures with various densities and strengths were defined in detail; their physical and rheological properties, as well as their mechanical properties (compressive strength and tensile strength, Young's modulus and constitutive law) and time-dependent properties (shrinkage and creep) were characterized. The tensile and longitudinal shear strengths of interfaces with LWAC were studied, considering several roughness conditions, different concrete properties and varying both normal stress and reinforcement crossing the interface.

The mixture design method proved to have a good adjustment to the specification and to lead to reliable predictions. Also good correlations, between the properties of LWAC and between these and the intrinsic characteristics of lightweight aggregates and of the binding matrix, were identified. The shrinkage of LWAC showed reduced amplitude when compared to codes' predictions; corrections to the design expressions were proposed that significantly improve their approach to the experimental results. The evolution of LWAC creep proved to be quite regular, although the amplitude depends on the properties of LWAC and on the mixture design

parameters; however, some codes prescribe a correction coefficient that indirectly considers that influence, resulting in a conservative approach, approximately 30% higher than the experimental values. The strength of the interfaces with LWAC exhibited high deviations when compared with codes' predictions and the most relevant parameters and properties were identified. Changes to the design expressions are proposed, which allow predicting the interface strength, depending on the coefficients of cohesion and of friction, being these estimated from the roughness parameters of the interface.

Índice Geral

| | |
|--|----------|
| Agradecimentos..... | i |
| Resumo..... | iii |
| Abstract | v |
| Índice Geral | vii |
| Índice de Figuras..... | xiii |
| Índice de Tabelas | xxi |
| Simbologia..... | xxiv |
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Enquadramento | 1 |
| 1.2. Objectivos e Metodologia | 2 |
| 1.3. Organização..... | 3 |
| 2. Betão Estrutural de Agregados Leves | 7 |
| 2.1. Aplicações..... | 7 |
| 2.2. Materiais..... | 13 |
| 2.2.1. Ligantes..... | 13 |
| 2.2.1.1. <i>Cimento</i> | 14 |
| 2.2.1.2. <i>Adições</i> | 15 |
| 2.2.2. Agregados de densidade normal..... | 16 |
| 2.2.3. Agregados leves..... | 18 |
| 2.2.3.1. <i>Agregados leves naturais</i> | 18 |
| 2.2.3.2. <i>Agregados leves produzidos artificialmente</i> | 18 |
| 2.2.3.3. <i>Propriedades dos agregados leves</i> | 20 |
| 2.2.3.4. <i>Caracterização dos agregados leves Leca®</i> | 22 |
| 2.2.4. Água e adjuvantes | 28 |
| 2.3. Produção e colocação | 29 |

| | |
|--|-----------|
| 2.3.1. Humidade e absorção dos agregados leves | 29 |
| 2.3.2. Produção | 31 |
| 2.3.2.1. <i>Dosagem</i> | 32 |
| 2.3.2.2. <i>Amassadura</i> | 33 |
| 2.3.3. Transporte e colocação | 34 |
| 2.3.4. Cura | 36 |
| 2.3.4.1. <i>Assentamento plástico, presa e hidratação</i> | 36 |
| 2.3.4.2. <i>Endurecimento e cura interna</i> | 36 |
| 2.3.4.3. <i>Condições de cura</i> | 37 |
| 3. Composição de Betões Estruturais de Agregados Leves | 39 |
| 3.1. Métodos de composição existentes | 39 |
| 3.2. Limitações e necessidades | 42 |
| 3.2.1. Densidade | 42 |
| 3.2.2. Resistência à compressão | 42 |
| 3.2.3. Módulo de elasticidade | 44 |
| 3.3. Novo método de composição de BEAL | 45 |
| 3.3.1. Especificação do BEAL | 46 |
| 3.3.2. Seleção e caracterização dos constituintes | 47 |
| 3.3.3. Compacidade | 48 |
| 3.3.4. Quantificação da matriz ligante | 48 |
| 3.3.5. Quantificação dos agregados | 49 |
| 3.3.6. Previsão das propriedades mecânicas | 50 |
| 3.3.7. Dosagens finais dos constituintes | 52 |
| 3.3.8. Validação da mistura | 52 |
| 3.4. Misturas experimentais | 52 |
| 4. Betões Estruturais de Agregados Leves com Requisitos Especiais ... | 57 |
| 4.1. BEAL auto-compactáveis | 57 |
| 4.1.1. Materiais | 58 |
| 4.1.2. Composição | 59 |
| 4.1.3. Misturas experimentais | 60 |
| 4.2. BEAL auto-compactáveis reforçados com fibras de aço | 61 |

| | |
|--|-----------|
| 4.2.1. Materiais | 62 |
| 4.2.1.1. <i>Matriz de betão</i> | 62 |
| 4.2.1.2. <i>Fibras</i> | 63 |
| 4.2.2. Composição | 64 |
| 4.2.3. Misturas experimentais..... | 64 |
| 4.3. BEAL com ligante activado alcalinamente | 65 |
| 4.3.1. Materiais da pasta ligante activada alcalinamente | 67 |
| 4.3.1.1. <i>Ligantes de base</i> | 67 |
| 4.3.1.2. <i>Activadores alcalinos</i> | 67 |
| 4.3.1.3. <i>Produtos de reacção</i> | 68 |
| 4.3.2. Composição | 68 |
| 4.3.3. Misturas experimentais..... | 69 |
| 5. Propriedades Reológicas, Físicas e Mecânicas dos BEAL..... | 73 |
| 5.1. Revisão bibliográfica | 73 |
| 5.1.1. Consistência e auto-compactabilidade | 73 |
| 5.1.2. Densidade, teor de ar e compacidade | 76 |
| 5.1.3. Resistência mecânica..... | 77 |
| 5.1.3.1. <i>Compressão</i> | 77 |
| 5.1.3.2. <i>Tracção e corte</i> | 81 |
| 5.1.4. Módulo de elasticidade e lei-constitutiva..... | 82 |
| 5.1.4.1. <i>Módulo de elasticidade</i> | 82 |
| 5.1.4.2. <i>Lei-constitutiva e extensão última</i> | 84 |
| 5.1.4.3. <i>Coefficiente de Poisson</i> | 86 |
| 5.2. Caracterização experimental..... | 86 |
| 5.2.1. Consistência e auto-compactabilidade | 86 |
| 5.2.2. Resistência mecânica..... | 87 |
| 5.2.4. Módulo de elasticidade e lei-constitutiva..... | 90 |
| 5.3. Análise dos resultados..... | 92 |
| 5.3.1. Consistência e auto-compactabilidade | 92 |
| 5.3.1.1. <i>Consistência</i> | 92 |
| 5.3.1.2. <i>Auto-compactabilidade</i> | 93 |
| 5.3.2. Densidade..... | 94 |

| | |
|--|------------|
| 5.3.3. Modo e superfície de rotura | 96 |
| 5.3.4. Resistências à compressão e à tracção | 99 |
| 5.3.4.1. <i>Comparação entre a previsão e a caracterização da resistência</i> | 106 |
| 5.3.4.2. <i>Correlação entre as resistências à tracção e à compressão</i> | 108 |
| 5.3.4.3. <i>Comparação da resistência à tracção com a previsão dos códigos</i> | 109 |
| 5.3.5. Influência da dosagem de fibras na resistência dos BLACRF | 110 |
| 5.3.6. Módulo de elasticidade..... | 114 |
| 5.3.6.1. <i>Comparação entre a previsão e a caracterização do módulo de elasticidade</i> | 119 |
| 5.3.6.2. <i>Comparação do módulo de elasticidade com a previsão dos códigos</i> | 121 |
| 5.3.6.3. <i>Lei constitutiva</i> | 124 |
| 5.4. Conclusões | 125 |
| 5.4.1. Composição dos BEAL..... | 125 |
| 5.4.2. Consistência, auto-compactabilidade..... | 127 |
| 5.4.3. Densidade e modo de rotura..... | 127 |
| 5.4.4. Resistência mecânica | 128 |
| 5.4.5. Módulo de elasticidade..... | 130 |
| 6. Propriedades Diferidas dos BEAL | 133 |
| 6.1. Revisão bibliográfica | 133 |
| 6.1.1. Retraccção..... | 134 |
| 6.1.1.1. <i>Influência dos agregados leves</i> | 136 |
| 6.1.1.2. <i>Influência da matriz ligante</i> | 137 |
| 6.1.1.3. <i>Previsão dos códigos</i> | 137 |
| 6.1.2. Fluência | 139 |
| 6.1.2.1. <i>Influência dos agregados leves</i> | 140 |
| 6.1.2.2. <i>Influência da matriz ligante</i> | 141 |
| 6.1.2.3. <i>Previsão dos códigos</i> | 142 |
| 6.2. Caracterização experimental | 143 |
| 6.2.1. Retraccção..... | 143 |
| 6.2.1.1. <i>Matriz das argamassas</i> | 144 |
| 6.2.1.2. <i>BEAL</i> | 145 |
| 6.2.2. Fluência | 146 |
| 6.3. Análise dos resultados..... | 150 |

| | |
|--|------------|
| 6.3.1. Retraccção..... | 150 |
| 6.3.1.1. Retraccção nas matrizes de argamassa dos BEAL..... | 150 |
| 6.3.1.2. Retraccção nos BEAL..... | 151 |
| 6.3.1.3. Nova proposta de previsão da retraccção nos BEAL..... | 161 |
| 6.3.1.4. Retraccção nos BEALAC e nos BLACRF..... | 163 |
| 6.3.1.5. Retraccção nos BEALAA..... | 166 |
| 6.3.2. Fluência..... | 169 |
| 6.3.2.1. Fluência dos BEAL..... | 170 |
| 6.3.2.2. Comparação da fluência dos BEAL com os códigos..... | 173 |
| 6.3.2.3. Descarga de fluência dos BEAL..... | 179 |
| 6.3.2.4. Fluência dos BEALAC..... | 180 |
| 6.3.2.5. Fluência dos BLACRF..... | 183 |
| 6.4. Conclusões..... | 184 |
| 6.4.1. Retraccção..... | 184 |
| 6.4.2. Fluência..... | 190 |
| 7. Interfaces entre Betões de Diferentes Idades..... | 195 |
| 7.1. Revisão bibliográfica..... | 196 |
| 7.1.1. Quantificação da resistência da interface entre betões..... | 196 |
| 7.1.2. Previsão dos códigos para a resistência longitudinal de interfaces..... | 198 |
| 7.1.3. Parâmetros que influenciam a resistência da interface..... | 200 |
| 7.2. Caracterização experimental de interfaces com BEAL..... | 201 |
| 7.2.1. Betões e parâmetros estudados..... | 201 |
| 7.2.2. Rugosidade das interfaces..... | 206 |
| 7.2.3. Ensaio de tracção por compressão diametral..... | 208 |
| 7.2.3.1. Preparação dos provetes..... | 208 |
| 7.2.3.2. Realização dos ensaios..... | 210 |
| 7.2.4. Ensaio de corte inclinado..... | 210 |
| 7.2.4.1. Preparação dos provetes..... | 211 |
| 7.2.4.2. Realização dos ensaios..... | 213 |
| 7.2.5. Ensaio de duplo corte da interface com tensão normal..... | 214 |
| 7.2.5.1. Preparação dos provetes..... | 214 |
| 7.2.5.2. Realização dos ensaios..... | 216 |

| | |
|--|------------|
| 7.2.6. Ensaio de duplo corte com armadura de ligação | 218 |
| 7.2.6.1. <i>Preparação dos provetes</i> | 218 |
| 7.2.6.2. <i>Realização dos ensaios</i> | 221 |
| 7.3. Análise dos resultados..... | 221 |
| 7.3.1. Resistência à tracção | 221 |
| 7.3.2. Resistência ao corte por ensaio de corte inclinado | 227 |
| 7.3.3. Resistência ao corte longitudinal com variação da tensão normal | 238 |
| 7.3.4. Resistência ao corte longitudinal com armadura de ligação | 255 |
| 7.3.4.1. <i>Interface sem atrito</i> | 255 |
| 7.3.4.2. <i>Interface com atrito</i> | 258 |
| 7.3.5. Comparação com os códigos | 265 |
| 7.3.5.1. <i>Ensaio de corte inclinado</i> | 265 |
| 7.3.5.2. <i>Ensaio de corte com variação da tensão normal</i> | 265 |
| 7.3.5.3. <i>Ensaio de corte com armadura na interface</i> | 269 |
| 7.3.5.4. <i>Proposta de correcção às expressões de dimensionamento</i> | 270 |
| 7.4. Conclusões | 271 |
| 8. Principais Conclusões e Trabalho Futuro | 279 |
| 8.1. Principais Conclusões | 279 |
| 8.1.1. Método de composição..... | 279 |
| 8.1.2. Propriedades reológicas | 280 |
| 8.1.3. Propriedades físicas e mecânicas | 281 |
| 8.1.4. Propriedades diferidas..... | 284 |
| 8.1.5. Resistência de interfaces com BEAL..... | 292 |
| 8.2. Trabalho futuro | 296 |
| Referências..... | 297 |

Índice de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 – Aqueduto <i>Pont du Gard</i> , França [190]. | 8 |
| Figura 2.2 – Coliseu de Roma [190]. | 8 |
| Figura 2.3 – Corte do Panteão de Roma [190]. | 9 |
| Figura 2.4 – Basílica de Santa Sofia, Istambul [190]. | 9 |
| Figura 2.5 – Navio em BEAL armado [75]. | 10 |
| Figura 2.6 – Edifícios altos com BEAL [190]. | 10 |
| Figura 2.7 – Ponte <i>Stovset</i> [75]. | 11 |
| Figura 2.8 – Ponte <i>Nordhordland</i> [75]. | 11 |
| Figura 2.9 – Ponte <i>Coronado</i> [75]. | 11 |
| Figura 2.10 – Ponte <i>Benicia-Martinez</i> [75]. | 11 |
| Figura 2.11 – Plataforma <i>offshore Hibernia</i> [75]. | 12 |
| Figura 2.12 – Estádio <i>Wellington</i> [75]. | 12 |
| Figura 2.13 – Ponte <i>Virgin River</i> , EUA [75]. | 13 |
| Figura 2.14 – Ponte do Fão, Portugal [190]. | 13 |
| Figura 2.15 – Amostras dos agregados de densidade normal. | 16 |
| Figura 2.16 – Curvas granulométricas dos agregados de densidade normal. | 17 |
| Figura 2.17 – Classificação do BEAL em função da massa volúmica e do tipo de agregado [68]. | 20 |
| Figura 2.18 – Correlação entre as massas volúmicas, ρ_{p0} e π_0 , dos agregados leves [72]. | 20 |
| Figura 2.19 – Correlação entre ρ_{p0} e F_{Cr} dos agregados leves [68]. | 21 |
| Figura 2.20 – Amostras dos agregados leves Leca [®] . | 22 |
| Figura 2.21 – Amostras dos grãos dos agregados leves Leca [®] . | 23 |
| Figura 2.22 – Curvas granulométricas dos agregados Leca [®] . | 23 |
| Figura 2.23 – Variação da granulometria dos agregados leves e de densidade normal. | 24 |
| Figura 2.24 – Correlação entre ρ_{p0} e F_{Cr} ($t_c = 5s$ e $t_c = 20s$). | 28 |
| Figura 2.25 – Absorção de água dos agregados leves, em 60 minutos de imersão, em função da humidade inicial e das condições anteriores de humidade [74]. | 31 |
| Figura 2.26 – Factor de empolamento das areias, caracterizado por Neville [135]. | 32 |
| Figura 2.27 – Factor de empolamento das areias utilizadas, FS e MS. | 32 |
| Figura 2.28 – Amassadura dos betões em misturadora de eixo vertical. | 34 |
| Figura 2.29 – Colocação de BEAL em obra (reforço da ponte do Fão). | 34 |
| Figura 2.30 – Moldes betonados com BEAL, para caracterização dos respectivos provetes. | 35 |
| Figura 2.31 – Processo de cura interna do betão na zona de contacto dos agregados [75]. | 37 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.32 – Cura em tanque de água. | 38 |
| Figura 2.33 – Câmara termo-higrométrica. | 38 |
| Figura 3.1 – Variação do coeficiente C_f com o volume, V_{abs} , para cada agregado leve. | 43 |
| Figura 3.2 – Correlação entre ρ_{p0} e f_{Cr} | 43 |
| Figura 3.3 – Correlação entre f_{Cr} e m_f | 44 |
| Figura 3.4 – Correlação entre ρ_{p0} e m_f | 44 |
| Figura 3.5 – Variação do coeficiente C_E com o volume, V_{abs} , para cada agregado leve. | 45 |
| Figura 3.6 – Correlação entre f_{Cr} e m_E | 45 |
| Figura 3.7 – Correlação entre ρ_{p0} e m_E | 45 |
| Figura 3.8 – Correlação entre m_E e m_f | 45 |
| Figura 3.9 – Fluxograma de síntese do novo método de composição dos BEAL. | 46 |
| Figura 3.10 – Ajuste granulométrico da curva da mistura dos agregados à curva de Faury. | 50 |
| Figura 3.11 – Espectro de densidade, do BEAL, para várias combinações de agregados. | 53 |
| Figura 4.1 – Proporções volumétricas dos constituintes dos BEALAC. | 60 |
| Figura 4.2 – Amostra das fibras de aço Dramix [®] RC-80/30-BP. | 64 |
| Figura 5.1 – Modelo de escoamento plástico de Bingham [108]. | 75 |
| Figura 5.2 – Relação $\sigma - \varepsilon$ de um betão. | 82 |
| Figura 5.3 – Relação $\sigma - \varepsilon$ considerada pelo MC10 para compressão uniaxial. | 85 |
| Figura 5.4 – Ensaio de abaixamento com o cone de Abrams (<i>slump test</i>). | 86 |
| Figura 5.5 – Ensaio de espalhamento (<i>slump flow test</i>). | 86 |
| Figura 5.6 – Ensaio da caixa-L. | 87 |
| Figura 5.7 – Ensaio de resistência à segregação. | 87 |
| Figura 5.8 – Ensaio de resistência à compressão, em cubos. | 87 |
| Figura 5.9 – Ensaio de resistência à tracção por compressão diametral. | 88 |
| Figura 5.10 – Ensaio de caracterização da energia de fractura. | 88 |
| Figura 5.11 – Ensaio de caracterização da resistência à tracção por flexão. | 89 |
| Figura 5.12 – Execução das lajetas de BLACRF. | 90 |
| Figura 5.13 – Ensaio de punçoamento das lajetas de BLACRF. | 90 |
| Figura 5.14 – Ensaio de caracterização do módulo de elasticidade. | 91 |
| Figura 5.15 – Ensaio de caracterização da lei-constitutiva. | 91 |
| Figura 5.16 – Amassadura de um BEALAC. | 93 |
| Figura 5.17 – Rotura típica de um provete de BEAL. | 96 |
| Figura 5.18 – Rotura explosiva de provete de BEAL. | 96 |
| Figura 5.19 – Superfície de rotura dos provetes de BEAL, por tipologia (B, C, D, E, F, H). | 97 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.20 – Superfície de rotura dos provetes do BEAL da tipologia HC | 97 |
| Figura 5.21 – Superfície de rotura dos provetes do BEALAC. | 98 |
| Figura 5.22 – Superfície de rotura do BLACRF, sem e com fibras..... | 98 |
| Figura 5.23 – Configuração de rotura dos provetes dos BLACRF. | 98 |
| Figura 5.24 – Superfície de rotura dos provetes de BEALAA..... | 99 |
| Figura 5.25 – Evolução da resistência à compressão do BEAL. | 101 |
| Figura 5.26 – Evolução da resistência à compressão do BEAL, com correcção do coeficiente de endurecimento..... | 102 |
| Figura 5.27 – Evolução da resistência à compressão do BEALAC. | 103 |
| Figura 5.28 – Correlação entre a resistência à compressão do BLACRF e V_f | 104 |
| Figura 5.29 – Evolução da resistência à compressão do BLACRF. | 104 |
| Figura 5.30 – Evolução da resistência à compressão do BEALAA. | 106 |
| Figura 5.31 – Comparação entre f_{lcp} e f_{lcm} do BEAL e do BEALAC. | 106 |
| Figura 5.32 – Comparação entre f_{lcp} e f_{lcm} do BEALAA..... | 107 |
| Figura 5.33 – Correlação entre f_{lcm} e f_{lcm} do BEAL e do BEALAC. | 108 |
| Figura 5.34 – Comparação entre f_{lcm} e f_{lcm} do BEALAA. | 109 |
| Figura 5.35 – Comparação da f_{lctfm} do BEAL e do BEALAC com as previsões dos códigos..... | 109 |
| Figura 5.36 – Gráficos força-deslocamento dos ensaios de flexão nos provetes de BLACRF.... | 110 |
| Figura 5.37 – Correlação entre f_{lctfm} e V_f no BEALAC..... | 111 |
| Figura 5.38 – Correlação entre ϕ_δ e V_f no BLACRF. | 111 |
| Figura 5.39 – Gráficos força-deslocamento dos ensaios de energia de fractura do BLACRF. | 112 |
| Figura 5.40 – Distribuição e concentração das fibras na zona com maior tensão de tracção. | 113 |
| Figura 5.41 – Correlação entre G_F e V_f no BLACRF..... | 113 |
| Figura 5.42 – Relação força-deslocamento nas lajetas de BLACRF. | 114 |
| Figura 5.43 – Correlação entre $Fm_{\acute{a}x}$ e V_f nas lajetas de BLACRF..... | 114 |
| Figura 5.44 – Evolução dos valores E_{lcm} do BEAL, com a idade..... | 116 |
| Figura 5.45 – Evolução do módulo de elasticidade dos BEALAC. | 117 |
| Figura 5.46 – Evolução do módulo de elasticidade do BLACRF..... | 117 |
| Figura 5.47 – Evolução do módulo de elasticidade do BEALAA..... | 119 |
| Figura 5.48 – Correlação entre E_{lcp} e E_{lcm} do BEAL..... | 119 |
| Figura 5.49 – Correlação entre E_{lcp} e E_{lcm} do BEALAC e do L1.9_0.00. | 120 |
| Figura 5.50 – Comparação entre E_{lcp} e E_{lcm} dos BEALAA..... | 120 |
| Figura 5.51 – Correlação entre f_{lcm} e E_{lcm} do BEAL. | 121 |
| Figura 5.52 – Correlação entre E_{lcm} e $E_{lcm,cod}$ do BEAL e do BEALAC. | 122 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.53 – Correlação entre $E_{lm,corr}$ e E_{lm} do BEAL e do BEALAC..... | 123 |
| Figura 5.54 – Correlação entre $E_{lm,cod}$ e E_{lm} do BEALAA. | 123 |
| Figura 5.55 – Correlação entre $E_{lm,corr}$ e E_{lm} do BEALAA..... | 123 |
| Figura 5.56 – Relação σ_{lc} - ε_{lc} dos provetes de BEAL (tipologias B, C, E e F)..... | 124 |
| Figura 5.57 – Rotura dos provetes prismáticos de BEAL sujeitos a compressão uniforme. | 125 |
| Figura 6.1 – Evolução das deformações por contracção do betão com a idade [114]...... | 134 |
| Figura 6.2 – Superfícies de rotura dos provetes das argamassas [35]..... | 144 |
| Figura 6.3 – Medição da retracção em provete de argamassa. | 145 |
| Figura 6.4 – Medição da retracção total em provetes de BEAL..... | 145 |
| Figura 6.5 – Medição da retracção total e da retracção autogénea em provetes de BEAL. | 146 |
| Figura 6.6 – Medição da retracção em provetes de BEALAA..... | 146 |
| Figura 6.7 – Evolução das deformações no ensaio completo de fluência [114]...... | 147 |
| Figura 6.8 – Equipamento para o ensaio de fluência. | 148 |
| Figura 6.9 – Ensaio de calibração entre a pressão no sistema de fluência e a força aplicada. | 148 |
| Figura 6.10 – Equipamentos com os provetes em ensaio de fluência. | 149 |
| Figura 6.11 – Evolução da retracção das matrizes de argamassa dos BEAL, ε_{ms} , com a idade. | 150 |
| Figura 6.12 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , dos BEAL. | 151 |
| Figura 6.13 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , dos BEAL, com a previsão do EC2..... | 152 |
| Figura 6.14 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , dos BEAL, com a previsão do MC10..... | 153 |
| Figura 6.15 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , dos BEAL, com a previsão do ACI. | 154 |
| Figura 6.16 – Resultados, e curva de referência, da evolução da deformação autogénea, ε_{ca} , dos BEAL..... | 157 |
| Figura 6.17 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , e da retracção de secagem, ε_{cb} dos BEAL. | 158 |
| Figura 6.18 – Relação entre a massa volúmica do BEAL e o coeficiente C_f | 159 |
| Figura 6.19 – Variação do coeficiente C_{sb} com o volume, V_{abs} , para cada agregado leve..... | 160 |
| Figura 6.20 – Correlação entre ρ_{p0} e m_{sb} | 160 |
| Figura 6.21 – Comparação entre as evoluções da retracção de secagem dos BEAL (experimental, ε_{cb} e prevista com correcção, ε_{cd})..... | 162 |
| Figura 6.22 – Evolução da retracção total dos BEALAC e previsão dos códigos EC2 e MC10. 164 | |
| Figura 6.23 – Resultados e referência, da evolução da retracção autogénea dos BEAL, ε_{ca} | 165 |
| Figura 6.24 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , e da retracção de secagem, ε_{cb} dos BEALAC. | 165 |
| Figura 6.25 – Comparação entre as retracções de secagem dos BEALAC (experimental, ε_{cb} e prevista com correcção, ε_{cd}). | 165 |
| Figura 6.26 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , dos BLACRF. | 166 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.27 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , dos BEALAA. | 167 |
| Figura 6.28 – Correlação entre a massa volúmica e a retracção total dos BEALAA..... | 167 |
| Figura 6.29 – Comparação entre a retracção total dos BEALAA e a previsão dos códigos. | 168 |
| Figura 6.30 – Comparação entre a retracção de secagem dos BEALAA e a proposta corrigida. 169 | |
| Figura 6.31 – Evolução do φ_c dos BEAL com dosagem $C=500 \text{ kg}/\text{m}^3$ | 170 |
| Figura 6.32 – Evolução do coeficiente de fluência para todos os BEAL..... | 172 |
| Figura 6.33 – Comparação do φ_c dos BEAL (dosagem $C=500 \text{ kg}/\text{m}^3$) com as previsões..... | 173 |
| Figura 6.34 – Comparação do φ_c dos BEAL com a previsão do MC10 (igual ao EC2)..... | 174 |
| Figura 6.35 – Comparação do φ_c dos BEAL com a previsão do ACI..... | 175 |
| Figura 6.36 – Correlação entre os φ_c dos BEAL e as previsões dos códigos. | 176 |
| Figura 6.37 – Comparação do φ_c dos BEAL com a previsão corrigida do MC10 e EC2..... | 178 |
| Figura 6.38 – Correlação entre os φ_c dos BEAL com a correcção do MC10 e do EC2..... | 179 |
| Figura 6.39 – Evolução da relação $(\varepsilon_d-\varepsilon_{cs})/\varepsilon_{ce}$ para os BEAL (carga, fluência e descarga)..... | 180 |
| Figura 6.40 – Evolução do coeficiente de fluência dos BEALAC. | 181 |
| Figura 6.41 – Comparação da evolução do φ_c entre os betões dos tipos L e HC..... | 181 |
| Figura 6.42 – Comparação do φ_c dos BEALAC com as previsões dos códigos..... | 182 |
| Figura 6.43 – Evolução do φ_c dos BLACRF e comparação com os códigos..... | 183 |
| Figura 7.1 – Corte transversal de um elemento com interface entre BDN e BEAL. | 195 |
| Figura 7.2 – Modelo “dentes de serra” utilizado na teoria do corte-atrito [162]...... | 196 |
| Figura 7.3 – Evolução da f_{lm} dos betões: N2.4 e do tipo HC..... | 203 |
| Figura 7.4 – Evolução do E_{lm} dos betões: N2.4 e do tipo HC. | 203 |
| Figura 7.5 – Evolução da retracção, ε_{cs} , dos betões: N2.4 e do tipo HC. | 203 |
| Figura 7.6 – Imagens das superfícies de rotura dos provetes dos betões N2.4 e do tipo HC..... | 204 |
| Figura 7.7 – Imagens das superfícies do betão de substrato em BDN-N2.4..... | 204 |
| Figura 7.8 – Imagens das superfícies do betão de substrato em BEAL-HC1.5. | 205 |
| Figura 7.9 – Relação $\sigma-\varepsilon$, obtida no ensaio de tracção dos varões de aço A400-NR..... | 205 |
| Figura 7.10 – Perfil das superfícies do betão de substrato em BEAL-HC1.5. | 206 |
| Figura 7.11 – Perfil das superfícies do betão de substrato em BDN-N2.4. | 207 |
| Figura 7.12 – Dimensões, em mm , dos provetes de compressão diametral. | 208 |
| Figura 7.13 – Produção das metades de substrato dos provetes do ensaio de compressão diametral..... | 209 |
| Figura 7.14 – Preparação e betonagem final dos provetes de compressão diametral..... | 209 |
| Figura 7.15 – Ensaio de tracção na interface por compressão diametral. | 210 |
| Figura 7.16 – Tipos de rotura do ensaio de tracção na interface. | 210 |

| | |
|---|-----|
| Figura 7.17 – Dimensões, em <i>mm</i> , dos provetes de corte inclinado. | 211 |
| Figura 7.18 – Produção das metades de substrato dos provetes de corte inclinado..... | 212 |
| Figura 7.19 – Preparação e betonagem final dos provetes de corte inclinado..... | 212 |
| Figura 7.20 – Provetes do ensaio de corte inclinado..... | 213 |
| Figura 7.21 – Ensaio de provete de corte inclinado. | 213 |
| Figura 7.22 – Tipos de rotura do ensaio em provetes de corte inclinado. | 213 |
| Figura 7.23 – Dimensões, em <i>mm</i> , do provete de ensaio de duplo corte da interface..... | 214 |
| Figura 7.24 – Cofragem em série das partes de substrato dos provetes de duplo corte. | 215 |
| Figura 7.25 – Betonagem das partes de substrato dos provetes de duplo corte na interface..... | 215 |
| Figura 7.26 – Preparação dos provetes de duplo corte na interface para a produção final. | 216 |
| Figura 7.27 – Betonagem final dos provetes de duplo corte na interface. | 216 |
| Figura 7.28 – Esquema de ensaio de duplo corte na interface, com esforço normal..... | 217 |
| Figura 7.29 – Imagem do ensaio de duplo corte na interface, com esforço normal. | 217 |
| Figura 7.30 – Dimensões (em <i>mm</i>) do provete de duplo corte, com armadura de ligação..... | 218 |
| Figura 7.31 – Betonagem das partes de substrato dos provetes de duplo corte com armadura na interface..... | 219 |
| Figura 7.32 – Montagem das partes de substrato dos provetes de duplo corte com armadura na interface..... | 219 |
| Figura 7.33 – Cofragem dos provetes de duplo corte, com armadura na interface..... | 220 |
| Figura 7.34 – Betonagem final provetes de duplo corte, com armadura na interface..... | 220 |
| Figura 7.35 – Imagem do ensaio de duplo corte, com armadura na interface..... | 221 |
| Figura 7.36 – Rotura adesiva da interface por compressão diametral..... | 223 |
| Figura 7.37 – Rotura coesiva da interface por compressão diametral. | 223 |
| Figura 7.38 – Valores médios da resistência à tracção da interface, entre betões de diferentes idades..... | 224 |
| Figura 7.39 – Comparação entre a resistência à tracção da interface e os parâmetros de rugosidade..... | 225 |
| Figura 7.40 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e coeficiente de adesividade. | 227 |
| Figura 7.41 – Rotura adesiva por corte da interface no ensaio de corte inclinado. | 229 |
| Figura 7.42 – Rotura coesiva dos provetes do ensaio de corte inclinado..... | 230 |
| Figura 7.43 – Valores médios da resistência ao corte da interface, entre betões de diferentes idades..... | 230 |
| Figura 7.44 – Comparação entre a resistência ao corte da interface e diferentes parâmetros de rugosidade..... | 231 |

| | |
|--|-----|
| Figura 7.45 – Modelo de elementos finitos do provete de corte inclinado..... | 232 |
| Figura 7.46 – Evolução das tensões normais e de corte na interface do provete, para uma força de 1000 kN..... | 232 |
| Figura 7.47 – Modelo para determinação da tensão de corte puro da interface, τ_0 [162]..... | 233 |
| Figura 7.48 – Valores da tensão de corte puro da interface, entre betões de diferentes idades. .. | 235 |
| Figura 7.49 – Correlação entre as tensões τ_0 e v_{im} (interfaces entre betões de diferentes idades). .. | 235 |
| Figura 7.50 – Comparação entre os resultados dos coeficientes c e μ (séries N2.4 e HC), em função do parâmetro R_{pm} e as correlações propostas por Santos [162]..... | 237 |
| Figura 7.51 – Correlação entre os coeficientes c e μ (das séries N2.4 e HC) e o parâmetro R_{pm} . .. | 237 |
| Figura 7.52 – Correlação entre os coeficientes c e a , para as séries N2.4 e HC. | 238 |
| Figura 7.53 – Esquema da relação força-deslocamento (F-d) nos ensaios de duplo corte. | 239 |
| Figura 7.54 – Relação F-d dos provetes com rugosidade L e $\sigma_{i0}=0$ MPa. | 241 |
| Figura 7.55 – Relação F-d dos provetes com rugosidade G e $\sigma_{i0}=0$ MPa. | 242 |
| Figura 7.56 – Relação F-d dos provetes com rugosidade R e $\sigma_{i0}=0$ MPa..... | 242 |
| Figura 7.57 – Relação F-d dos provetes com rugosidade L e $\sigma_{i0}=3$ MPa. | 244 |
| Figura 7.58 – Relação F-d dos provetes com rugosidade G e $\sigma_{i0}=3$ MPa. | 245 |
| Figura 7.59 – Relação F-d dos provetes com rugosidade R e $\sigma_{i0}=3$ MPa..... | 245 |
| Figura 7.60 – Relação F-d dos provetes com rugosidade L e $\sigma_{i0}=6$ MPa. | 246 |
| Figura 7.61 – Relação F-d dos provetes com rugosidade G e $\sigma_{i0}=6$ MPa. | 246 |
| Figura 7.62 – Relação F-d dos provetes com rugosidade R e $\sigma_{i0}=6$ MPa..... | 247 |
| Figura 7.63 – Relação entre a σ_{i0} e a correspondente resistência v_{im} nas situações caracterizadas. | 248 |
| Figura 7.64 – Modelo de elementos finitos dos provetes de duplo corte. | 249 |
| Figura 7.65 – Evolução das tensões normais e de corte, nos provetes de duplo corte, com $\sigma_{i0}=0$ MPa. | 249 |
| Figura 7.66 – Evolução das tensões normais e de corte, nos provetes de duplo corte, com $\sigma_{i0}=3$ MPa. | 250 |
| Figura 7.67 – Evolução das tensões normais e de corte, nos provetes de duplo corte, com $\sigma_{i0}=6$ MPa. | 250 |
| Figura 7.68 – Comparação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de coesão, c , por duplo corte. | 252 |
| Figura 7.69 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de coesão, c , por duplo corte. .. | 252 |
| Figura 7.70 – Comparação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de atrito, μ , por duplo corte. | 253 |
| Figura 7.71 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de atrito, μ , por duplo corte. | 253 |
| Figura 7.72 – Comparação entre o parâmetro R_{pm} e a evolução da tensão normal σ_{ii} | 254 |

| | |
|---|-----|
| Figura 7.73 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e o valor médio da diferença de tensão normal $(\sigma_{ir} - \sigma_{i0})$ | 254 |
| Figura 7.74 – Evolução do valor médio da tensão normal σ_{ir} , com o parâmetro R_{pm} | 254 |
| Figura 7.75 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte nos provetes sem atrito na interface..... | 256 |
| Figura 7.76 – Deformação transversal de um varão de aço na interface de corte. | 257 |
| Figura 7.77 – Plano de fissura vertical no betão, no alinhamento dos varões..... | 258 |
| Figura 7.78 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte (provetes com varões $\varnothing 6mm$).. | 260 |
| Figura 7.79 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte (provetes com varões $\varnothing 8mm$).. | 261 |
| Figura 7.80 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte (provetes com varões $\varnothing 10mm$).. | 262 |
| Figura 7.81 – Evolução do valor médio da resistência, v_{im} , com a variação da relação A_{si}/A_c | 263 |
| Figura 7.82 – Correlação entre o valor médio da resistência v_{im} , para cada diâmetro dos varões, e o correspondente valor nos provetes sem varões..... | 264 |
| Figura 7.83 – Correlação entre os valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , das situações ensaiadas por corte inclinado e as correspondentes previsões dos códigos, $v_{u,cod}$ | 265 |
| Figura 7.84 – Correlação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo (com $\sigma_{i0}=0 MPa$) e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$ | 266 |
| Figura 7.85 – Correlação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo (com $\sigma_{i0}=3 MPa$) e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$ | 267 |
| Figura 7.86 – Correlação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo (com $\sigma_{i0}=6 MPa$) e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$ | 267 |
| Figura 7.87 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_{it} , com substrato liso (L) e a correspondente previsão do EC2, em função da tensão normal, σ_{i0} | 268 |
| Figura 7.88 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_{it} , com substrato rugoso (G), e a correspondente previsão do EC2, em função da tensão normal, σ_{i0} | 268 |
| Figura 7.89 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_{it} , com substrato rugoso (R), e a correspondente previsão do EC2, em função da tensão normal, σ_{i0} | 268 |
| Figura 7.90 – Comparação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo com armadura de ligação e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$ | 269 |
| Figura 7.91 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_{it} , e a correspondente previsão do EC2, em função da taxa de armadura, ρ_s | 270 |

Índice de Tabelas

| | |
|--|----|
| Tabela 1.1 – Plano de publicações em revistas internacionais. | 5 |
| Tabela 2.1 – Massa volúmica do cimento..... | 15 |
| Tabela 2.2 – Massa volúmica dos ligantes utilizados. | 16 |
| Tabela 2.3 – Parâmetros granulométricos dos agregados de densidade normal..... | 17 |
| Tabela 2.4 – Massas volúmicas dos agregados de densidade normal..... | 17 |
| Tabela 2.5 – Parâmetros granulométricos dos agregados Leca [®] | 24 |
| Tabela 2.6 – Massas volúmicas, humidade, absorção e porosidade dos agregados Leca [®] | 27 |
| Tabela 2.7 – Valores de F_{Cp} , f_{Cr} e de E_{pd} dos agregados Leca [®] | 28 |
| Tabela 3.1 – Metodologia de quantificação dos parâmetros da pasta ligante. | 49 |
| Tabela 3.2 – Coeficientes de Feret (intervalos adoptados). | 51 |
| Tabela 3.3 – Coeficientes de consistência, C_s | 52 |
| Tabela 3.4 – Parâmetros de composição dos BEAL. | 54 |
| Tabela 3.5 – Dosagens volumétricas dos agregados em cada mistura de BEAL. | 55 |
| Tabela 3.6 – Propriedades mecânicas previstas, relativas às matrizes da pasta ligante e do betão. | 56 |
| Tabela 4.1 – Parâmetros da matriz ligante dos BEALAC. | 61 |
| Tabela 4.2 – Parâmetros e dosagens volumétricas dos agregados nos BEALAC. | 61 |
| Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas previstas, relativas às matrizes dos BEALAC. | 61 |
| Tabela 4.4 – Parâmetros da matriz ligante do betão L1.9_0.00. | 65 |
| Tabela 4.5 – Parâmetros e dosagens volumétricas dos agregados no betão L1.9_0.00..... | 65 |
| Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas previstas, relativas à matriz do betão L1.9_0.00..... | 65 |
| Tabela 4.7 – Tipos de BEALAA. | 69 |
| Tabela 4.8 – Parâmetros de composição dos BEALAA..... | 70 |
| Tabela 4.9 – Dosagens volumétricas dos agregados nos BEALAA..... | 70 |
| Tabela 4.10 – Propriedades mecânicas previstas, relativas à matriz dos BEALAA..... | 71 |
| Tabela 5.1 – Classes de consistência dos BEAL. | 73 |
| Tabela 5.2 – Classes de fluidez dos BAC. | 74 |
| Tabela 5.3 – Classes de viscosidade do BAC..... | 75 |
| Tabela 5.4 – Classes de capacidade de passagem do BAC..... | 75 |
| Tabela 5.5 – Classes de resistência à segregação do BAC..... | 75 |
| Tabela 5.6 – Classes de densidade do BEAL..... | 76 |
| Tabela 5.7 – Classes de resistência do BEAL (EC2 e MC10). | 79 |
| Tabela 5.8 – Resultados da consistência do BEAL e do BEALAA. | 92 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios dos BEALAC: espalhamento, caixa-L e resistência à segregação. | 93 |
| Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios do BLACRF: espalhamento, caixa-L e resistência à segregação. | 94 |
| Tabela 5.11 – Resultados da massa volúmica do BEAL. | 95 |
| Tabela 5.12 – Resultados da massa volúmica do BEALAA. | 95 |
| Tabela 5.13 – Resultados da massa volúmica dos BEALAC e BLACRF. | 96 |
| Tabela 5.14 – Resultados das resistências à compressão e à tracção dos BEAL. | 100 |
| Tabela 5.15 – Resultados das resistências à compressão e à tracção do BEALAC. | 103 |
| Tabela 5.16 – Resultados das resistências à compressão e à tracção do BLACRF. | 103 |
| Tabela 5.17 – Resultados das resistências à compressão do BEALAA. | 105 |
| Tabela 5.18 – Valores e parâmetros da resistência à tracção por flexão do BLACRF. | 111 |
| Tabela 5.19 – Valores do ensaio de energia de fractura do BLACRF. | 112 |
| Tabela 5.20 – Resultados dos valores médios do módulo de elasticidade do BEAL. | 115 |
| Tabela 5.21 – Resultados dos valores médios do módulo de elasticidade dos BEALAC. | 116 |
| Tabela 5.22 – Resultados dos valores do módulo de elasticidade dos BLACRF. | 117 |
| Tabela 5.23 – Resultados das resistências à compressão dos BEALAA. | 118 |
| Tabela 5.24 – Relação entre a classe de consistência e o parâmetro ρ_{N^*} | 123 |
| Tabela 6.1 – Recomendação de previsão da deformação autógena dos BEAL. | 163 |
| Tabela 7.1 – Contribuições relevantes da resistência ao corte de interfaces [162]. | 197 |
| Tabela 7.2 – Contribuições relevantes da resistência ao corte de interfaces com BEAL [162]. .. | 198 |
| Tabela 7.3 – Coeficientes de coesão e de atrito, propostos pelo EC2 e pelo MC10. | 199 |
| Tabela 7.4 – Coeficiente de atrito proposto pelo ACI [4]. | 199 |
| Tabela 7.5 – Parâmetros de composição do betão N2.4. | 202 |
| Tabela 7.6 – Dosagens dos agregados e previsões das propriedades do betão N2.4. | 202 |
| Tabela 7.7 – Valores médios das propriedades dos betões N2.4 e HC. | 203 |
| Tabela 7.8 – Parâmetros de rugosidade das superfícies estudadas. | 208 |
| Tabela 7.9 – Resultados relativos à resistência à tracção da interface. | 222 |
| Tabela 7.10 – Valores do coeficiente a , agrupados pelas séries N2.4 e HC. | 226 |
| Tabela 7.11 – Resistências da interface obtidas no ensaio de corte inclinado. | 228 |
| Tabela 7.12 – Tensões na interface e estimativa dos coeficientes c e μ | 234 |
| Tabela 7.13 – Agrupamento dos coeficientes c e μ pelas séries N2.4 e HC. | 236 |
| Tabela 7.14 – Resultados do ensaio de duplo corte, com tensão normal nula ($\sigma_{i0}=0 MPa$). | 240 |
| Tabela 7.15 – Resultados dos ensaios de duplo corte, com tensão normal ($\sigma_{i0}=3 MPa$). | 243 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 7.16 – Resultados dos ensaios de duplo corte, com tensão normal ($\sigma_{i0}=6 MPa$)..... | 244 |
| Tabela 7.17 – Resultados da resistência ao corte, com variação da tensão normal..... | 251 |
| Tabela 7.18 – Resultados do ensaio de corte directo, com armadura de ligação e interface de teflon..... | 256 |
| Tabela 7.19 – Resultados do ensaio de duplo corte, com armadura de ligação e rugosidade na interface..... | 259 |
| Tabela 8.1 – Recomendação de previsão da retracção autogénea dos BEAL..... | 286 |

Siglas

| | |
|--------|---|
| ACI | American Concrete Institute |
| BAC | betão auto-compactável |
| BDN | betão de densidade normal |
| BEAL | betão estrutural de agregados leves |
| BEALAC | betão estrutural de agregados leves auto-compactável |
| BEALAA | betão estrutural de agregados leves activado alcalinamente |
| BED | betão de elevado desempenho |
| BLAA | betão de ligantes activados alcalinamente |
| BLACRF | betão estrutural de agregados leves auto-compactável reforçado com fibras |
| BRF | betão reforçado com fibras |
| CP | cimento Portland |
| EC2 | Eurocódigo 2 |
| JSCE | Japan Society of Civil Engineers |
| KOH | hidróxido de potássio |
| LAA | ligante activado alcalinamente |
| LVDT | transdutores lineares de deslocamento |
| MC10 | Model Code 2010 (fib) |

Gregas

| | |
|----------------------|---|
| α_{cr} | expoente considerado para a curva de fluência |
| α_E | expoente considerado para a expressão do endurecimento |
| $\beta(t)$ | coeficiente de endurecimento do betão, em função da idade |
| $\beta_c(t, t_0)$ | coeficiente que define a evolução da curva de fluência |
| ε_c | extensão do betão |
| ε_{ca} | retracção autogénea do betão |
| $\varepsilon_{ca,p}$ | previsão da retracção autogénea do betão |
| ε_{ca0} | retracção autogénea de referência |
| ε_{cd} | retracção de secagem do betão |
| $\varepsilon_{cd,c}$ | previsão corrigida da retracção de secagem do betão |

| | |
|---|--|
| $\varepsilon_{cd}/\varepsilon_{cd,cod}$ | rácio entre a retracção a retracção de secagem e a previsão dos códigos |
| ε_{ee} | deformação elástica do betão |
| $\varepsilon_{ei,r}$ | deformação da recuperação instantânea |
| ε_{er} | deformação de fluência do betão |
| $\varepsilon_{er,r}$ | deformação da recuperação de fluência |
| ε_{es} | retracção total do betão |
| $\varepsilon_{es}/\varepsilon_{es,cod}$ | rácio entre a retracção experimental e a previsão dos códigos |
| ε_{et} | deformação total |
| ε_{eu} | extensão última do betão |
| $\varepsilon_{e,r}$ | deformação residual |
| ε_{lc} | extensão do BEAL |
| ε_{lcu} | extensão última do BEAL |
| ε_{ms} | retracção da argamassa |
| ϕ_{δ} | índice de ductilidade em deslocamento |
| γ | compacidade da pasta ligante |
| γ_i | coeficiente parcial de segurança |
| $\gamma_{sh,i}$ | coeficiente adicional da previsão da retracção |
| η | porosidade dos agregados leves |
| η_1 | coeficiente de afectação da resistência do BEAL |
| η_3 | coeficiente de afectação da retracção do BEAL |
| η_E | coeficiente de afectação do módulo de elasticidade e da fluência do BEAL |
| φ_c | coeficiente de fluência do betão |
| $\varphi_c(t)$ | coeficiente de fluência do betão à idade t |
| $\varphi_{c,cod}/\varphi_c$ | rácio entre a previsão e os valores experimentais do coeficiente de fluência |
| $\varphi_{c,t7}/\varphi_{c,t28}$ | valor médio do rácio entre os coeficientes de fluência para t_7 e t_{28} |
| λ | coeficiente que depende da proporção relativa de agregados leves finos |
| λ_f | coeficiente de correcção do endurecimento que depende dos agregados leves |
| μ | coeficiente de atrito |
| μ_{pl} | viscosidade plástica |
| ν | coeficiente de <i>Poisson</i> |
| ν_{im} | valor médio da resistência ao corte da interface entre betões |
| $\nu_{im}/\nu_{u,cod}$ | relação entre os resultados experimentais e as previsões dos códigos da resistência ao corte da interface entre betões |
| ν_u | resistência ao corte da interface entre betões |

| | |
|------------------------|--|
| $v_{u,ced}$ | previsão dos códigos para a resistência ao corte da interface entre betões |
| v_{ym} | valor médio da tensão de cedência ao corte dos varões de aço |
| $v_{y,teo}$ | valor teórico da tensão de cedência ao corte dos varões de aço |
| π_0 | massa volúmica aparente dos agregados secos |
| π_N | massa volúmica aparente dos agregados no estado natural |
| ρ | massa volúmica do betão endurecido seco em estufa |
| ρ_A | massa volúmica da água |
| ρ_{Ad} | massa volúmica do adjuvante |
| ρ_a | massa volúmica do betão endurecido seco ao ar |
| ρ_C | massa volúmica do cimento |
| ρ_f | massa volúmica do betão no estado fresco |
| ρ_{fp} | massa volúmica do betão prevista na composição |
| ρ_m | massa volúmica absoluta da matéria mineral |
| ρ_N | massa volúmica de referência do betão |
| ρ_{p0} | massa volúmica absoluta das partículas secas do agregado leve |
| ρ_{ps} | massa volúmica das partículas saturadas do agregado leve |
| ρ_s | massa volúmica da adição |
| ρ_s | taxa de armadura que atravessa a interface |
| σ | compacidade do betão |
| $\sigma - \varepsilon$ | relação tensão - extensão (lei constitutiva) |
| σ_0 | tensão aplicada no ensaio de fluência |
| σ_c | tensão aplicada no betão |
| σ_{i0} | tensão normal inicialmente aplicada na interface |
| σ_{im} | valor médio da tensão normal na interface |
| σ_{im}/v_{im} | relação entre os valores médios das tensões normal e de corte na interface |
| σ_{ir} | tensão normal na interface, posterior à rotura |
| σ_s | tensão aplicada no aço |
| σ_k | tensão aplicada no BEAL |
| σ_n | tensão normal na interface |
| τ_0 | tensão de corte puro da interface |
| τ'_0 | tensão de início de escoamento |

Latinas maiúsculas

| | |
|-------------------|--|
| A | dosagem ponderal de água efectiva |
| A/L | relação ponderal água efectiva/ligante |
| A/C | relação ponderal água efectiva/cimento |
| $A4/8$ | areão silicioso 4/8 <i>mm</i> |
| Ad | dosagem ponderal de adjuvante |
| Al | alumina |
| A_N | percentagem de absorção de água das partículas no estado natural |
| A_p | massa do vaso cheio de água com a amostra no interior |
| A_S | percentagem total de absorção de saturação |
| A_{s_i} | área de armadura de ligação na interface |
| A_{s_i}/A_{c_i} | relação entre a área de armadura e a correspondente área da interface de betão |
| B_p | massa do vaso cheio de água |
| $Br1$ | brita calcária 6/12 <i>mm</i> |
| C | dosagem ponderal de cimento |
| $C_{A/L}$ | coeficiente de correcção da retracção de BEAL, em função da relação A/L |
| C_E | coeficiente de redução do módulo de elasticidade do BEAL |
| C_f | coeficiente de redução de resistência do BEAL |
| C_S | coeficiente correctivo da previsão do E_{lm} em função da consistência do BEAL |
| C_{sb} | coeficiente de correcção da retracção do BEAL |
| CV | cinzas volantes |
| $C-S-H$ | gel de silicato de cálcio hidratado |
| D | superfície desactivada quimicamente |
| D_f | diâmetro final de espalhamento |
| E | superfície tratada com escovagem de aço |
| EAF | escória de alto-forno |
| E_c | módulo de elasticidade do betão |
| E_k | módulo de elasticidade do BEAL |
| E_{lm} | valor médio do módulo de elasticidade do BEAL |
| $E_{lm, cod}$ | valor médio do módulo de elasticidade do BEAL, previsto pelos códigos |
| $E_{lm, corr}$ | valor médio do módulo de elasticidade do BEAL, com correcção da previsão |
| E_{lp} | previsão do módulo de elasticidade do BEAL |
| E_{pd} | módulo de elasticidade dinâmico das partículas dos agregados leves |
| FC | fíler calcário |

| | |
|-----------|--|
| FS | areia fina 0/2 <i>mm</i> |
| F_{Cr} | força de esmagamento dos agregados leves |
| $F_{máx}$ | força máxima atingida no ensaio de punçoamento |
| $F-d$ | relação força-deslocamento |
| G | superfície tratada com jacto de granalha |
| G_F | energia de fractura |
| H | teor de humidade exterior |
| HD2/4 | Leca [®] Estrutural HD2/4 |
| HD4/12 | Leca [®] Estrutural HD4/12 |
| H_p | teor de humidade das partículas do agregado leve |
| HR | humidade relativa |
| $H2/H1$ | relação entre as alturas de betão nas extremidades da caixa-L |
| I | índice de vazios |
| L | superfície lisa, moldada por cofragem metálica |
| $L=C+S$ | dosagem ponderal de ligante |
| M | Leca [®] Enchimento |
| MD | Leca [®] Estrutural MD |
| ML | Fíler Micro-Leca [®] |
| M_N | massa da amostra de agregado no estado natural |
| MS | areia média 0/4 <i>mm</i> |
| M_S | massa da amostra saturada do agregado leve com a superfície seca |
| M_0 | massa da amostra seca do agregado leve |
| PA | classe de capacidade de passagem (ensaio da caixa-L) |
| R | superfície ranhurada, efectuando sulcos no betão fresco |
| R_a | rugosidade média |
| R_p | altura máxima do pico |
| R_{pm} | altura média do pico |
| R_s | dosagem ponderal de adição |
| R_r | profundidade máxima do vale |
| R_{rm} | profundidade média do vale |
| S | superfície conforme betonada, sem tratamento posterior |
| S | Leca [®] Godo |
| S | dosagem ponderal de adição |
| SF | sílica de fumo |

| | |
|-----------|---|
| SF | classe de fluidez do betão |
| Sl | abaixamento do betão no cone de Abrams |
| Si | sílica |
| Si/Al | relação sílica/alumina |
| SR | percentagem da amostra de betão que segrega no peneiro com malha de 5 <i>mm</i> |
| T | temperatura |
| V_{abs} | volume absoluto do agregado leve na mistura de BEAL |
| V_f | percentagem de fibras, em volume, na mistura de betão |
| VS | classe de viscosidade do betão |
| W_f | percentagem de fibras, em massa, na mistura de betão |
| XS | Leca [®] Areia |

Latinas minúsculas

| | |
|-----------|--|
| a | coeficiente de adesividade |
| a' | volume absoluto de água efectiva |
| a/l | volume de água efectiva/volume de ligante |
| ad | volume absoluto de adjuvante |
| af/va | relação volume de agregados finos/volume de argamassa |
| ag/vs | relação volume de agregados grossos/volume dos constituintes sólidos |
| c | coeficiente de coesão |
| c' | volume absoluto de cimento |
| $d_{máx}$ | dimensão máxima do agregado (peneiro com mais de 90 % de passados) |
| $d_{mín}$ | dimensão mínima do agregado (peneiro com menos de 5 % de passados) |
| g/f | relação volumétrica dos agregados grossos/finos |
| f_{bp} | previsão da resistência da matriz ligante |
| f_c | resistência à compressão do betão |
| f_{cm} | valor médio da resistência à compressão do betão |
| f_{ct} | resistência à tracção do betão |
| f_{ctd} | valor de cálculo da resistência à tracção do betão |
| f_{ctm} | valor médio da resistência à tracção do betão |
| f_{Cr} | tensão de esmagamento dos agregados leves |
| f_{lc} | resistência à compressão de BEAL |
| f_{lck} | valor característico da resistência à compressão do BEAL |

| | |
|---------------|--|
| f_{cm} | valor médio da resistência à compressão de BEAL |
| f_{tp} | previsão da resistência à compressão do BEAL |
| f_{ct} | resistência à tracção do BEAL |
| $f_{ct,fl}$ | valor médio da resistência à tracção por flexão do BEAL |
| f_{ctm} | valor médio da resistência à tracção do BEAL |
| $f_{ctm,cod}$ | valor médio da resistência à tracção do BEAL previsto pelos códigos |
| $f_{ctm,cr}$ | valor médio da tensão de fissuração do BEAL |
| f_y | tensão de cedência dos varões de aço |
| f_{yd} | valor de cálculo da tensão de cedência dos varões de aço |
| f_{sym} | valor médio da tensão de cedência dos varões de aço |
| f_{ti} | resistência à tração da interface |
| f_{tid} | valor de cálculo da resistência à tração da interface |
| f_{tim} | valor médio da resistência à tração da interface |
| k_j | coeficientes de Feret |
| m_{ag} | volume absoluto da mistura de agregados |
| m_E | declive da recta de redução de rigidez |
| m_f | declive da recta de redução de resistência |
| m_{sb} | declive da recta de correcção da retracção |
| p | massa do agregado seco |
| p' | massa do agregado com correcção em função da humidade |
| s' | volume absoluto de adição |
| s_c | coeficiente da curva de endurecimento que depende do tipo de cimento |
| t | idade do betão |
| t_c | tempo de compactação do agregado leve no ensaio de esmagamento |
| t_f | tempo de espalhamento final |
| t_V | tempo de escoamento total no funil-V |
| t_7 | idade de carga de fluência aos 7 dias |
| t_{28} | idade de carga de fluência aos 28 dias |
| t_{500} | tempo correspondente a 500 <i>mm</i> de diâmetro de espalhamento |
| v' | volume absoluto de ar na pasta ligante |
| v_l | volume absoluto de ligante |
| v_{pl} | volume absoluto da pasta ligante |

1. Introdução

1.1. Enquadramento

As primeiras aplicações estruturais do betão estrutural de agregados leves (BEAL) remontam à época dos povos Grego e Romano, existindo ainda indícios de aplicações anteriores, onde se produzia este material, recorrendo a agregados leves naturais de origem vulcânica, e se utilizava na execução de importantes construções.

Com o declínio dos impérios Grego e Romano, o betão ficou reduzido a uma utilização pouco significativa. Só no século XIX, com o cimento Portland, voltou a ser usado de forma crescente e apenas no século XX, com a produção de agregados leves artificiais, foi retomada em grande escala a utilização do BEAL. Inicialmente usado na construção de navios, durante a I Grande Guerra, por falta de aço, as suas aplicações aumentaram, com a construção de vasos de guerra na II Grande Guerra e evoluíram, ao longo desse século, para a construção de edifícios de elevada altura, de coberturas de grande vão, de pontes e de estruturas *offshore*.

Os avanços tecnológicos estimularam a produção de agregados leves com maior resistência e rigidez, facto que, associado à evolução de desempenho dos constituintes da matriz ligante, possibilitou a produção de betões estruturais apresentando, simultaneamente, baixa densidade e elevada resistência. Além disso, as constantes inovações na tecnologia dos betões, em especial a incorporação de novos materiais, possibilitaram a produção de BEAL com desempenhos e requisitos especiais, nomeadamente: elevado desempenho; auto-compactabilidade; elevada resistência à tração (considerando incorporação de fibras), entre outros. Apesar de o custo unitário de produção do BEAL ser mais elevado, comparativamente ao betão de densidade normal (BDN) com resistência equivalente, a sua aplicação constitui frequentemente uma solução

competitiva, devido às reduções de custo associadas à menor densidade, sendo globalmente mais económico. Além disso, os BEAL possuem, geralmente, maior resistência ao fogo, maior durabilidade e melhores propriedades térmicas e acústicas.

A consideração corrente de soluções estruturais, de elevada qualidade e segurança, com BEAL só será possível se projectistas, e técnicos da construção, tiverem o conhecimento técnico-científico que garanta a correcta previsão das propriedades deste material e o controlo da qualidade na sua produção e na sua aplicação. Na elaboração dos principais códigos de análise e dimensionamento de estruturas de betão tem-se registado um esforço de adequação das expressões de cálculo aos BEAL, através da incorporação de coeficientes de correcção. Porém, as propriedades mecânicas e diferidas dos BEAL dependem, maioritariamente, das propriedades intrínsecas dos agregados leves e dos parâmetros da matriz ligante, factores frequentemente ignorados nas previsões dos códigos de betão.

As aplicações estruturais dos BEAL requerem, actualmente, maiores desafios no seu desempenho, associadas a restrições do seu peso próprio, particularmente em obras de reabilitação e reforço e em soluções prefabricadas. Por esse motivo, identificou-se a necessidade de confrontar os trabalhos científicos já desenvolvidos nesta área, bem como as previsões dos códigos, com a caracterização experimental das propriedades mecânicas e diferidas dos BEAL e dos BEAL com requisitos especiais. Neste contexto, o presente trabalho pretende dar um contributo no aumento do conhecimento das propriedades dos BEAL, através da sua caracterização experimental, propondo melhoramentos nas expressões dos códigos de análise e dimensionamento de estruturas de betão.

1.2. Objectivos e Metodologia

O presente trabalho está direccionado para o estudo das propriedades mecânicas e diferidas que afectam o comportamento de elementos estruturais em BEAL armado. Consideram-se relevantes elementos novos em BEAL (prefabricados ou betonados *in situ*), assim como elementos compósitos constituídos por BEAL e outro tipo de betão, resultantes da utilização de partes prefabricadas e partes betonadas *in situ* ou obtidos por reforço com BEAL de elementos existentes. Neste contexto, estabeleceram-se os objectivos e definiu-se a metodologia de trabalho, indicados seguidamente.

- Com base nos métodos de composição de betão existentes, e nas propriedades intrínsecas dos agregados leves, desenvolver e otimizar o método de composição, versátil e fiável, para os BEAL, de modo a prever e cumprir as especificações requeridas.

- Adequar o método de composição desenvolvido aos BEAL com requisitos especiais, nomeadamente, BEAL auto-compactável, sem e com fibras de aço, e BEAL com ligante activado alcalinamente. Para o efeito importa considerar, adicionalmente, as especificidades dos materiais a incorporar na matriz de betão, bem como adequar os parâmetros de composição mais relevantes.
- Caracterizar as propriedades reológicas (no estado fresco), físicas e mecânicas dos BEAL estudados no âmbito dos objectivos anteriores, nomeadamente: densidade, consistência, auto-compactabilidade, resistências mecânicas, ductilidade, módulo de elasticidade e lei-constitutiva. Analisar os resultados obtidos, comparando-os com as previsões do método e correlacionando as propriedades mais relevantes e com as previsões dos principais códigos de estruturas de betão.
- Caracterizar as propriedades diferidas (retracção e fluência) dos BEAL estudados. Analisar os resultados obtidos, correlacionando-os com as propriedades e parâmetros mais relevantes, e compará-los com as previsões dos principais códigos de estruturas de betão.
- Estudar o comportamento e a resistência da interface, à tracção e ao corte, em elementos compósitos com partes em BEAL, variando as propriedades dos betões de substrato e adicionado, assim como a rugosidade do substrato. Adicionalmente, caracterizar a resistência ao corte, variando a tensão normal na interface e a taxa de armadura de ligação. Analisar os resultados obtidos, correlacionando-os com os parâmetros mais relevantes, e confrontar os valores medidos com as previsões dos principais códigos de estruturas de betão.
- Nas situações em que existe uma elevada discrepância entre as previsões dos códigos e os resultados experimentais, realizar estudos paramétricos no sentido de corrigir as expressões de previsão, sendo propostas as alterações identificadas como necessárias.

1.3. Organização

A dissertação encontra-se organizada em oito capítulos, nos quais são descritas as várias etapas do trabalho desenvolvido. Genericamente, cada capítulo está organizado em: revisão bibliográfica; caracterização experimental; análise de resultados e; conclusões.

No Capítulo 1 faz-se o enquadramento do trabalho realizado, identificam-se os parâmetros que se considerou justificar serem estudados, definem-se os principais objectivos do trabalho e indica-se a organização adoptada.

No Capítulo 2 apresenta-se uma síntese sobre as aplicações dos BEAL, efectua-se a caracterização dos materiais constituintes e referem-se os aspectos relevantes associados à sua produção e colocação em obra.

No Capítulo 3 apresenta-se detalhadamente o método de composição dos BEAL, estudam-se os principais parâmetros que influenciam a previsão das suas propriedades e apresentam-se as misturas consideradas no trabalho.

No Capítulo 4 estudam-se os aspectos específicos associados à composição de BEAL, dando especial relevo aos BEAL com requisitos especiais, nomeadamente: BEAL auto-compactáveis; BEAL auto-compactáveis reforçados com fibras de aço; e BEAL com ligante activado alcalinamente.

No Capítulo 5 efectua-se a caracterização das propriedades reológicas, físicas e mecânicas das misturas estudadas nos Capítulos 3 e 4, analisam-se os resultados e comparam-se com as previsões dos principais códigos de estruturas de betão.

No Capítulo 6 efectua-se a caracterização das propriedades diferidas dos BEAL, nomeadamente retracção e fluência, das misturas estudadas nos Capítulos 3 e 4. Analisam-se os resultados e comparam-se com as previsões dos principais códigos de estruturas de betão.

No Capítulo 7 é efectuado o estudo da resistência, à tracção e ao corte, de interfaces entre BEAL e outros tipos de betão. Consideram-se vários tipos de rugosidade e propriedades dos betões, para diferentes níveis de tensão normal na interface e taxas de armadura de ligação. Os resultados são analisados e comparados com as previsões dos principais códigos de estruturas de betão.

De referir que as diferentes partes do estudo realizado têm sido apresentadas, durante o seu desenvolvimento, em congressos nacionais e internacionais. Posteriormente, após um maior amadurecimento dos resultados obtidos, definiu-se um plano de publicações em revistas internacionais, na sua maioria citadas na *ISI-Web of Knowledge*, em função dos diferentes aspectos estudados, o qual se sintetiza na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Plano de publicações em revistas internacionais.

| Tema estudado | Artigo em revista internacional |
|--|---|
| Método de composição e propriedades dos BEAL | <i>Cement and Concrete Research, Elsevier (ISI)</i> (<i>submetido</i>) |
| Propriedades dos BEALAA | <i>Cement and Concrete Composites, Elsevier (ISI)</i> (<i>submetido</i>) |
| Propriedades dos BEALAC e dos BLACRF | <i>Construction and Building Materials, Elsevier (ISI)</i> (<i>em preparação</i>) |
| Retração dos BEAL | <i>Construction and Building Materials, Elsevier: 35 (2012) 84–91</i> <i>doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.02.052 (ISI)</i> |
| Fluência dos BEAL | <i>ACI Materials Journal (ISI)</i> (<i>em preparação</i>) |
| Resistência de interfaces com BEAL | <i>Advances in Concrete Construction, Techno-Press (new journal)</i> (<i>em preparação</i>) |

2. Betão Estrutural de Agregados Leves

2.1. Aplicações

As primeiras aplicações de betão leve como material estrutural são conhecidas de épocas anteriores à Era Comum, existindo ainda hoje algumas construções que o comprovam. Registos históricos indiciam que o povo Sumério utilizou betão leve na construção da Babilónia, no terceiro milénio a.C. [27]. Embora o povo Grego também tenha usado betão leve na construção de edificações e portos marítimos, foram os Romanos quem mais construiu com este material. A sua constituição incluía um ligante, à base de cal e água, misturado com agregados leves naturais. Também o povo Maia utilizou betão leve, com uma composição semelhante, para a construção das suas cidades e pirâmides, de modo a reduzir o peso próprio transmitido aos terrenos de fundação com reduzida capacidade de suporte [27, 91].

Os Romanos identificaram várias vantagens na utilização de agregados leves naturais de origem vulcânica, maioritariamente pedra-pomes e escória, para a produção de betão. Destacam-se a maior facilidade de fragmentação para tamanho adequado e a maior facilidade no transporte, relativamente aos agregados de maior massa volúmica. Além destas, descobriram que o betão produzido com os agregados leves apresenta boas características em estruturas expostas a ambiente marítimo, garantindo excelente durabilidade [91].

A redução do peso próprio do BEAL, aliada à boa capacidade resistente, tornou possível a sua aplicação em diversas e importantes obras do Império Romano, destacando-se algumas ainda hoje existentes ou as suas ruínas: portos marítimos; pontes e aquedutos; anfiteatros e; catedrais.

Na costa oeste de Itália, no antigo Porto de Cosa - *Portus Cosanus* - construído com BEAL no ano 273 a.C. foram utilizados agregados leves vulcânicos provenientes do complexo de Volcine, a 40 *km* a nordeste de Cosa, em detrimento dos agregados de densidade normal do porto local. A sua estrutura resistiu às acções da natureza por dois milénios sofrendo apenas abrasão à superfície, tendo-se tornado obsoleto devido à sedimentação [91].

O conhecimento dos Romanos acerca da produção, aplicação e características dos BEAL era de tal forma desenvolvido que passaram a usar este material, fiavelmente, em obras grandiosas. O aqueduto *Pont du Gard* (Figura 2.1), em França, foi construído em 14 d.C. recorrendo a alvenaria de pedra, de densidade normal e leve, conjuntamente com BEAL [27]. O Coliseu de Roma (Figura 2.2) - *Colisaeum* - um anfiteatro de nobre dimensão e um símbolo do poder do Império, foi igualmente construído entre 70 e 82 d.C. em alvenaria de pedra e, parcialmente, em BEAL nas fundações e paredes. Actualmente, apesar de parcialmente destruído, a sua estrutura ainda permanece para testemunhar a grandiosidade do saber e tecnologia romanos [27, 189].



Figura 2.1 – Aqueduto *Pont du Gard*, França [190].



Figura 2.2 – Coliseu de Roma [190].

Um dos melhores exemplos de inspiração e preservação da arquitectura monumental romana é o Panteão de Roma (Figura 2.3) - *Pantheon* - construído entre 118 e 128 d.C., o qual se encontra actualmente em excelente estado de conservação. Possui uma cúpula semiesférica em BEAL, com cerca de 43 *m* de diâmetro, detendo ainda o recorde da maior cúpula em betão sem armadura. Além da redução do peso próprio da cúpula, através da utilização de BEAL, a superfície interior possui reentrâncias moldadas com cofragens de madeira, de forma a aligeirar ainda mais a sua estrutura. O conhecimento dos Romanos era de tal forma avançado que aplicaram material mais denso e resistente na base e foram reduzindo a sua densidade e resistência em altura. A espessura da cúpula também diminui à medida que aumenta a sua altura. Além disso, o betão produzido apresenta uma excelente durabilidade, comprovada pelos dois milénios de idade, sendo ainda visíveis os veios texturados das cofragens de madeira na face interior; a face exterior ficou exposta directamente às condições climáticas [91, 68].

Ainda pertencente ao Império Romano, a basílica de Santa Sofia (Figura 2.4) - *Hagia Sophia* - foi construída na antiga Constantinopla, actualmente Istambul, na Turquia, entre 532 e 537 d.C., e é também uma nobre estrutura que possui BEAL na sua cúpula central de 31 m de diâmetro. A sua arquitectura, inovadora nessa época, é marcada pela cúpula central apoiada em quatro secções triangulares côncavas, que conduzem a carga da base circular da cúpula até às quatro colunas de suporte nos cantos da base quadrangular, dando a sensação de se elevar em quatro arcos. Dois destes arcos são preenchidos com as fachadas norte e sul e nos outros dois existe um prolongamento da nave, através de meias cúpulas, suportadas por semicúpulas. Após a ocorrência de vários sismos, a cúpula principal colapsou em 558 d.C., tendo sido restaurada, posteriormente, com BEAL de forma a reduzir a massa e, deste modo, a acção sísmica. A cúpula principal possui, na sua base, 40 janelas que transmitem uma luminosidade natural ao interior da catedral, dando a sensação de a própria cúpula flutuar acima da nave. Isto só foi possível devido à estrutura desta, construída como se fosse uma concha indentada, onde as aduelas transmitem a carga entre as janelas até à sua base [27, 189, 185]. Inicialmente foi Catedral de Constantinopla e a maior a nível mundial durante quase um milénio. Posteriormente foi uma mesquita islâmica e actualmente é museu, sendo considerada o principal exemplo da arquitectura bizantina, com grandiosidade estrutural, arquitectónica e decorativa.

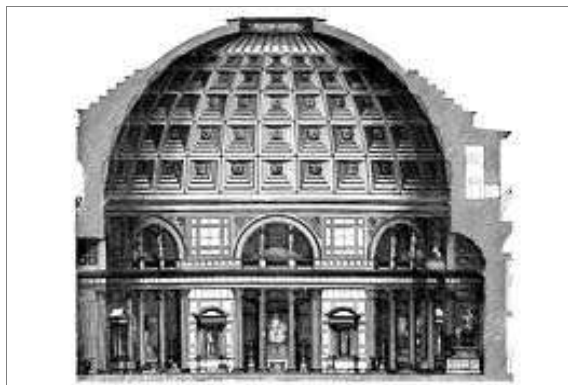


Figura 2.3 – Corte do Panteão de Roma [190].



Figura 2.4 – Basílica de Santa Sofia, Istambul [190].

A tecnologia dos BEAL perdeu-se na Idade Média, após a queda do Império Romano, até à redescoberta do “Cimento Romano” em 1796, já na época da revolução industrial. A invenção do cimento *Portland*, três décadas depois, teve um papel fundamental no desenvolvimento do betão estrutural [75].

Durante a Primeira Guerra Mundial, a falta de *stock* de aço em chapa levou os engenheiros dos Estados Unidos da América (EUA) a conceber navios em BEAL armado. Como os agregados leves naturais apresentam limitações de resistência, foi desenvolvida, entre 1906 e 1918, a produção de agregados leves com maior resistência, a partir de pequenas partículas de argila, xisto

ou ardósia, expandidas num forno rotativo a uma temperatura de cerca de 1200 °C. A experiência adquirida incentivou a indústria a produzir cada vez mais este tipo de agregados e rapidamente a sua aplicação passou da tecnologia naval para a construção civil. O BEAL começou a ser aplicado na construção de alvenarias e elementos de betão leve armado, levando o desafio à realidade de aumentar os edifícios em altura, devido à redução do seu peso próprio. Em duas décadas, o número de unidades de produção de agregados leves aumentou bastante na América do Norte, bem como a aplicação de BEAL nas estruturas dos edifícios altos. A experiência e desenvolvimento adquiridos nessa época possibilitaram a construção de centenas de navios (Figura 2.5) durante a Segunda Guerra Mundial [68, 91, 177]. Nas décadas seguintes e até ao final do século XX, o desenvolvimento tecnológico da produção de betão leve como material estrutural foi proporcionado pelo aumento do desempenho dos constituintes do betão, que permitiu a melhoria da sua capacidade resistente e criou espaço a novos tipos de aplicação estrutural.

Nas décadas recentes, desde os anos 1970 até aos anos 2000, foram construídas inúmeras obras de grande importância, com recurso ao BEAL, principalmente na América do Norte e nos países do Norte da Europa. Destas, destacam-se inúmeras pontes, edifícios de grande altura e plataformas petrolíferas *offshore*. Na construção de edifícios muito altos, o BEAL tem sido aplicado, essencialmente, nas lajes dos pisos, onde se verifica grande eficiência estrutural pela redução do peso próprio e, conseqüentemente, da carga transmitida à estrutura e desta às fundações. São exemplo destas construções, as seguintes torres (Figura 2.6): Torre Picasso, em Madrid-Espanha, com 45 pisos (1988); U.S. Bank Tower, em Los Angeles-EUA, com 75 pisos (1990) e; Omaha's First National Bank Tower, em Omaha-EUA, com 40 pisos (1997) [75, 120].

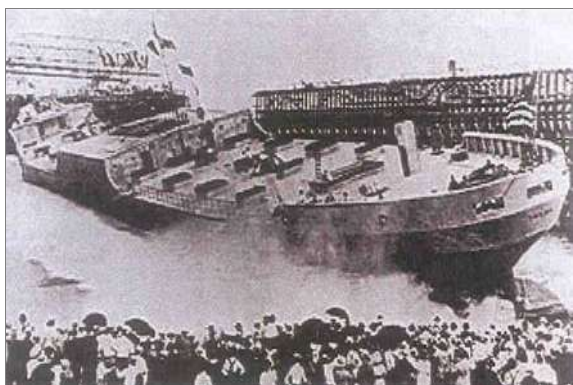


Figura 2.5 – Navio em BEAL armado [75].



Figura 2.6 – Edifícios altos com BEAL [190].

A aplicação do BEAL em pontes tem-se focado fundamentalmente no tabuleiro, com a importante função de redução do peso próprio, permitindo a construção de vãos maiores e a redução da carga transmitida às fundações. Na Noruega foram construídas diversas destas pontes, destacando-se as seguintes [75]: ponte *Sandhornoy* (1989); ponte *Bergsoysundet* (1992); ponte

Stovset (1993), (Figura 2.7); ponte *Nordhordland* (1994), (Figura 2.8); ponte *Raftsundet* (1998); ponte *Stolma* (1998) e; ponte *Sundoy* (2003). A maioria destas pontes possui um sistema estrutural com tabuleiro em caixão de rigidez variável, com BEAL nos vãos maiores, apoiado em pilares que conduzem a carga às fundações. A ponte *Bergsøysundet* possui um tabuleiro metálico espacial, apoiado apenas nos encontros extremos, sendo os pontos de apoio intermédios constituídos por elementos ocos flutuantes em BEAL. Já a ponte *Nordhordland* é constituída por uma parte com sistema estrutural de tirantes e a outra com um sistema flutuante semelhante ao anterior [25, 75].



Figura 2.7 – Ponte *Stovset* [75].



Figura 2.8 – Ponte *Nordhordland* [75].

Nos EUA foram igualmente construídas dezenas de pontes com BEAL, tais como: ponte *Coronado* (1969), em San Diego (Figura 2.9); ponte *Antioch* (1972), na Califórnia; ponte *Heart of America* (1985), em Kansas City; ponte *Neuse River* (2002), em North Carolina; ponte *Virgínia Dare* (2002), em North Carolina, e; ponte *Benicia-Martínez* (2007), na Califórnia (Figura 2.10) [75].



Figura 2.9 – Ponte *Coronado* [75].



Figura 2.10 – Ponte *Benicia-Martínez* [75].

Nas plataformas petrolíferas *offshore*, o uso de BEAL permite ainda maior eficiência na redução do peso próprio do betão quando este fica submerso, aumentando a capacidade de armazenamento de matérias neste tipo de construção. Destacam-se como exemplos, as seguintes [25, 75]: *Heidurn Tension Leg Offshore Platform* (1995), no Mar do Norte, na Noruega, e; *Hibernia Offshore Platform* (1996), (Figura 2.11), no Canadá.

O BEAL tem sido aplicado igualmente noutro tipo de construções, como as coberturas de grande vão, usufruindo da redução do peso próprio para a redução da espessura e para o aumento do vão. A Cobertura do Pavilhão de Portugal, em Lisboa, possui uma leveza arquitectónica, além da leveza física, e é um bom exemplo dessa solução [120].

No domínio das estruturas pré-fabricadas, o BEAL encontra-se como uma solução competitiva, devido à sua leveza e conseqüente redução das necessidades de capacidade de carga dos meios elevatórios, redução dos custos de transporte, maior facilidade de manuseamento e de aplicação das peças em obra, além das vantagens económicas de projecto. A construção do estádio *Wellington* (Figura 2.12), na Nova Zelândia, com elementos prefabricados de BEAL, constituiu a solução para as limitações da capacidade de carga das fundações e para as elevadas forças sísmicas de projecto [75].



Figura 2.11 – Plataforma *offshore Hibernia* [75].



Figura 2.12 – Estádio *Wellington* [75].

Actualmente, o BEAL apresenta-se ainda como uma opção de forte relevo no âmbito da reabilitação e reforço estrutural, já que as restrições do aumento do peso próprio representam uma condicionante neste tipo de obras. Devido à sua leveza e à elevada capacidade resistente, poderá ser a solução ideal na reabilitação de várias estruturas, evitando um aumento excessivo das acções permanentes tanto para a estrutura como para as fundações. Como exemplo desse potencial, no reforço de tabuleiros de pontes nos EUA, destaca-se a reabilitação da ponte *James River*, na Virgínia, em 2002, e da ponte *Virgin River* (Figura 2.13), em *Utah*, em 2006. Na primeira, a necessidade de reabilitação foi devida à elevada carga imprevista do tráfego pesado, e as obras decorreram sem interrupção do tráfego, substituindo gradualmente o tabuleiro por secções prefabricadas em BEAL pré-esforçado. A reabilitação da segunda ponte, em arco metálico, foi justificada pela importância histórica da sua preservação, pela necessidade de alargamento do tabuleiro e pelo aumento da sua capacidade de carga. Neste caso, o tabuleiro foi substituído por uma estrutura metálica em grelha ortogonal com preenchimento em BEAL armado, reduzindo o seu peso próprio [75].

Em Portugal, realizou-se, entre 2005 e 2006, a reabilitação estrutural do viaduto Ramalho Ortigão, em Lisboa, substituindo o tabuleiro existente de betão armado por uma solução mista aço-BEAL. Já em 2007, efectuou-se uma intervenção semelhante no reforço do tabuleiro contínuo da ponte do Fão (Figura 2.14), em Esposende, tendo-se reabilitado a sua estrutura metálica e aplicado um tabuleiro novo em BEAL armado, sobre a estrutura em grelha de vigas metálicas.



Figura 2.13 – Ponte *Virgin River*, EUA [75].



Figura 2.14 – Ponte do Fão, Portugal [190].

2.2. Materiais

Produzir BEAL consiste basicamente em misturar o material ligante com um conjunto de agregados finos e grossos, sendo estes, maioritariamente leves e alguns de densidade normal, numa proporção adequada, juntando-lhe a dosagem de água apropriada. Esta definição de betão leve não sofreu muitas alterações ao longo de mais de dois milénios. Contudo, actualmente os agregados leves possuem maior resistência à compressão, os ligantes proporcionam uma resistência mais elevada e os adjuvantes melhoram bastante as propriedades reológicas do betão fresco e as propriedades mecânicas do betão endurecido.

2.2.1. Ligantes

O ligante do betão pode ser composto por um ou vários tipos de material que, ao serem misturados com a parte líquida, reagem com esta, ganham presa e endurecem, originando assim a matriz resistente da pasta ligante do betão.

Os Romanos descobriram que a pozolana, um pó de cinza vulcânica, quando misturada com cal e água, forma um poderoso ligante hidráulico que endurece em água doce ou salgada, servindo de aglomerante ao conjunto de agregados seleccionados para produzir argamassas e betões. A pozolana é um material silicioso e aluminoso que reage com o hidróxido de cálcio, Ca(OH)_2 , na presença de água, à temperatura ambiente; posteriormente ganha presa e endurece, formando

componentes com propriedades estabilizantes e aglomerantes cimentícias, o que lhe confere elevada resistência mecânica. A sua designação tem origem na região de *Pozzuoli*, em Itália, próximo do Monte Vesúvio, onde foi inicialmente extraída, embora mais tarde tenha sido descoberta e extraída noutras regiões vulcânicas como Nápoles, podendo apresentar cor preta, branca, cinza ou vermelha [75, 91]. Este tipo de ligante, constituído por pozolana e cal, foi usado na produção dos betões até ao século XIV. Esta tecnologia perdeu-se na Idade Média, após a queda do Império Romano, mas o cimento foi redescoberto já na época da revolução industrial, nos anos 1780 no Reino Unido, tendo sido patenteado em 1796 como “Cimento Romano” e foi usado até à invenção do cimento *Portland*, três décadas depois [75].

Actualmente, o ligante dos betões é composto, em geral, por cimento *Portland* ou por uma mistura deste com adições, que podem ser do tipo I (fíler e pigmentos) ou do tipo II (adições pozolânicas e hidráulicas latentes). Enquanto as adições do tipo II são usadas para melhorar, quer a reologia do betão fresco, quer as propriedades do betão endurecido, as do tipo I são aplicadas para aumentar as partículas finas ou para alterar a cor do betão [120].

2.2.1.1. Cimento

O cimento Portland foi inventado por Joseph Aspdin em 1824 na Inglaterra e a sua composição química e mineral foi estudada por Henry Le Chatelier nos anos 1880. A sua produção consiste em extrair da pedra, esmagar e misturar os compostos minerais adequados, seguidos da moagem e cozedura, da mistura homogeneizada, a 1400 °C num forno rotativo, de onde resulta o *clinker*, que é posteriormente moído em pó. O cimento reage quimicamente com a água, a qual se designa por reacção de hidratação, ganha presa e endurece ao longo do tempo, resultando um poderoso aglomerante cimentício [75, 176]. Actualmente, o cimento é o principal constituinte da pasta ligante do betão; contudo, existem vários tipos de cimento disponíveis, sendo essencial conhecer a composição dos seus compostos e as suas propriedades. A norma NP EN 197-1 [137] classifica o cimento em 5 tipos: CEM I – cimento *Portland*; CEM II – cimento *Portland* composto pela mistura de diferentes adições; CEM III – cimento de alto-forno; CEM IV – cimento pozolânico; CEM V – cimento composto. O cimento adequado à produção de cada betão depende, entre outros factores, das especificações pretendidas para o mesmo.

No que respeita à escolha do cimento para aplicação em BEAL não há restrições relevantes, já que depende, sobretudo, do desempenho solicitado. Neste trabalho foram utilizados dois tipos de cimento da Secil, o CEM II/A-L 42,5R e o CEM I 52,5R, os quais foram caracterizados relativamente à determinação das respectivas massas volúmicas (Tabela 2.1), usando o densímetro de *Le Châtelier*.

Tabela 2.1 – Massa volúmica do cimento.

| Ligante | Massa volúmica (kg/dm^3) |
|------------------|------------------------------|
| CEM I 52,5R | 3,16 |
| CEM II/A-L 42,5R | 3,14 |

2.2.1.2. Adições

As pozolanas, ou adições pozolânicas activas, podem ser naturais, artificiais ou subprodutos industriais. As pozolanas naturais são de origem vulcânica, provenientes de depósitos de cinzas vulcânicas nessas regiões. Os subprodutos industriais podem ser: cinzas volantes das centrais térmicas; sílicas de fumo resultantes da produção de silício; cinzas de casca de arroz agrícola. As pozolanas artificiais resultam de rochas submetidas a tratamento térmico adequado, de modo a adquirirem as propriedades pozolânicas. Essas rochas podem ser siliciosas, argilosas ou aluminosas [81, 133].

O ligante resultante da mistura de pozolanas com o cimento na pasta do betão garante maior compacidade e maior estabilidade da mistura, relativamente ao uso isolado de cimento como ligante, reduz ainda os vazios da pasta e garante melhor homogeneidade. Estes aspectos conferem maior resistência e durabilidade ao betão, quer pela redução da permeabilidade da pasta, quer pela elevada alcalinidade da pozolana, que assegura maior resistência à corrosão provocada pelos sulfatos [81]. As adições pozolânicas são muito apropriadas para betão de elevado desempenho (BED), quer em termos de resistência quer de durabilidade, mesmo em ambientes mais agressivos. Assim, estas adições são especialmente recomendadas na produção de BEAL de elevado desempenho, sendo a sílica de fumo a opção pretendida, pois apesar de ter maior custo é igualmente mais eficiente. [28, 68, 91]. O uso de cinzas volantes, assim como de metacaulino (pozolana resultante do tratamento térmico do caulino), é também frequente, mas apenas por serem produtos mais económicos.

As adições hidráulicas latentes mais comuns são a cal hidráulica e as escórias moídas de alto-forno, resultantes da moagem das escórias granuladas derivadas da indústria siderúrgica [120]. As escórias moídas de alto-forno também podem ser bastante eficientes na melhoria da resistência e da durabilidade dos betões, sendo, por esta razão, apropriadas aos BEAL de elevado desempenho.

Além das adições referidas, foram ainda usados dois tipos de filer, um de origem calcária e outro proveniente da moagem de argila expandida, micro-Leca[®]. Caracterizou-se a massa volúmica de todos os ligantes utilizados no desenvolvimento deste trabalho (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Massa volúmica dos ligantes utilizados.

| Ligante | Massa volúmica (kg/dm^3) |
|-----------------------------|------------------------------|
| Sílica de fumo (SF) | 2,20 |
| Cinza volante (CV) | 2,30 |
| Escória de alto-forno (EAF) | 2,80 |
| Fíler calcário (FC) | 2,70 |
| Micro-Leca® (ML) | 2,60 |

2.2.2. Agregados de densidade normal

A escolha dos agregados é um factor decisivo no estudo de composição dos BEAL, uma vez que, depois de definida a matriz da pasta ligante, são estes constituintes que definem a restante composição do betão. Os agregados correntes, ou agregados de densidade normal, usados na produção de betões são geralmente de origem calcária, siliciosa, ou granítica, sendo classificados como agregados finos (areias) ou grossos (britas, bago e areão), consoante a sua granulometria.

Os agregados de densidade normal, utilizados na produção de BEAL, são geralmente areias. Estas podem constituir a totalidade dos finos do betão ou podem ser misturadas com areias leves, permitindo, através da sua dosagem relativa, obter a densidade pretendida para o betão, embora reduzindo a resistência. Os agregados grossos de densidade normal não são normalmente adoptados na produção dos BEAL, mas podem ser misturados com os agregados leves em proporções reduzidas.

No presente trabalho foram usados dois tipos de areia siliciosa, uma areia fina 0/2 mm (FS) e uma areia média 0/4 mm (MS). Além dos finos, também se utilizaram como agregados grossos, um areão silicioso 4/8 mm (A4/8) e uma brita calcária 6/12 mm (Br1), Figura 2.15.

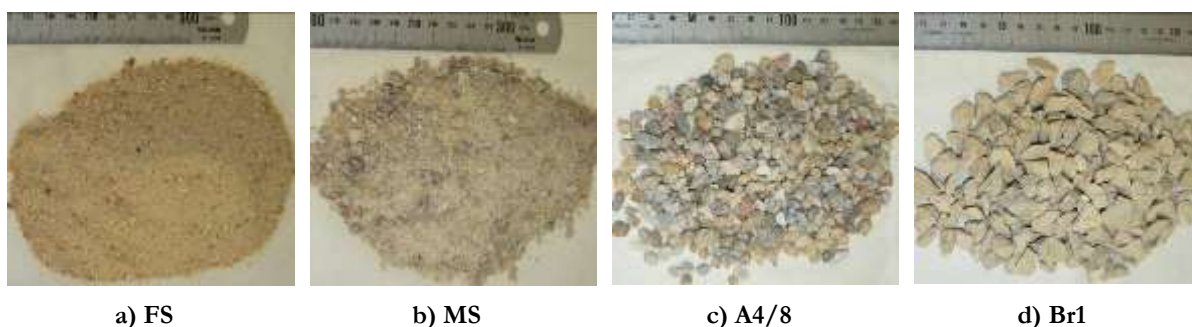


Figura 2.15 – Amostras dos agregados de densidade normal.

a) Forma e granulometria

Ao observar as amostras destes agregados, constatou-se que as partículas das areias e do areão são predominantemente roladas, ao contrário da brita, com partículas angulares, devido à britagem mecânica. A análise granulométrica dos vários tipos de agregados de densidade normal

foi efectuada de acordo com a norma NP EN 933 [139], sendo apresentadas as correspondentes curvas granulométricas na Figura 2.16, bem como os principais parâmetros na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Parâmetros granulométricos dos agregados de densidade normal.

| Agregado | d_{min} (mm) | d_{max} (mm) | Módulo de finura |
|----------|----------------|----------------|------------------|
| FS | 0,125 | 2,00 | 2,02 |
| MS | 0,25 | 4,00 | 3,25 |
| A4/8 | 4,00 | 8,00 | 5,93 |
| Br1 | 6,30 | 12,50 | 6,64 |

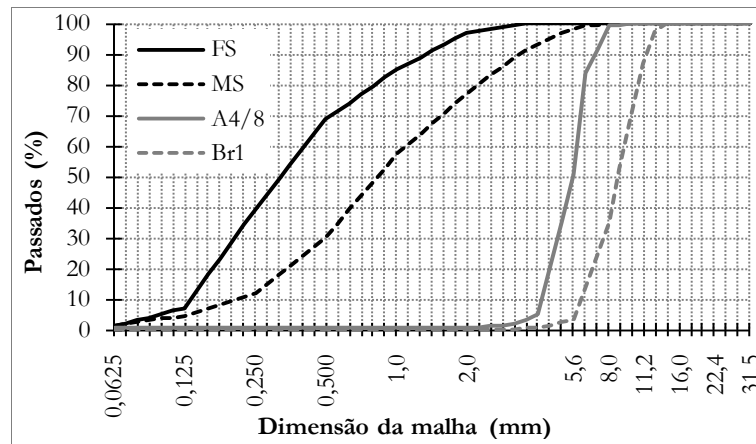


Figura 2.16 – Curvas granulométricas dos agregados de densidade normal.

b) Massas volúmicas

Nos agregados de densidade normal, a massa volúmica absoluta das partículas secas, ρ_{p0} , é quase igual à massa volúmica absoluta da matéria mineral que a constitui, ρ_m , devido à sua reduzida porosidade. Efectuou-se a sua determinação para os agregados utilizados, recorrendo ao densímetro de *Chapman* para as areias e ao “processo do vaso” [118] para os agregados grossos. Além desta, determinou-se a massa volúmica aparente seca, π_0 , ou baridade, destes agregados, dada pelo quociente entre a massa do agregado seco, que preenche, sem compactação, um recipiente de dimensão adequada, suficiente para minimizar o efeito de parede, e o volume desse recipiente. Os resultados obtidos para as massas volúmicas, ρ_{p0} e π_0 , apresentam-se na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Massas volúmicas dos agregados de densidade normal.

| Agregado | ρ_{p0} (kg/dm ³) | π_0 (kg/dm ³) |
|----------|-----------------------------------|-------------------------------|
| FS | 2,63 | 1,48 |
| MS | 2,63 | 1,63 |
| A4/8 | 2,63 | 1,47 |
| Br1 | 2,66 | 1,32 |

2.2.3. Agregados leves

Os agregados leves usados na produção de betões podem ter diversas origens, desde a utilização de agregados naturais até aos agregados produzidos artificialmente através de tratamento térmico.

2.2.3.1. Agregados leves naturais

Os agregados leves naturais são usados na construção, de alvenaria e de betão, há milénios. A filosofia de vida e o avançado conhecimento dos Romanos continuam actuais, após mais de dois mil anos, tanto a nível tecnológico, como a nível de economia sustentável. Um facto que o prova é a aplicação, na produção de betão leve, de diversos tipos de agregados provenientes de rochas naturais leves, sem grandes consumos a nível energético. Além disso, eram exímios no conceito de reciclagem e reutilização, já que aproveitavam como agregados leves, os resíduos de tijolos e peças cerâmicas na produção destes betões [66, 91]. Estes agregados têm, geralmente, uma densidade muito reduzida e, conseqüentemente, baixa resistência mas, em contrapartida, possuem elevadas propriedades isolantes. A capacidade de absorção de água é elevada, devido à sua estrutura interna de elevada porosidade.

Os agregados leves naturais mais utilizados pelos povos que desenvolveram o betão leve foram, essencialmente, os de origem vulcânica, como a pedra-pomes, a escória vulcânica e o tufo vulcânico, embora também fossem usados agregados de diatomite, uma rocha porosa sedimentar fóssil de baixa densidade [186]. Actualmente, os agregados leves naturais ainda são bastante usados, sobretudo em regiões ricas nessas matérias-primas, essencialmente em betões leves com resistências baixas a moderadas e em betões com elevadas propriedades isolantes, já que para elevadas resistência e durabilidade são mais adequados os agregados leves produzidos artificialmente.

2.2.3.2. Agregados leves produzidos artificialmente

Os agregados leves produzidos artificialmente surgiram já no início do século XX, devido à necessidade de obter betões de reduzida densidade com elevada resistência mecânica, dando assim resposta aos desafios colocados relativamente ao desempenho ambicionado para estes betões, como solução estrutural. Estes agregados podem ser produzidos a partir de diversos tipos de matéria-prima sujeitos a tratamento térmico, resultando em partículas com baixa densidade mas com resistência muito mais elevada do que a dos agregados leves naturais [7, 8, 66].

a) *Argila, xisto e ardósia*

A melhor forma de conseguir produzir agregados leves com resistências mais elevadas foi conseguida submetendo partículas de argila expandida a uma temperatura de cerca de 1200 °C

num forno rotativo projectado para o efeito. Este método foi desenvolvido por Hayde em *Kansas City*, nos EUA, que o patenteou em 1918. A falta de *stock* de aço levou ao rápido crescimento do número de unidades de produção, além de se começarem a usar outras matérias-primas, como o xisto ou a ardósia, com semelhante processo de fabrico [7, 8, 91]. O fabrico de agregados leves a partir de argila, xisto e ardósia expandidos, teve, assim, um papel fundamental na produção e aplicação de betões estruturais leves, tanto nos EUA como nos países do Norte da Europa. Este material estrutural assumiu uma importante fatia de mercado, pela competitividade que proporcionou a nível de solução estrutural, ao longo do século XX e no início do presente século. Neste período, foram construídas obras de grande importância estrutural usando BEAL de elevado desempenho, tanto a nível de resistência como de durabilidade, recorrendo a esses agregados. Na Europa, os agregados leves produzidos a partir de argila expandida são mais comuns, e a designação corrente para este tipo de agregados é “lightweight expanded clay aggregates - Leca[®]”, tendo entretanto surgido produtos semelhantes mas com designações diferentes, como Liapor[®] e Arlita[®] [68, 91].

b) Escória de alto-forno e cinza volante

Os agregados de escória expandida de alto-forno, da indústria siderúrgica, são obtidos através da introdução de ar que se fracciona em pequenas bolhas ao entrar na escória em fusão, resultando após o arrefecimento em agregados leves de várias dimensões com estrutura porosa. Os agregados produzidos a partir de cinzas volantes pulverizadas são obtidos pela pré-moldagem dos grãos de cinzas, com água e combustível, e posterior cozedura num forno rotativo a uma temperatura de cerca de 1100 °C. Neste processo, onde o combustível é queimado, dá-se uma perda de água que origina uma estrutura interna porosa, resultando em partículas arredondadas de reduzida densidade e elevada resistência [7, 8, 33].

c) Perlite, vermiculite e vidro expandido

Além desses agregados, são ainda usados na produção de betões muito leves, as perlites, as vermiculites e o vidro expandido. A perlite é um género de vidro vulcânico que expande quando submetido a temperaturas entre 900 e 1100 °C, resultando em partículas arredondadas. A vermiculite é um mineral resultante da hidratação de minerais basálticos ricos em mica, que também expande com a aplicação de calor às mesmas temperaturas, derivando partículas de forma paralelepípedica. O vidro é outro material que pode ser expandido pela introdução de ar, formando agregados de densidade muito baixa. Estes agregados ultraleves possuem baixa capacidade resistente mas elevadas propriedades isolantes, tornando-os indicados para betões com bom desempenho a nível de isolamento e de baixa resistência [7, 33, 66, 91].

2.2.3.3. Propriedades dos agregados leves

As propriedades dos agregados leves dependem da sua origem, natural ou artificial, do processo de produção no segundo caso, e também da sua constituição mineral e física. A forma e estrutura das partículas podem diferir para cada tipologia mas, a maioria dos agregados leves mais resistentes, produzidos artificialmente, possuem geralmente uma forma esférica, com uma estrutura interna alveolar ou porosa, fechada numa camada superficial rugosa muito mais densa e rígida. Os agregados leves de argila expandida ou os de cinza volante expandida possuem normalmente essas características, sendo estes os mais eficientes em termos de capacidade estrutural [68]. Já a forma dos agregados naturais é mais irregular, uma vez que resulta da sua fragmentação mecânica em partículas com granulometria adequada, sendo a distribuição das porosidades interna e superficial mais homogénea.

A absorção de água dos agregados leves deve ser correctamente caracterizada, já que influencia as propriedades do betão nos estados fresco e endurecido. Esta depende da porosidade total dos agregados, da distribuição e conectividade dos poros, das características superficiais das partículas e do teor de humidade inicial, sendo estas propriedades muito variáveis para cada tipo de agregado leve.

A massa volúmica destes agregados varia igualmente com a sua tipologia, sendo a perlite, a vermiculite e o vidro expandido, os agregados mais leves, seguidos dos agregados naturais de origem vulcânica e sedimentar. Os agregados leves de maior densidade são a argila, xisto e ardósia, cinza volante e escória de alto-forno expandidos. Assim, a esta ordem de massa volúmica dos agregados leves está associada a sua adequação à massa volúmica do betão e a respectiva classificação de desempenho estrutural (Figura 2.17). Uma vez que é necessário conhecer estas propriedades, é importante salientar que as massas volúmicas, ρ_{P0} e π_0 , dos agregados leves, podem ser correlacionáveis (Figura 2.18) [72].

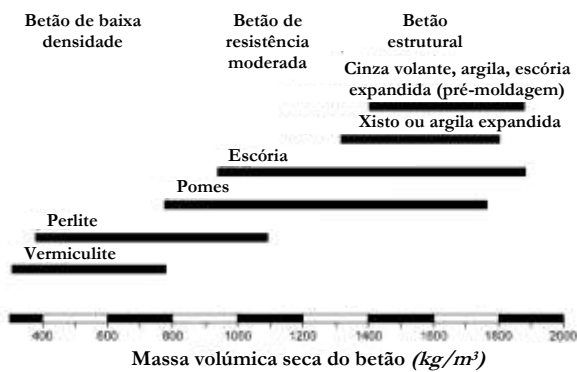


Figura 2.17 – Classificação do BEAL em função da massa volúmica e do tipo de agregado [68].

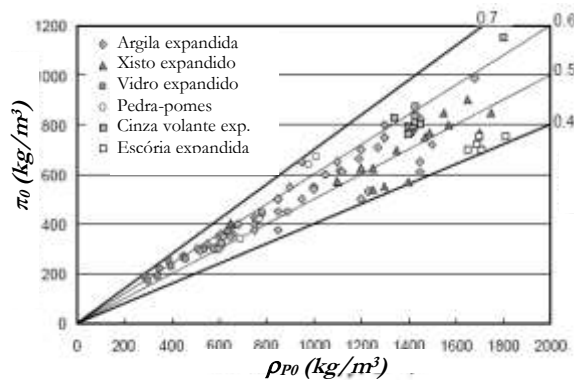


Figura 2.18 – Correlação entre as massas volúmicas, ρ_{P0} e π_0 , dos agregados leves [72].

A resistência dos agregados leves varia bastante consoante a tipologia e, normalmente é medida directamente, através do ensaio de esmagamento, o qual consiste na medição da força que corresponde à introdução de uma certa distância de um pistão dentro de um cilindro com a amostra de agregado leve, esmagando-o. Em alternativa, pode ser estimada indirectamente, através de modelos compostos por duas fases, a matriz de argamassa e a dos agregados leves, cujos parâmetros considerados são a resistência do betão caracterizado, a rigidez das duas fases e a relação volumétrica entre ambas [68, 120, 136, 189]. A resistência ao esmagamento, medida através da força de esmagamento, F_{Cr} , pode ser correlacionada com a massa volúmica das partículas, onde se verifica um bom ajuste assumindo uma relação do tipo potência [68], (Figura 2.19). A resistência à tracção das partículas de agregado leve pode igualmente ser correlacionada com a massa volúmica das partículas [77].

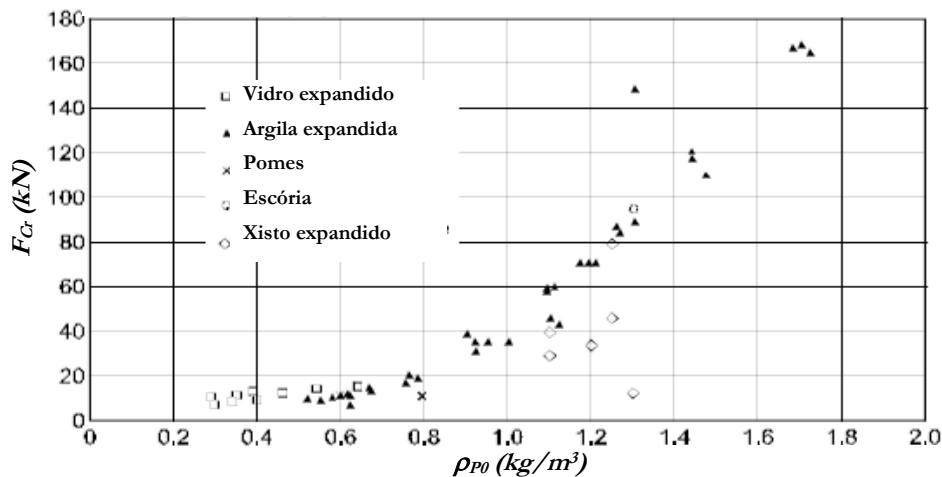


Figura 2.19 – Correlação entre ρ_{p0} e F_{Cr} dos agregados leves [68].

A rigidez dos agregados leves, caracterizada pelo módulo de elasticidade, influencia a rigidez do betão. Segundo medições feitas por Schütz (1970), e comprovadas por Muller-Rochholz (1979), o módulo de elasticidade dinâmico, E_{pd} (MPa), pode ser estimado em função da massa volúmica das partículas, ρ_{p0} (kg/m^3) [91, 189], através da expressão (2.1).

$$E_{pd} = 0,008 \times \rho_{p0}^2 \quad (2.1)$$

Os betões produzidos com agregados leves têm bom desempenho em termos de isolamento, tanto térmico como acústico, comparativamente aos betões de densidade normal, sendo os agregados mais leves os que apresentam as mais elevadas propriedades isolantes; em contrapartida, apresentam características mecânicas reduzidas. A resistência dos agregados leves à acção dos ciclos gelo-degelo, traduzida pela reduzida percentagem de perdas de massa quando submetidos a esta solicitação, é outra das suas vantagens na contribuição da durabilidade dos BEAL [68].

2.2.3.4. Caracterização dos agregados leves Leca®

Os agregados leves usados na produção dos BEAL constituem, geralmente, os grossos da composição, embora seja igualmente possível usar areia leve misturada com areia de densidade normal, ou, mesmo, usar exclusivamente areia leve como agregados finos. No presente estudo, utilizaram-se os agregados leves de argila expandida Leca® (Figura 2.20), com diferentes granulometrias, densidades e resistências: Leca® Estr. HD2/4 (HD2/4), Leca® Estr. HD4/12 (HD4/12); Leca® Estr. MD (MD); Leca® Areia (XS); Leca® Godo (S); Leca® Enchimento (M).



Figura 2.20 – Amostras dos agregados leves Leca®.

O processo de fabrico destes agregados consiste na extracção da argila, preparação e homogeneização do material, o qual é posteriormente expandido no forno a cerca de 1200°C, seguido do arrefecimento e armazenamento dos grãos de Leca®. As propriedades físicas e mecânicas, nomeadamente densidade, resistência e rigidez, são influenciadas pela composição mineralógica da argila, pela dosagem do produto expansor, adicionado durante a homogeneização da pasta, e pela curva de temperatura, caracterizada pela evolução da temperatura durante o tempo de cozedura no forno.

a) Forma e granulometria

A forma dos vários agregados Leca® é maioritariamente esférica, sendo esta bastante dependente do processo de fabrico. Contudo, registam-se algumas partículas não esféricas ou angulares, resultantes de grãos partidos no manuseamento pós-fabrico. A estrutura dos grãos é composta por uma microestrutura interna, alveolar, ou porosa de baixa densidade, envolvida e fechada numa casca superficial rugosa com maior densidade e rigidez (Figura 2.21).

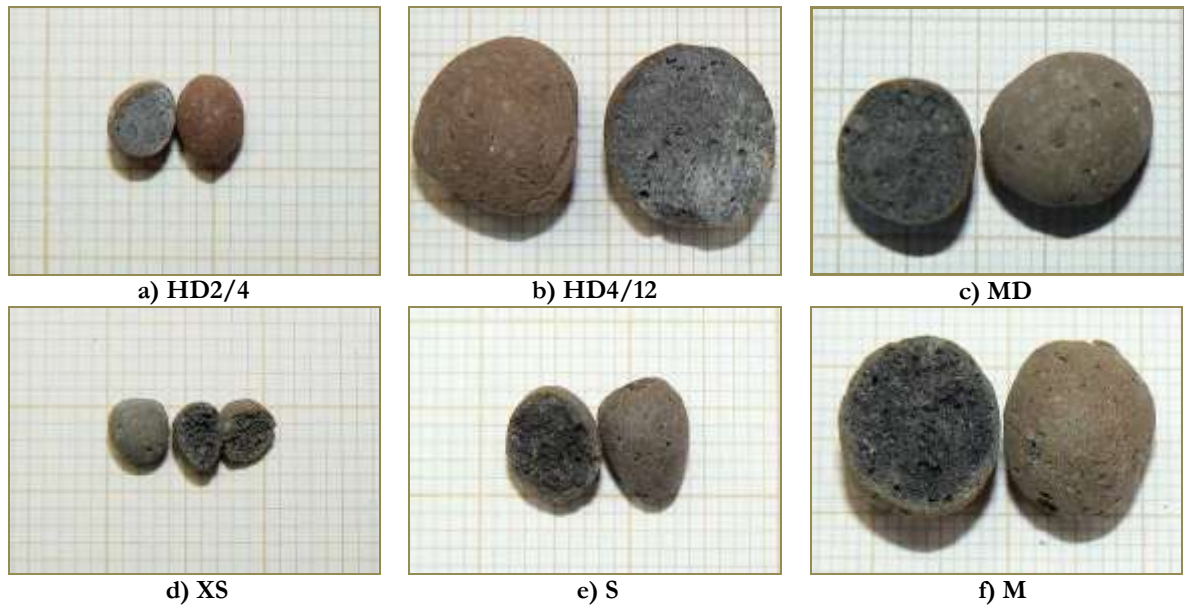


Figura 2.21 – Amostras dos grãos dos agregados leves Leca®.

A espessura, porosidade, a densidade e a resistência da “casca” são propriedades que variam bastante em função do tipo de Leca®, uma vez que dependem dos parâmetros do processo de fabrico. À semelhança da “casca”, a estrutura interna também varia com a tipologia do agregado, quer em densidade e resistência do material interno, quer no que respeita à porosidade e conectividade dos poros. Essas propriedades dos grãos são responsáveis pelo seu aligeiramento, pela sua rigidez e resistência mecânica, pela sua porosidade e absorção de água. Para cada agregado, a porosidade, a densidade, a rigidez e a resistência dos grãos têm variações em função da granulometria [120], uma vez que os grãos mais pequenos são, geralmente, mais densos e resistentes.

A análise granulométrica dos vários tipos de agregados leves foi efectuada de acordo com a norma NP EN 933 [139], sendo apresentadas as correspondentes curvas granulométricas na Figura 2.22, bem como os principais parâmetros granulométricos na Tabela 2.5.

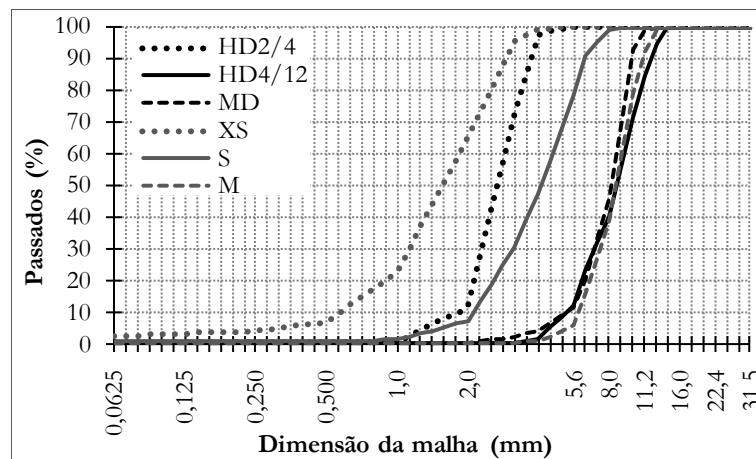


Figura 2.22 – Curvas granulométricas dos agregados Leca®.

Tabela 2.5 – Parâmetros granulométricos dos agregados Leca®.

| Agregado | d_{min} (mm) | d_{max} (mm) | Módulo de finura |
|---------------------|----------------|----------------|------------------|
| HD2/4 | 2,0 | 4,0 | 4,89 |
| HD4/12 _A | 4,0 | 12,5 | 6,27 |
| HD4/12 _B | 4,0 | 12,5 | 6,57 |
| HD4/12 _C | 4,0 | 12,5 | 6,53 |
| MD | 4,0 | 10,0 | 6,49 |
| XS | 0,25 | 3,15 | 3,99 |
| S | 1,0 | 6,3 | 5,43 |
| M | 4,0 | 11,2 | 6,58 |

A Figura 2.23 representa a forma como varia a dimensão dos grãos de agregado, quer se trate de agregados de densidade normal ou agregados leves, onde podem distinguir-se os intervalos dimensionais, d_{min} e d_{max} de cada tipologia.

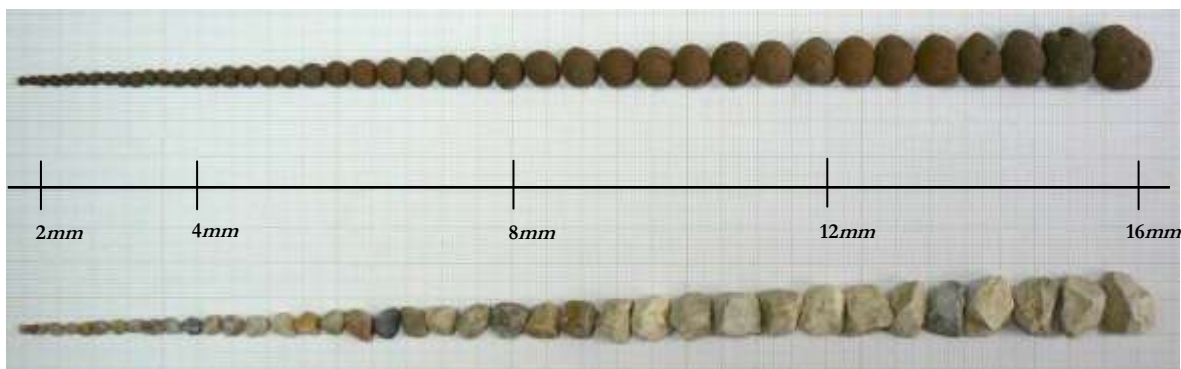


Figura 2.23 – Variação da granulometria dos agregados leves e de densidade normal.

b) Massas volúmicas e absorção

A massa volúmica absoluta da argila expandida foi determinada experimentalmente, apresentando o valor de $2,6 \text{ kg/dm}^3$. A massa volúmica das partículas é de extrema importância no estudo de composição dos BEAL, devendo esta propriedade ser caracterizada rigorosamente. A determinação deve ser efectuada em relação ao estado anidro mas, como os procedimentos habituais se baseiam na utilização de líquidos, adoptou-se o processo descrito por Costa [35], baseado em Lourenço *et al.* [120]. Descreve-se em seguida o referido processo, em que se determina a massa volúmica das partículas no seu estado saturado e converte-se, posteriormente, para o estado anidro, calculando ainda a absorção de água dos grãos.

(1) Recolher e pesar uma amostra representativa de agregado leve com o estado de humidade natural (M_N); imergir em água até saturar; secar superficialmente os grãos, rolando-os num tabuleiro, revestido a cartão absorvente, com recurso a papel absorvente; pesar a amostra saturada com a superfície seca (M_S) e separar em duas partes semelhantes, $M_{S,1}$ e $M_{S,2}$.

(2) Determinar a massa volúmica das partículas saturadas, ρ_{ps} , da primeira parte, $M_{s,1}$, recorrendo ao processo do vaso [118]:

$$\rho_{ps} \left(g / cm^3 \right) = \frac{M_{s,1} \times \rho_A}{M_{s,1} + B_p - A_p} \quad (2.2)$$

em que:

$M_{s,1}$ – massa da amostra 1, saturada com superfície seca (g);

B_p – massa do vaso cheio de água (g);

A_p – massa do vaso cheio de água com a amostra no interior (g);

ρ_A – massa volúmica da água (1,0 g/cm³).

(3) Determinar a percentagem total de absorção de saturação, A_s , da segunda parte, recorrendo à sua secagem em estufa até ao estado anidro:

$$A_s (\%) = \frac{M_{s,2} - M_0}{M_0} \times 100 \quad (2.3)$$

em que:

$M_{s,2}$ – massa da amostra 2, saturada com superfície seca (g);

M_0 – massa da amostra 2, após secagem (g).

(4) Determinar a massa volúmica das partículas no estado anidro, ρ_{p0} , usando os parâmetros anteriores:

$$\rho_{p0} \left(g / cm^3 \right) = \frac{\rho_{ps}}{\left(1 + \frac{A_s}{100} \right)} \quad (2.4)$$

(5) Determinar a percentagem de absorção de água das partículas no estado natural, A_N :

$$A_N (\%) = \frac{M_s - M_N}{M_N} \times 100 \quad (2.5)$$

em que:

M_N – massa inicial da amostra no estado natural (g);

M_s – amostra saturada com a superfície seca (g).

No que respeita à caracterização das partículas de agregado leve, é crucial conhecer ainda o teor de humidade, H_p , das partículas no estado de humidade natural, o qual pode ser determinado através da recolha e pesagem de outra amostra de agregado, posterior secagem até ao estado anidro e nova pesagem:

$$H_p (\%) = \frac{M_N - M_0}{M_0} \times 100 \quad (2.6)$$

em que:

M_N – massa da amostra no estado natural (g);

M_0 – massa da amostra após secagem (g).

A porosidade das partículas pode ser definida como a relação entre o volume de vazios dos grãos e o volume aparente dos mesmos, condicionando a absorção de água dos agregados. Após caracterizar a massa volúmica das partículas no estado anidro e a massa volúmica absoluta da argila expandida determina-se a compacidade dos grãos para cada agregado, através do quociente entre ρ_{p0} e ρ_m . A porosidade, η , é o valor complementar da compacidade para a unidade, podendo determinar-se através da expressão:

$$\eta(\%) = \left(1 - \frac{\rho_{p0}}{\rho_m}\right) \times 100 \quad (2.7)$$

A massa volúmica aparente, π , pode ser determinada pelo processo indicado anteriormente para os agregados de densidade normal. No entanto, o cálculo pode ser referente aos agregados secos em estufa, π_0 , ou aos agregados com o seu teor de humidade natural π_N . Geralmente, a determinação pode ser feita para os agregados com o teor de humidade natural, sendo o valor calculado para o estado anidro, através da expressão:

$$\pi_0 = \frac{\pi_N}{\left(1 + \frac{H_p}{100}\right)} \quad (2.8)$$

Na Tabela 2.6 apresentam-se, resumidamente, os resultados obtidos dos ensaios efectuados para determinar a massa volúmica das partículas, teor de humidade, absorções de água, baridade e porosidade dos agregados Leca[®]. Uma vez que foram utilizados três lotes de Leca[®] HD4/12, com diferentes propriedades físicas e mecânicas, estes são sub-designados com índices A, B e C.

Os valores destes parâmetros estão interligados e devem ser caracterizados para cada lote de material. A massa volúmica das partículas não sofre variações significativas devendo, contudo, ser caracterizada. Relativamente ao teor de humidade e às absorções, estes podem ter variações significativas, em função das condições termo-higrométricas de armazenamento, podendo ser necessário efectuar acertos. Contudo, considera-se que o valor de A_s não tem variação significativa, para cada lote, podendo determinar-se, rapidamente, o valor de H_p e calcular o valor de A_N , através da expressão (2.9) deduzida por Costa [35].

$$A_N = \frac{(A_s - H_p)}{\left(1 + \frac{H_p}{100}\right)} \quad (2.9)$$

Tabela 2.6 – Massas volúmicas, humidade, absorção e porosidade dos agregados Leca®

| Agregado | ρ_{PS} (kg/dm ³) | A_S (%) | ρ_{P0} (kg/dm ³) | A_N (%) | H_P (%) | π_0 (kg/dm ³) | η (%) |
|---------------------|--------------------------------------|--------------|--------------------------------------|--------------|--------------|----------------------------------|---------------|
| Leca® | | | | | | | |
| HD2/4 | 1,49 | 12,0 | 1,33 | 1,6 | 9,5 | 0,74 | 49 |
| HD4/12 _A | 1,31 | 19,5 | 1,09 | 0,5 | 18,0 | 0,60 | 58 |
| HD4/12 _B | 1,48 | 9,5 | 1,37 | 5,5 | 3,0 | 0,76 | 47 |
| HD4/12 _C | 1,36 | 14,0 | 1,21 | 1,0 | 12,5 | 0,67 | 53 |
| MD | 0,92 | 11,0 | 0,89 | 7,5 | 3,0 | 0,49 | 66 |
| XS | 1,12 | 10,0 | 1,02 | 4,0 | 5,5 | 0,58 | 61 |
| S | 0,73 | 12,8 | 0,65 | 9,1 | 3,4 | 0,36 | 75 |
| M | 0,72 | 20,1 | 0,61 | 18,2 | 0,5 | 0,32 | 78 |

Legenda: ρ_{PS} – massa volúmica das partículas saturadas; A_S – percentagem de absorção de saturação; ρ_{P0} – massa volúmica das partículas no estado anidro; A_N – percentagem de absorção em relação ao estado de humidade natural; H_P – teor humidade das partículas; π_0 – baridade no estado anidro; η - porosidade.

c) Resistência e rigidez

A resistência dos grãos de agregado Leca® constitui um parâmetro importante na previsão da resistência dos BEAL que incorporam este material e está associada à sua densidade. Assim, aos agregados mais densos estão associados maiores valores de resistência mecânica. A caracterização da resistência dos agregados leves foi efectuada através do ensaio de resistência ao esmagamento, de acordo com a norma NP EN 13055 [143].

O valor da força de esmagamento, F_{Cr} , depende do tempo de compactação do provete, t_c , além do tipo de agregado. A norma prevê um intervalo de tempo de 3 a 60 s, tornando este parâmetro fundamental na caracterização, uma vez que pode obter-se uma diferença de cerca de 40 % para o mesmo agregado, variando apenas o tempo de compactação. Para os tempos de compactação considerados ($t_c=5$ s e $t_c=20$ s), obtiveram-se os resultados para a força de esmagamento, F_{Cr} , e para a tensão de esmagamento, f_{Cr} , indicados na Tabela 2.7, onde se apresenta ainda a previsão do módulo de elasticidade dinâmico, E_{pdb} dos agregados Leca®, de acordo com a expressão (2.1).

Na Figura 2.24 apresentam-se os resultados para a força de esmagamento, F_{Cr} , correlacionados com os correspondentes valores da massa volúmica das partículas, ρ_{P0} , para ambos os tempos de compactação, tendo-se ajustado as funções indicadas, do tipo potência, as quais apresentam um coeficiente de correlação próximo da unidade.

Tabela 2.7 – Valores de F_{Cr} , f_{Cr} e de E_{Pd} dos agregados Leca®.

| Agregado Leca® | F_{Cr} (kN) | | f_{Cr} (MPa) | | E_{Pd} (GPa) |
|---------------------|---------------|-----------|----------------|-----------|----------------|
| | $t_c=5s$ | $t_c=20s$ | $t_c=5s$ | $t_c=20s$ | |
| HD2/4 | 109,9 | 151,8 | 11,0 | 15,2 | 14,2 |
| HD4/12 _A | 67,7 | 83,4 | 6,8 | 8,3 | 9,5 |
| HD4/12 _B | 117,2 | 162,7 | 11,7 | 16,3 | 15,0 |
| HD4/12 _C | -- | -- | -- | -- | -- |
| MD | 40,1 | 45,8 | 4,0 | 4,6 | 6,5 |
| XS | 52,4 | 65,2 | 5,2 | 6,5 | 8,0 |
| S | 18,3 | 20,3 | 1,8 | 2,0 | 3,4 |
| M | 12,3 | 13,9 | 1,2 | 1,4 | 3,1 |

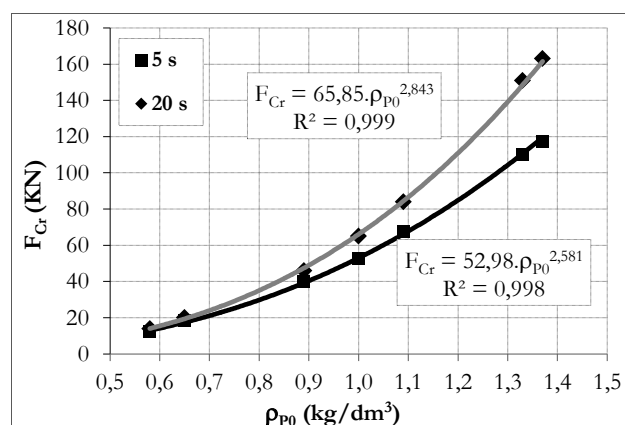


Figura 2.24 – Correlação entre ρ_{p0} e F_{Cr} ($t_c = 5s$ e $t_c = 20s$).

2.2.4. Água e adjuvantes

A água e os adjuvantes constituem a parte fluida da pasta ligante do betão. A água tem a função de conferir ao betão no estado fresco a trabalhabilidade adequada à sua colocação em obra, além da hidratação das partículas do material ligante, originando a presa e endurecimento. A água utilizada na produção do betão não deve ter partículas ou substâncias dissolvidas nesta que comprometam as propriedades do mesmo; desde que se use água potável na amassadura do betão, fica salvaguardada essa condição.

Os adjuvantes, tal como os agregados leves, não são produtos recentes. Com efeito, os Romanos misturavam sangue, clara de ovo, banha animal ou leite, na produção do seu betão, provavelmente para melhorar a trabalhabilidade [91]. A propriedade do betão que, em geral, se procura melhorar através da adição destes produtos é o aumento da sua plasticidade e trabalhabilidade no estado fresco, permitindo uma redução de água na mistura e um consequente aumento da sua resistência no estado endurecido, além da redução da permeabilidade, logo

aumento da durabilidade. O comportamento descrito deve-se ao facto de a quantidade de água que garante a plasticidade e a trabalhabilidade adequadas ser muito superior à água necessária para a hidratação do ligante, sendo a água excedente responsável por uma redução da resistência da pasta. Quando se considera um adjuvante, do tipo redutor de água, ou fluidificante, altera-se a tensão superficial da água, conseguindo-se assim uma melhor dispersão das partículas finas e com menor quantidade de água. Os plastificantes evoluíram ao longo do século XX, existindo actualmente os designados superplastificantes redutores de água de alta gama, ou superplastificante de 3ª geração, que permitem reduções significativas na dosagem de água. Estas dependem da dosagem de adjuvante, mas pode obter-se uma redução da dosagem de água até cerca de 40 % [120, 176]. Actualmente, vários tipos de adjuvantes são utilizados para obter diversos efeitos nas propriedades do betão, podendo ser usados isoladamente ou combinados. Além da função de aumento da plasticidade e redução da dosagem de água, existem adjuvantes para outras importantes funções, como os incrementadores de viscosidade, os aceleradores e os retardadores de presa, os aceleradores de endurecimento, os introdutores de ar, os expansores, os resistentes à acção gelo-degelo, entre muitos outros.

Nos betões estruturais leves, os adjuvantes geralmente mais utilizados são os superplastificantes, que garantem o aumento da plasticidade e redução da água na pasta, e os agentes de coesão, ou incrementadores da viscosidade, como forma de garantir homogeneidade e de evitar a segregação. Os introdutores de ar são por vezes usados nos betões leves para reduzir a densidade e para melhorar a trabalhabilidade, funcionando como finos incorporados na pasta, embora possam provocar significativas reduções na resistência e no módulo de elasticidade [91, 120].

No presente trabalho utilizaram-se dois tipos de superplastificantes, embora sejam da mesma gama de produto e com desempenhos muito semelhantes: Sika Viscocrete® 20HE; e Sika Viscocrete® 3002HE.

2.3. Produção e colocação

Os procedimentos industriais de produção do BEAL são semelhantes aos procedimentos do BDN, salvaguardando alguns cuidados relativos às condições de armazenamento dos agregados leves, aos aspectos da produção, tanto na dosagem como na amassadura do betão, e às condições de colocação e cura.

2.3.1. Humidade e absorção dos agregados leves

O teor de humidade interior das partículas dos agregados leves é variável, não só em função da tipologia, mas também das condições termo-higrométricas do seu armazenamento. A absorção

de água nos agregados leves depende desse teor e da respectiva capacidade de armazenamento de água, ou de saturação [120, 181]. Assim, estes agregados deverão ser devidamente caracterizados relativamente a estes parâmetros antes da sua produção, já que, caso sejam mal quantificados, poderão comprometer o desempenho do BEAL especificado.

O controlo referido é de elevada importância para a fiabilidade de qualquer estudo de composição e pode ser efectuado de forma rápida, tendo em consideração os seguintes aspectos:

- (i) a água de saturação dos agregados leves corresponde à soma da humidade do interior das partículas com a água que estas irão absorver;
- (ii) a água de absorção não faz parte da água efectiva da pasta nem da relação água efectiva/ligante (A/L), devendo ser quantificada à parte para efectuar a pré-molhagem. Isto deve-se ao facto de, quando se inicia a hidratação do ligante e a presa do betão, a maioria desta água já ter sido absorvida pelos agregados leves, não contribuindo assim para o comportamento do betão no estado fresco [120].

A importância do controlo do teor de humidade e da correspondente água de absorção dos agregados leves justifica-se pelas seguintes situações, que podem comprometer as propriedades do BEAL [120, 181]:

- (i) no caso de os grãos se encontrarem secos ou com baixo teor de humidade, estes irão absorver a água da pasta ligante do betão, alterando a consistência do betão, entre outras propriedades, em relação ao especificado;
- (ii) no caso de os agregados se encontrarem saturados e com humidade superficial, essa humidade não é absorvida pelos grãos, integrando-se assim na água efectiva da mistura, a qual poderá ser excessiva relativamente à composição, implicando alterações nas propriedades do betão.

O ideal será ter as partículas dos agregados com o interior saturado, mas com a superfície seca. Contudo, caso tal não se verifique, estas devem ser molhadas com a água de absorção e parte da água efectiva, com uma antecedência suficiente relativamente à amassadura, cerca de 5 minutos, para que ocorra a maioria da absorção. A restante água superficial dos grãos, sendo reduzida, será absorvida durante a mistura e a aplicação, atendendo a que a absorção ocorre maioritariamente nos primeiros minutos e reduz rapidamente com o tempo [54, 74, 120, 172]. A especificação 301M-05 [3] do ACI preconiza, na produção de BEAL, o procedimento de pré-saturação dos agregados leves, quando estes têm absorção total, A_s , superior a 2%.

Além do que atrás se referiu, a água absorvida pelos grãos desempenha uma função essencial na hidratação da pasta ao longo do endurecimento do betão, contribuindo para a melhoria da cura

interna, redução da permeabilidade e do aumento da resistência da interface da pasta com os agregados leves [90, 91].

Segundo estudos apresentados por Smeplass *et al.* [74], a variação da absorção não é linear com o tempo, pois a maioria da absorção ocorre nos primeiros minutos e depende do tipo de agregado leve. Além disso, a relação entre a absorção e o teor inicial de humidade não segue sempre a mesma tendência, dependendo das condições prévias (historial) de humidade dos agregados; ou seja, essa relação é aproximadamente linear desde que os agregados sejam previamente molhados, sendo não linear com agregados secos, principalmente para baixos valores do teor de humidade (Figura 2.25).

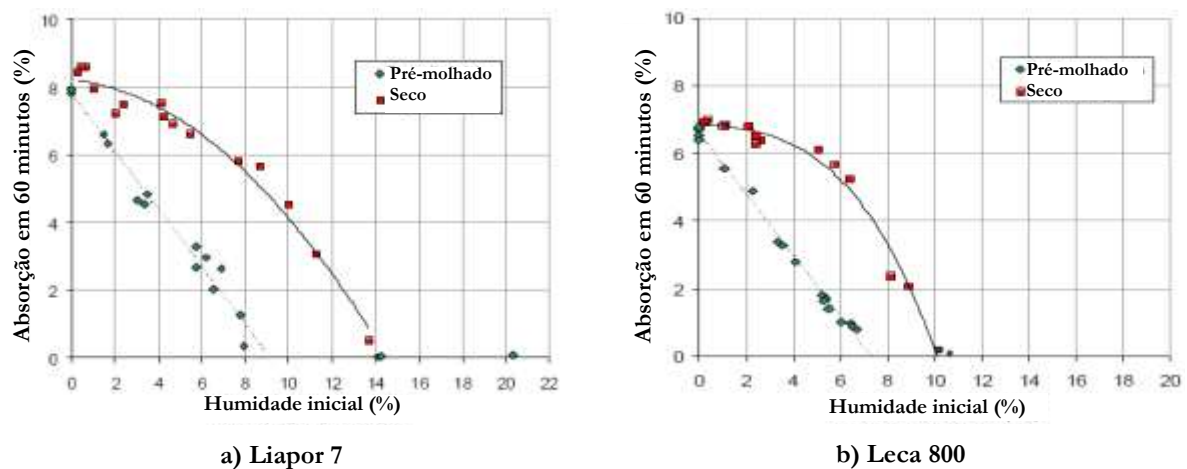


Figura 2.25 – Absorção de água dos agregados leves, em 60 minutos de imersão, em função da humidade inicial e das condições anteriores de humidade [74].

2.3.2. Produção

A produção adequada dos BEAL requer uma experiência consolidada na produção e aplicação dos BDN, conjugada com os cuidados e procedimentos a adoptar para o uso dos agregados leves. As centrais de produção de betão, que pretendam produzir e fornecer BEAL, devem ter capacidade de armazenamento dos agregados leves destinados à produção do betão, meios de medição e controlo, expeditos mas rigorosos, do teor de humidade e absorção desses agregados, e os meios de dosagem dos agregados leves com precisão e eficácia adequadas [120]. O processo de preparação e adequação das centrais de betão ao fornecimento de BEAL poderá ser efectuado por diferentes processos [120]:

- (i) centrais novas projectadas para a produção e fornecimento alternado de BDN e BEAL;
- (ii) centrais de BDN já existentes, adaptadas com sistemas complementares de fornecimento de agregados leves para a produção de BEAL;

(iii) centrais de BDN já existentes, onde se pode efectuar a amassadura da matriz de argamassa do betão, complementada com a mistura desta com os agregados leves no camião-betoneira.

2.3.2.1. Dosagem

A dosagem dos constituintes do BEAL deve ser, preferencialmente, ponderal, por ser mais rigorosa do que a volumétrica, desde que seja garantido o controlo das propriedades dos constituintes. Contudo, esta poderá ser efectuada volumetricamente para os agregados leves e, eventualmente, para as areias de densidade normal.

a) Agregados de densidade normal

O doseamento das areias de densidade normal, caso estas se encontrem húmidas, não deverá ser em volume aparente, devido ao fenómeno de “empolamento das areias”, ou então deverá ser corrigido em função do correspondente factor de empolamento. Este cuidado deve-se ao facto de o volume aparente da areia, armazenada em estado húmido, ser superior ao volume da mesma quantidade de areia seca. A massa volúmica aparente das areias é variável com o teor de humidade, podendo o volume de uma areia húmida aumentar relativamente ao volume da mesma quantidade de areia seca, até cerca de 40%, consoante o tipo de areia. Assim, o volume aparente correspondente à dosagem de uma areia húmida resulta do produto do volume aparente da areia seca pelo correspondente factor de empolamento. As curvas de empolamento apresentadas na Figura 2.26 foram obtidas por Neville [135], sendo apresentadas na Figura 2.27 as curvas caracterizadas para as areias de densidade normal, FS e MS, utilizadas neste estudo.

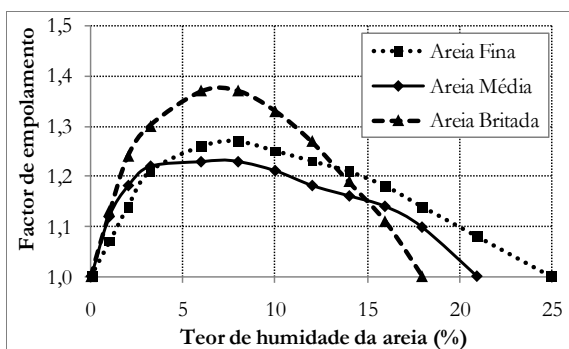


Figura 2.26 – Factor de empolamento das areias, caracterizado por Neville [135].

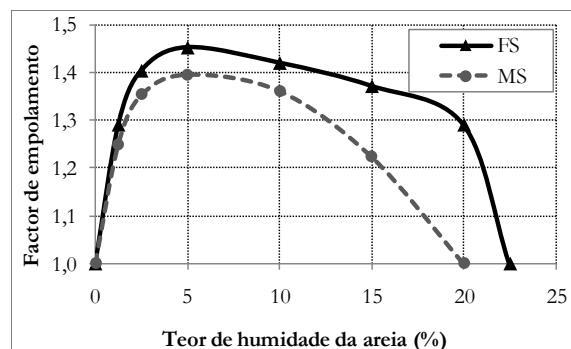


Figura 2.27 – Factor de empolamento das areias utilizadas, FS e MS.

Sempre que se efectue o doseamento ponderal em quaisquer agregados correntes que se encontrem húmidos, deve ser efectuada uma correcção da sua pesagem, p' , em função da dosagem em massa de agregado seco, p , e do seu teor de humidade exterior H (%), através da expressão (2.10).

$$p' = p \times \left(1 + \frac{H}{100} \right) \quad (2.10)$$

b) Agregados leves

A dosagem dos agregados leves deve ser igualmente ponderal, com a mesma correcção da sua pesagem em função do teor de humidade, através da expressão (2.10), onde o parâmetro H corresponde ao valor do teor de humidade interior dos agregados, H_p . Nessa mesma fase, deve ser quantificada a água de absorção, a qual irá, juntamente com parte da água efectiva da mistura, servir para efectuar a pré-molhagem dos agregados leves, de modo a que fiquem com elevado teor de saturação [35, 120]. Esta dosagem deverá ser efectuada com rigor, tendo em conta a humidade e absorção pois, caso assim não aconteça, poderá ficar comprometido o estudo da composição e as propriedades do betão resultante. Nos casos em que se opte por efectuar a dosagem volumétrica dos agregados leves, deverá existir, igualmente, rigor no controlo das massas volúmicas, bem como na quantificação da absorção.

2.3.2.2. Amassadura

A amassadura do betão na central, quer se trate de uma nova central, quer se trate de uma central adaptada, deverá ocorrer com o doseamento rigoroso dos constituintes da mistura, seguida da pré-molhagem dos agregados leves na misturadora, excepto se estes estiverem saturados, e a posterior mistura dos restantes constituintes sólidos em traço seco, onde se junta gradualmente a água da composição com o adjuvante diluído, na parte final da água da amassadura [120]. O procedimento de amassadura do BEAL consiste, geralmente, na seguinte sequência:

- (i) dosar rigorosamente os constituintes da mistura;
- (ii) misturar os agregados leves, na misturadora, com cerca de 2/3 da água total da composição, seguido de um período de repouso de cerca de 5 minutos, para absorção, excepto se os agregados se encontrarem no estado saturado;
- (iii) adicionar à amassadura os restantes constituintes sólidos secos, juntando gradualmente a restante água da composição, com o adjuvante diluído;
- (iv) efectuar a amassadura durante cerca de 3 minutos, após a adição de todos os constituintes, de modo a obter uma mistura homogénea e com a consistência adequada.

Para a realização das amassaduras dos betões, efectuadas no presente trabalho, seguiu-se o procedimento acima descrito, utilizando uma misturadora de eixo vertical, com capacidade de 100 litros (Figura 2.28). As pesagens dos constituintes foram executadas em balança digital.



Figura 2.28 – Amassadura dos betões em misturadora de eixo vertical.

2.3.3. Transporte e colocação

O transporte dos BEAL, desde a central até à obra, é efectuado por camiões-betoneira, que garantem o movimento de amassadura de forma contínua até que este seja descarregado ou bombeado, de modo a manter a sua consistência e homogeneidade inalteradas até à sua aplicação. A pré-molhagem dos agregados leves até à saturação é fundamental para que as propriedades do betão não se alterem durante o transporte, onde os adjuvantes da mistura assumem um papel de grande importância, nomeadamente os agentes de coesão e os superplastificantes. Os betões de consistência muito fluida são mais susceptíveis de segregar e o risco aumenta no transporte, devido à vibração, devendo, preferencialmente, ser realizada uma deslocação experimental para verificar este comportamento [75, 90].

A colocação em obra é efectuada, em parte dos casos, por gravidade a partir do camião-betoneira, ou deste para balde de transporte elevatório (Figura 2.29), mas diversas são as situações com necessidade de bombagem.



Figura 2.29 – Colocação de BEAL em obra (reforço da ponte do Fão).

No presente trabalho, após cada amassadura, realizaram-se os correspondentes ensaios de caracterização do betão no estado fresco e procedeu-se ao enchimento e à compactação do betão nos moldes utilizados para a produção de provetes a caracterizar no estado endurecido. A

compactação dos betões foi efectuada com agulha vibratória de elevada frequência e de baixa potência, excepto nos betões auto-compactáveis.



Figura 2.30 – Moldes betonados com BEAL, para caracterização dos respectivos provetes.

Conforme anteriormente referido, existem diversas situações de colocação do BEAL em obra com necessidade de bombagem. Neste caso, devem ser consideradas as seguintes medidas [34, 71, 75, 90, 132]:

- (i) os agregados leves utilizados devem necessariamente estar saturados pois, quando o betão é submetido às pressões da bombagem, aumenta o risco de a água da pasta entrar nos poros internos sem água, comprometendo a consistência do betão;
- (ii) os adjuvantes que favorecem a bombagem são os plastificantes e superplastificantes e os agentes de coesão;
- (iii) as dosagens do ligante e das areias finas devem ser elevadas, garantindo uma boa envolvência dos poros dos agregados leves; com o uso de adições pozolânicas pode ser dispensado ou reduzido este aumento, já que estas garantem maior estabilidade ao betão;
- (iv) o tipo de bomba escolhida deve ser o adequado ao betão em causa, com pressão e potência de bombagem moderadas, e que proporcione uma passagem suave do betão;
- (v) os betões com agregados leves de classe estrutural (com maior densidade) não provocam, geralmente, problemas na bombagem.

Após a bombagem, o betão poderá sofrer pequenas alterações na sua reologia e até na sua resistência mas, desde que devidamente produzido e aplicado, essas alterações não serão significativas, comparativamente ao betão sem bombagem [68]. Diversas aplicações já efectuadas em edifícios altos, com bombagem do BEAL em dezenas de pisos, comprovam a fiabilidade deste processo mas aconselha-se, em geral, uma bombagem de teste para caracterizar essas variações, principalmente em obras de elevada importância [75].

Os meios de compactação recomendados para os BEAL dependem da consistência especificada mas, geralmente, são agulhas vibratórias de baixa a média potência e alta-frequência. O tempo de compactação deve ser o suficiente para garantir a compactação do betão, sem segregar, e os pontos de vibração devem ser mais próximos; contudo, este depende da mistura em causa, dos respectivos agregados leves e da consistência definida [75, 120].

2.3.4. Cura

Durante a cura dos BEAL, ocorrem os mesmos fenómenos que nos BDN, desde o assentamento plástico, seguido da hidratação dos ligantes, a libertação de calor de hidratação, o endurecimento do betão e a retracção associada. O processo de cura do betão assume um importante papel no seu desempenho, influenciando as suas propriedades mecânicas e a sua durabilidade [18].

2.3.4.1. Assentamento plástico, presa e hidratação

O assentamento plástico do BEAL acontece após a sua betonagem e compactação, antes da presa, acompanhado de alguma libertação de ar da pasta ligante e evaporação da água superficial, sendo a presa do betão influenciada pelo tipo de ligantes, adjuvantes e pelas condições climáticas.

Durante a hidratação da pasta ligante, os seus compostos adquirem propriedades aglomerantes cimentícias, dando origem ao endurecimento do betão, o qual proporciona um aumento da sua resistência e rigidez com o tempo [176].

A água necessária à hidratação da pasta ligante é, em geral, cerca de 25 a 30 % da massa do ligante, sendo a restante necessária para garantir a plasticidade e a trabalhabilidade do betão, juntamente com o adjuvante. No entanto, a hidratação dos ligantes deve ser prolongada no tempo, de modo a garantir uma boa evolução da resistência e rigidez. Assim, a água evaporada do betão não deve ser excessiva, pois poderá comprometer o seu desempenho, nem este processo deve ser demasiado rápido, podendo gerar fissuração em idades jovens [91, 121]. Normalmente, para garantir uma boa cura, devem evitar-se estes aspectos através da molhagem regular da superfície do betão durante a cura, essencialmente nas primeiras horas, ou através da aplicação de membrana de cura na superfície do betão [120].

2.3.4.2. Endurecimento e cura interna

Os betões de elevado desempenho são, geralmente, pouco permeáveis e, à partida, não perdem muita água por evaporação. No entanto, como têm, habitualmente, dosagem de cimento média a elevada e, eventualmente, adições pozolânicas, se associado a um reduzido rácio A/L , pode favorecer a secagem rápida e a evaporação nas primeiras horas. Esta situação pode comprometer o desempenho do betão, ocorrendo fissuração superficial em idades jovens, caso não exista uma

cura adequada. Contudo, este fenómeno tem maior risco de ocorrência com o uso de sílica de fumo, comparativamente ao uso de cinzas volantes ou outro tipo de adição [91, 121].

Os BEAL são, geralmente, de elevada resistência e de baixa permeabilidade, com a particularidade de possuírem a água de absorção no interior dos agregados leves, a qual demora bastante tempo a migrar dos agregados para a matriz ligante. Assim, a água de absorção garante uma hidratação da pasta ligante, lenta e contínua no tempo, contribuindo para uma cura melhorada do BEAL, comparativamente ao BDN (Figura 2.31).

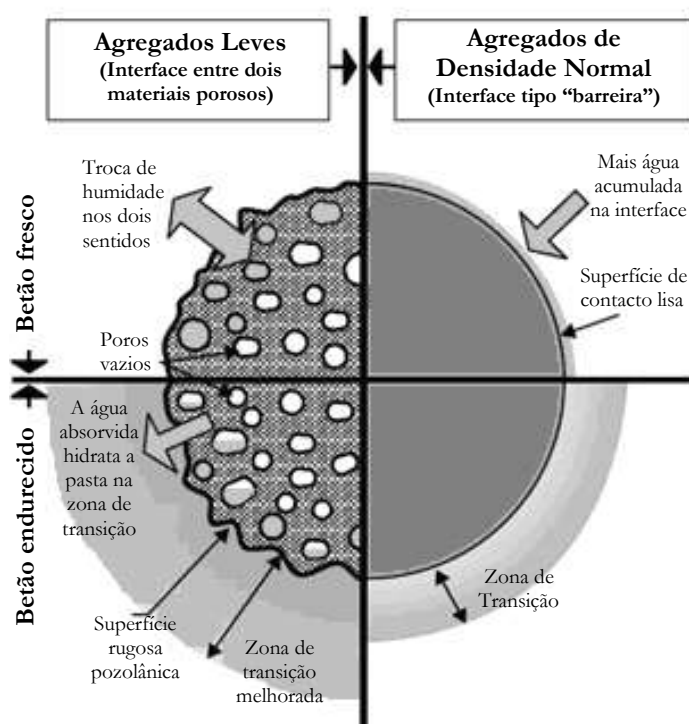


Figura 2.31 – Processo de cura interna do betão na zona de contacto dos agregados [75].

Essa melhoria manifesta-se na evolução da resistência da pasta e no aumento da resistência da interface da pasta com os agregados leves, criando, na zona de transição entre estes componentes, um desempenho melhorado e uma reduzida porosidade [91, 121]. Este aumento de desempenho da zona de contacto traduz-se, não só pela adesão mecânica da matriz ligante à superfície dos agregados leves, mas também pela melhoria das características físicas e químicas da camada de transição da matriz em volta dos agregados leves [91, 121]. Além disso, a hidratação da pasta ligante, proporcionada pela água contida nos grãos dos agregados leves, reduz a retracção do betão.

2.3.4.3. Condições de cura

Os provetes dos betões e das argamassas adoptados no estudo realizado foram desmoldados após 24 horas, sendo devidamente identificados e colocados nas condições de cura respectivas.

Os provetes destinados aos ensaios de caracterização da resistência mecânica foram imersos num tanque com água, à temperatura de 20 °C, equipado com resistência controlada por termostato (Figura 2.32). Os provetes de betão, destinados aos ensaios do módulo de elasticidade, de retracção e de fluência, foram curados em câmara termo-higrométrica (Figura 2.33), regulada para temperatura $T = 20\text{ °C}$ ($\pm 2\text{ °C}$) e humidade relativa $HR = 50\%$ ($\pm 5\%$). O equipamento de controlo do ambiente no interior da câmara foi aferido com recurso a uma sonda devidamente calibrada e certificada por organismo competente.



Figura 2.32 – Cura em tanque de água.



Figura 2.33 – Câmara termo-higrométrica.

3. Composição de Betões Estruturais de Agregados Leves

3.1. Métodos de composição existentes

O betão de densidade normal usado pelos Romanos, designado inicialmente de *opus caementitium* e mais tarde *caementum*, era constituído por uma pasta ligante composta por pozolana, hidróxido de cálcio (cal) e água e por uma mistura de agregados finos e grossos de densidade normal. Os betões leves baseavam-se na utilização da mesma pasta ligante dos betões de densidade normal, mas substituíam parte ou a totalidade dos agregados de densidade normal por agregados leves naturais de origem vulcânica. Quanto às proporções dos seus constituintes, aferiam-se experimentalmente nas misturas até serem obtidas as propriedades pretendidas [75].

Actualmente, a produção dos BEAL é efectuada através da mistura de proporções optimizadas de ligante, água e adjuvantes, e de agregados leves ou uma mistura destes com agregados de densidade normal, de acordo com o ajuste granulométrico adequado à especificação. À semelhança do BDN, os ligantes utilizados na produção dos BEAL são geralmente o cimento ou uma mistura deste com adições, tais como sílicas de fumo, cinzas volantes, escórias de alto-forno e fíler [28, 91]. Quando o objectivo é produzir BEAL de alta resistência, são usados cimentos de alta resistência e adições pozolânicas [68, 120]. Entre as pozolanas artificiais, as cinzas volantes proporcionam uma melhoria da trabalhabilidade, mas um aumento pouco significativo da resistência, a qual pode ser aumentada eficientemente com recurso à adição de sílica de fumo [28]. A adição de escória de alto-forno, além de proporcionar uma elevada trabalhabilidade, influencia significativamente o aumento da resistência [28, 35]. Dependendo dos valores pretendidos para a densidade e para a resistência, podem ser usados diferentes agregados leves. Destes, os agregados naturais, tais como escórias vulcânicas ou pedra-pomes, são mais adequados

para produzir betão com densidade e resistência reduzidas. No entanto, para produzir BEAL, devem ser adoptados os agregados leves produzidos artificialmente, como a argila, xisto ou cinzas volantes expandidos [25, 91, 107, 196]. A escolha dos agregados leves da mistura influencia as propriedades do betão, as quais são directamente afectadas pelas propriedades intrínsecas desses agregados [32, 175, 184]. O teor de água e a respectiva absorção de água dos agregados, juntamente com a massa volúmica das partículas e a sua resistência mecânica, constituem as propriedades dos agregados leves que mais afectam o comportamento do betão nos estados fresco e endurecido [35, 120]. Deste modo, pode considerar-se aceitável adoptar como metodologia de composição dos BEAL, um processo de composição de BDN, fiável e correntemente usado, desde que sejam corrigidos os parâmetros associados às propriedades dos agregados leves [54, 63, 120].

Weigler e Karl [189] apresentaram um método baseado na selecção de agregados grossos leves, adequada às especificações do betão, e na quantificação dos constituintes da matriz de argamassa ligante, de modo a que ambas as partes assegurem a densidade e a resistência pretendidas. Este método só pode ser aplicado para misturas com apenas um tipo de agregados grossos leves e pode exigir várias iterações até ser obtida a mistura especificada.

O método de Dreux [54], inicialmente desenvolvido para a composição de BDN, foi posteriormente adaptado aos BEAL e consiste na definição da mistura com base nas seguintes etapas: (i) selecção da areia de densidade normal e escolha do tipo de agregados leves grossos, em função da densidade específica do BEAL; (ii) selecção do tipo e dosagem de cimento e da água efectiva, com base na resistência pretendida, usando, para o efeito, a expressão Bolomey, corrigida por um coeficiente empírico que depende do tipo de agregado leve; (iii) refinamento da relação volumétrica dos agregados grossos/finos (g/f), dependendo da consistência do betão, da dimensão máxima dos agregados e da dosagem de cimento; (iv) cálculo das dosagens, volumétricas e ponderais, dos constituintes, com base na expressão de volumes absolutos e na massa volúmica dos materiais, respectivamente. No entanto, o método de Dreux não considera o uso simultâneo de diferentes tipos de agregados leves na mesma mistura. Além disso, com o actual uso generalizado de superplastificantes e de cimentos e adições mais eficientes, os parâmetros da matriz ligante do betão podem divergir significativamente dos que foram considerados neste método.

Videla e Lopez [183] propuseram um método que considera duas fases do BEAL, uma composta pela argamassa ligante e outra por agregados grossos leves. O método apresentado considera as seguintes etapas: (i) selecção e cálculo o volume dos agregados leves da mistura, em função da densidade do BEAL, (ii) cálculo da quantidade de cimento, em função do volume relativo de

ambas as fases, tendo em conta a resistência final pretendida; (iii) ajuste dos restantes parâmetros da matriz ligante às especificações do betão; (iv) cálculo da dosagem de areia, em função da expressão dos volumes absolutos. Mais tarde, estes autores [184] apresentaram uma abordagem de estimativa da resistência do BEAL, corrigindo a resistência da argamassa ligante, através de um coeficiente de perda de resistência, o qual depende do tipo e da dosagem volumétrica dos agregados grossos na mistura. Este método também não considera o uso simultâneo de diferentes agregados leves na mesma mistura e as proporções volumétricas dos agregados não são controladas por optimização granulométrica.

Lourenço *et al.* [120] apresentaram um método para a composição de BEAL que compreende as seguintes etapas principais: (i) definição da pasta ligante e correspondente previsão da resistência, através da expressão de Feret [50, 80]; (ii) optimização das proporções das areias de densidade normal, juntamente com os agregados leves grossos, por ajuste granulométrico à curva de referência, utilizando os correspondentes parâmetros para ajustar a consistência, a densidade e a relação volumétrica dos agregados grossos/finos; (iii) quantificação das dosagens finais dos constituintes, com base na expressão dos volumes absolutos e nas respectivas densidades dos materiais usados; (iv) previsão da resistência do BEAL, multiplicando o valor previsto da resistência da matriz ligante por um coeficiente de correcção, determinado experimentalmente, o qual depende do tipo e dosagem dos agregados leves. Este método permite um melhor ajuste granulométrico do conjunto de agregados, bem como uma maior facilidade de aproximação à densidade especificada, comparativamente aos métodos mencionados anteriormente. Embora o coeficiente de correcção dependa do tipo e dosagem dos agregados leves usados, este tem, ainda assim, de ser determinado experimentalmente para cada tipo de agregado grosso leve, à semelhança do método de Dreux. De igual modo, este método considera apenas um tipo de agregado grosso leve para cada mistura de betão.

Ke *et al.* [105] estudaram a influência das características dos agregados leves, de argila expandida e de xisto expandido, e das respectivas proporções volumétricas, nas propriedades do BEAL. Concluíram que o aumento da proporção volumétrica dos agregados leves provoca uma redução significativa da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. Referem ainda que os agregados leves com maior densidade são geralmente mais resistentes, contribuindo para a produção de BEAL com maior massa volúmica; consequentemente, estes betões apresentam maiores valores de resistência e do módulo de elasticidade, embora diferença seja menor na resistência.

Alguns dos métodos desenvolvidos para a composição de betões de elevado desempenho [50, 52], geralmente baseados na optimização da compacidade, podem ser adaptados a BEAL de

elevado desempenho [51, 196]. Contudo, todos os parâmetros associados às características dos agregados leves terão de ser igualmente corrigidos, em função das suas características, permitindo estimar as principais propriedades mecânicas do BEAL.

Os métodos baseados nas redes neuronais artificiais, usados para a optimização de betões de elevado desempenho e de ultra-elevado desempenho [87, 94, 112], apresentam igualmente um forte potencial para a composição dos BEAL. Uma das grandes vantagens deste método é a possibilidade de conjugação dos diversos parâmetros associados aos agregados leves e à matriz ligante num modelo único, permitindo estimar as diversas propriedades dos BEAL. Contudo, o treino efectuado para a aprendizagem artificial do modelo exige um número elevado de misturas, com variação dos principais parâmetros.

3.2. Limitações e necessidades

Com base nos métodos existentes e nas suas limitações, revelou-se essencial estabelecer diversas correlações, não só entre as propriedades do BEAL, mas também entre as propriedades do BEAL e as dos agregados leves. Estas correlações têm a finalidade de definir um procedimento comum para prever e ajustar, com precisão, não só a densidade, mas também a resistência e o módulo de elasticidade do BEAL, mesmo quando são utilizados vários tipos de agregados leves na mistura.

3.2.1. Densidade

A densidade de BEAL depende principalmente dos agregados leves seleccionados, bem como das dosagens finais do conjunto dos agregados, as quais podem ser obtidas através do ajuste à curva de referência, controlando a relação volumétrica g/f . No entanto, é necessário considerar ferramentas adicionais para melhor controlar a dosagem dos agregados e, conseqüentemente, a densidade do betão. O estudo desenvolvido por Costa [35], embora baseado no método proposto por Lourenço *et al.* [120], permite um melhor ajuste granulométrico dos agregados, bem como a combinação de vários tipos de agregados grossos e finos, tornando mais versátil a aproximação às especificações do BEAL. Este controle é obtido pela consideração de proporções volumétricas relativas, com pré-misturas do conjunto dos agregados finos seleccionados, bem como do conjunto dos agregados grossos, não descuidando o objectivo de atingir a optimização granulométrica.

3.2.2. Resistência à compressão

A resistência do betão à compressão é obtida, normalmente, considerando a resistência da matriz ligante, multiplicada por um coeficiente de redução da resistência. Videla e Lopez [184] provaram

que este coeficiente corresponde a uma percentagem da resistência da pasta, depende do tipo de agregados leves e varia linearmente com a sua dosagem. Lourenço *et al.* [120] e Ke *et al.* [105] obtiveram, igualmente, correlações lineares entre o aumento da dosagem volumétrica dos agregados leves e a redução da resistência do BEAL. Contudo, as rectas apresentam diferentes declives, em função dos diferentes agregados leves usados: as rectas relativas aos agregados mais densos têm um declive muito reduzido, enquanto as rectas relativas aos agregados mais leves têm declives elevados. Costa [35] caracterizou estes coeficientes para vários agregados leves e correlacionou-os com as correspondentes propriedades físicas e mecânicas. Os resultados obtidos por Costa [35] e por Lourenço *et al.* [120] foram analisados no sentido de avaliar o coeficiente de redução de resistência, C_f , dependendo do tipo e dosagem dos agregados leves, assumindo uma variação linear. O módulo da derivada de cada função linear, m_f , foi ajustado experimentalmente e determinado para os diferentes agregados leves usados no presente trabalho (Figura 3.1). Estabeleceram-se ainda duas correlações conjugadas entre as propriedades dos agregado leves, inicialmente entre ρ_{p0} e a tensão de esmagamento, f_{Cr} (Figura 3.2) e depois entre f_{Cr} e m_f (Figura 3.3), considerando diferentes tempos de compactação do provete de agregados leves. Por fim, a combinação destas, resultou na correlação entre ρ_{p0} e m_f apresentada na Figura 3.4.

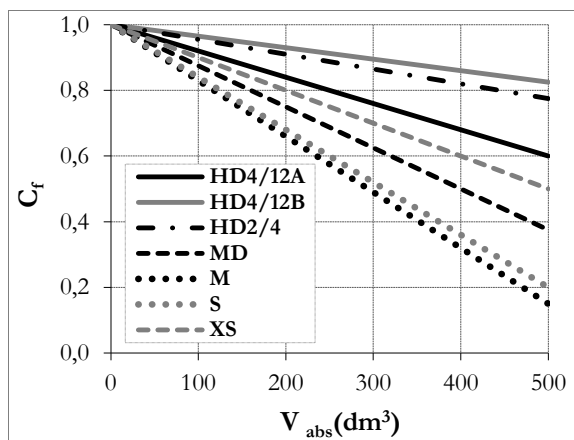


Figura 3.1 – Variação do coeficiente C_f com o volume, V_{abs} , para cada agregado leve.

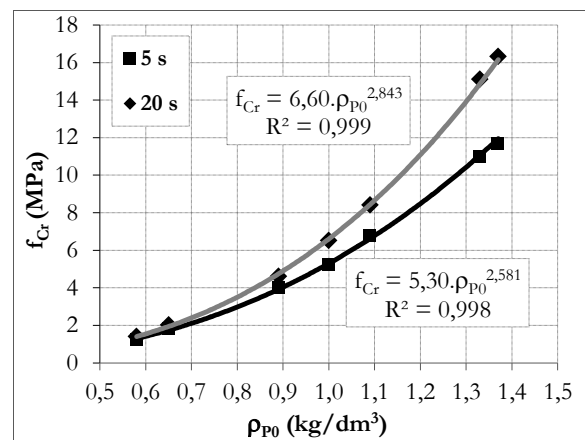


Figura 3.2 – Correlação entre ρ_{p0} e f_{Cr} .

Sendo necessário um método abrangente que permita prever este coeficiente com precisão, para as misturas onde se utilizam vários tipos e dosagens de agregados leves, realizou-se um estudo complementar, utilizando as correlações mencionadas, para obter o coeficiente de redução de resistência, C_f , para estes casos, o qual é apresentado na Secção 3.3.6.

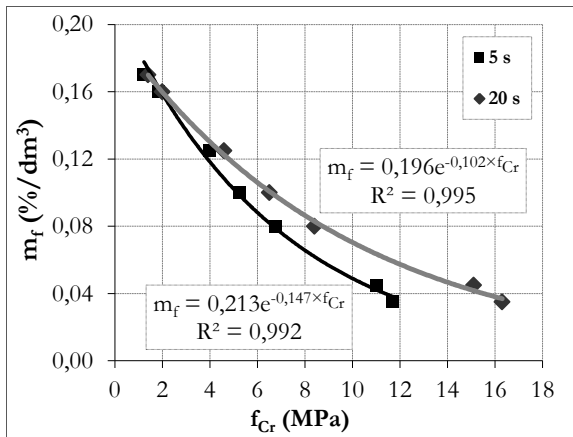


Figura 3.3 – Correlação entre f_{Cr} e m_f

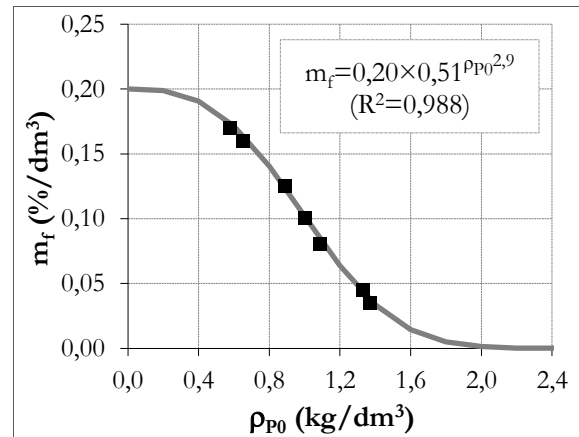


Figura 3.4 – Correlação entre ρ_{P0} e m_f

3.2.3. Módulo de elasticidade

A previsão do módulo de elasticidade dos BEAL pode ser efectuada de modo similar, considerando o módulo de elasticidade da matriz ligante, corrigido através de um coeficiente de redução da rigidez, que considera as propriedades intrínsecas dos agregados leves. Videla e Lopez [184] e Ke *et al.* [105] concluíram que o módulo de elasticidade do BEAL varia, igualmente, de forma aproximadamente linear para cada tipo de agregados leves, em função da correspondente dosagem volumétrica, embora com diferentes declives dos obtidos para a resistência. Além disso, concluíram que os agregados mais leves proporcionam reduções de rigidez muito mais elevadas, não sendo contudo proporcional essa redução à densidade dos agregados leves. Portanto, deve definir-se um procedimento comum, de modo a propor este coeficiente para misturas com vários agregados leves.

Com base nos resultados obtidos por Costa [35] e utilizando a abordagem adoptada por Videla e Lopez [184] e por Ke *et al.* [105], realizou-se um estudo para avaliar o coeficiente de redução do módulo de elasticidade, C_E , dependendo do tipo e dosagem dos agregados leves. Assumindo uma relação linear para cada agregado leve, entre a sua dosagem volumétrica e o coeficiente C_E , determinou-se o respectivo módulo da derivada de cada função, m_E (Figura 3.5), que representa o declive de redução de rigidez. Combinando as correlações entre as propriedades dos agregados leves (Figura 3.2 e Figura 3.6), à semelhança da abordagem efectuada para a resistência, obteve-se uma correlação entre ρ_{P0} e m_E (Figura 3.7).

O coeficiente, C_E , a ser considerado, para as misturas com diferentes tipos e dosagens de agregados leves, resultou da combinação das correlações anteriores (apresentado na Secção 3.3.6). O valor do parâmetro m_E foi ainda correlacionado com o parâmetro m_f , verificando-se um bom ajuste (Figura 3.8).

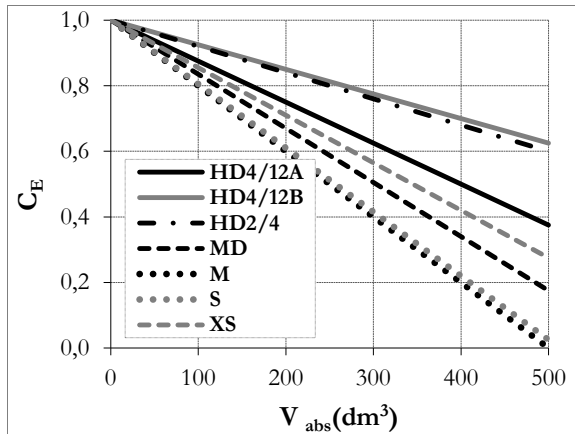


Figura 3.5 – Variação do coeficiente C_E com o volume, V_{abs} , para cada agregado leve.

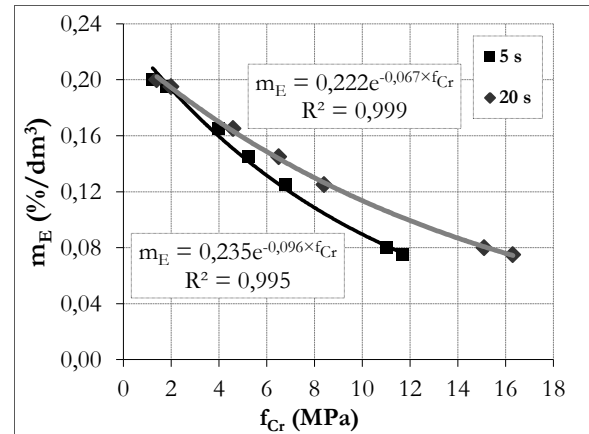


Figura 3.6 – Correlação entre f_{Cr} e m_E .

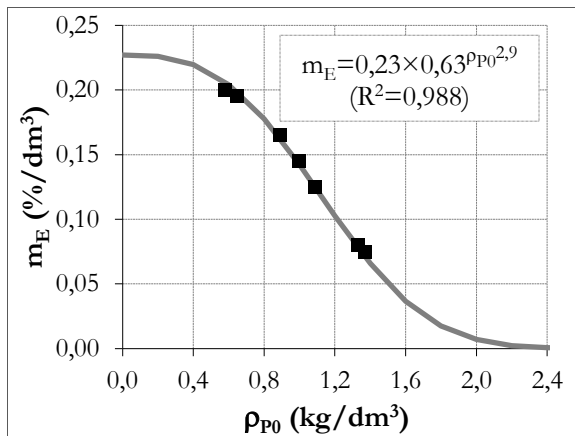


Figura 3.7 – Correlação entre ρ_{p0} e m_E .

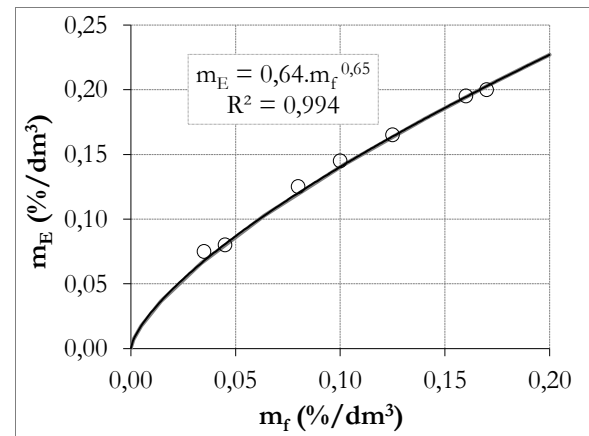


Figura 3.8 – Correlação entre m_E e m_f .

Considerando que os BEAL são especificados, na sua maioria, com classe de consistência muito plástica - S4 [120], os coeficientes de redução C_E foram ajustados considerando um abaixamento, obtido no *slump test*, de cerca de 200 mm. No entanto, algumas das misturas de BEAL produzidas apresentaram, conforme foi previsto, diferentes consistências, plástica (S3) e fluida (S5), tendo-se observado que o módulo de elasticidade depende, não apenas da força, mas também da consistência do betão [35]. Por esta razão, considerou-se, adicionalmente, um coeficiente de correção, C_s , para ajustar os valores da previsão do módulo de elasticidade, considerando a consistência do BEAL.

3.3. Novo método de composição de BEAL

Os BEAL são caracterizados por elevadas compacidades, cuja constituição é obtida por uma pasta ligante que envolve a mistura otimizada do conjunto de agregados. A composição destes betões, no desenvolvimento do trabalho experimental, baseou-se na metodologia proposta por Lourenço *et al.* [120], já correntemente usada na composição de betões de densidade normal, a

qual se baseia no método das curvas granulométricas de referência. Contudo, desenvolveu-se um novo método de composição de BEAL que possibilita o uso de vários tipos de agregados leves e que permite as previsões fiáveis da resistência e do módulo de elasticidade, em função das propriedades dos constituintes usados [35]. As diferentes etapas do procedimento encontram-se expostas no fluxograma representado na Figura 3.9.

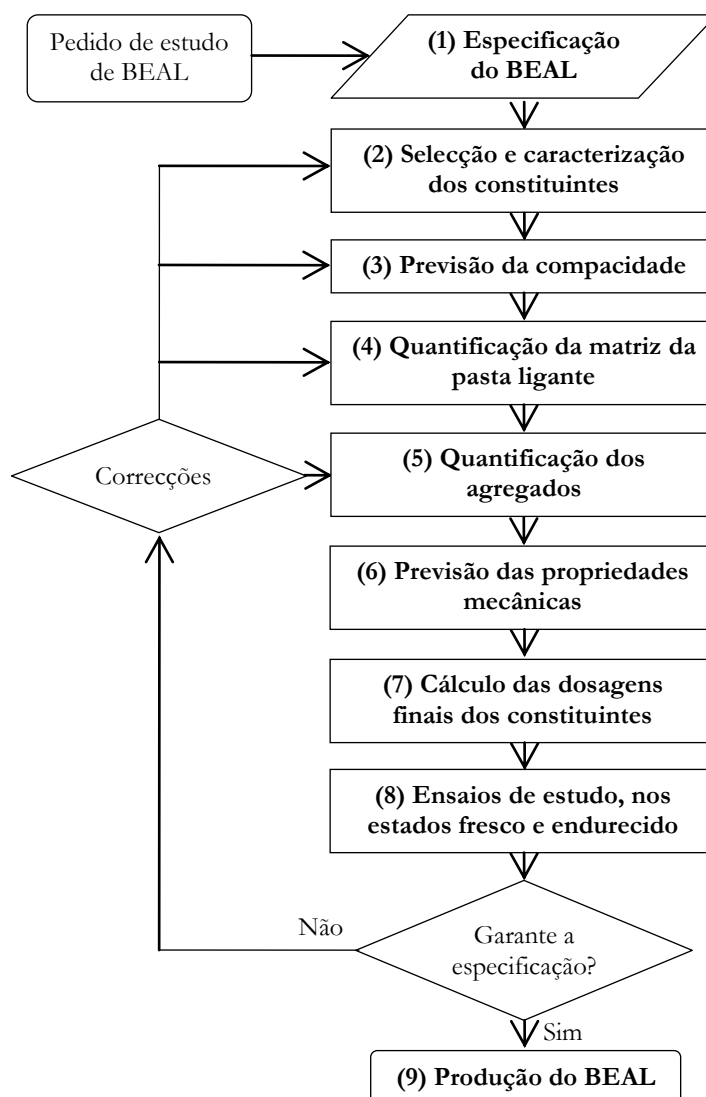


Figura 3.9 – Fluxograma de síntese do novo método de composição dos BEAL.

3.3.1. Especificação do BEAL

A especificação das propriedades do BEAL constitui o primeiro passo no estudo da sua composição, devendo ser tidos em conta, de acordo com a NP EN 206 [138], os aspectos seguintes: classe de exposição ambiental; classe de densidade; classe de resistência; classe de consistência; dimensão máxima dos agregados. Contudo, na especificação de um BEAL, é igualmente importante indicar o tipo de agregados leves a utilizar (argila expandida, xisto

expandido, cinza volante expandida, entre outros), bem como o grau de saturação dos mesmos, uma vez que estes parâmetros influenciam as propriedades do betão.

3.3.2. Selecção e caracterização dos constituintes

A escolha dos constituintes depende, essencialmente, das especificações do BEAL solicitado visando, simultaneamente, a obtenção de um betão com o desempenho pretendido e com custo reduzido.

A selecção do tipo de cimento e a sua dosagem dependem, maioritariamente, da resistência e da densidade especificadas, já que cada classe de densidade do BEAL apresenta um limite de resistência, o qual, por sua vez, é influenciado por outros parâmetros, como o tipo e dosagem da adição e a relação A/L . O tipo de adição deve ser adequado ao resultado pretendido, conjuntamente com o cimento. Adicionalmente, a escolha dos ligantes deve ser adequada ao tipo de ambiente em que se irá enquadrar a estrutura, evitando quaisquer reacções dos compostos químicos que comprometam a sua durabilidade. O adjuvante a adoptar na composição destes betões deve garantir, geralmente, as funções de superplastificante redutor de água de alta gama e de agente de coesão, incrementando a viscosidade, de forma a aumentar a resistência e a evitar a segregação para uma consistência fluida e com boa trabalhabilidade.

A escolha dos agregados do betão constitui uma ponderação entre os agregados finos e os agregados grossos, que objectiva o cumprimento das especificações definidas. Os agregados leves são os responsáveis pela redução da densidade do betão provocando, no entanto, uma perda de resistência, comparativamente a um BDN com a mesma matriz ligante e de granulometria semelhante. Este processo de selecção constitui, assim, a definição de um compromisso entre densidade e resistência que visa o cumprimento das propriedades especificadas.

Nos agregados finos é importante o uso de areias de densidade normal que constituam, em conjunto com a pasta ligante, a matriz da argamassa resistente, podendo optar-se pelas seguintes possibilidades: (i) utilização de uma areia de densidade normal de granulometria extensa ou da mistura de duas areias, sendo uma fina e outra média; (ii) utilização de uma mistura de agregados finos com densidades diferentes, constituída por uma areia de densidade normal e outra leve; (iii) uso de areias leves, conseguindo-se deste modo, densidades bastante reduzidas para a matriz de argamassa. Os agregados grossos do BEAL são normalmente leves, com um ou mais tipos de agregados misturados, com diferentes densidades e granulometrias. Assim, existem várias combinações possíveis de selecção e mistura, tanto dos agregados grossos como dos agregados finos, constituindo uma importante ferramenta de ajuste à densidade pretendida.

A caracterização dos constituintes dos BEAL foi abordada na Secção 2.2. e deve ser efectuada preferencialmente em laboratório, sempre que seja fornecido um novo material ou um material de um novo lote, para que a informação esteja sempre actualizada e disponível para o estudo de composição de um novo betão pretendido.

3.3.3. Compacidade

A compacidade do betão, σ , representa o cociente entre o volume da parte sólida (agregados e ligantes) e o seu volume unitário. O índice de vazios, I , é o complementar relativamente à unidade e representa a relação entre o volume da parte líquida (água, ar e adjuvantes) e o volume unitário de betão. A compacidade do betão depende essencialmente dos seguintes parâmetros: consistência; tipo e dosagem de adjuvante; dimensão máxima e forma dos agregados. Com base na expressão do índice de vazios, sugerida por Faury [76], Lourenço *et al.* [120] e Costa [35] apresentam ábacos de previsão da compacidade para classes de consistência S2 a S4. Estes ábacos constituem uma boa previsão inicial para a compacidade, em função dos parâmetros referidos, podendo contudo ser necessário, após a realização de amassaduras experimentais, proceder a pequenos acertos.

3.3.4. Quantificação da matriz ligante

A escolha do tipo de ligantes e as suas dosagens, bem como a dosagem de água e de adjuvantes, visa igualmente o cumprimento das especificações do betão, sendo necessário efectuar essas opções e estabelecer os parâmetros de quantificação da pasta. Resumidamente, a quantificação da matriz da pasta ligante consiste no seguinte procedimento, o qual é apresentado esquematicamente na Tabela 3.1:

- (i) escolher o tipo e a dosagem dos ligantes, cimento e adições, mais adequados ao resultado pretendido;
- (ii) escolher o tipo de adjuvante, geralmente um superplastificante e incrementador de viscosidade, definindo a sua dosagem em percentagem da massa de cimento;
- (iii) estimar o volume de ar da pasta, v , o qual depende, sobretudo, da dimensão máxima e da forma do conjunto dos agregados, embora também dependa da compacidade e da compactação do betão [35, 120];
- (iv) saber as propriedades dos constituintes da pasta e determinar as proporções volumétricas e ponderais dos mesmos, por m^3 de betão;

(v) calcular os parâmetros fundamentais ao cumprimento das especificações do betão, como as relações água/cimento (A/C) e A/L e a compacidade da pasta ligante, γ .

Tabela 3.1 – Metodologia de quantificação dos parâmetros da pasta ligante.

| Constituinte ou parâmetro | Massa (kg) | Vol. abs. (m^3) | Parâmetros conhecidos | Parâmetros a determinar |
|---------------------------|----------------|---------------------|-----------------------|-------------------------|
| Cimento | C | c' | C, ρ_C | $c'=C/\rho_C$ |
| Adição | S | s' | S, ρ_S | $s'=S/\rho_S$ |
| Adjuvante | Ad | ad | Ad, ρ_{Ad} | $ad=Ad/\rho_{Ad}$ |
| Ar | - | v' | v' | - |
| Água | A | a' | I, v', ad | $a'=I-ad-v'$ |
| Ligante | $L=C+S$ | vl | c', s' | $vl=c'+s'$ |
| Pasta ligante | $L+A+Ad$ | vpl | vl, a', v', ad | $vpl=vl+a'+v'+ad$ |
| Razão A/C | - | - | A, C | A/C |
| Razão A/L | - | - | A, L | A/L |
| γ | - | - | vl, vpl | $\gamma=vl/vpl$ |

3.3.5. Quantificação dos agregados

Após o cálculo do volume da pasta ligante, determina-se o volume absoluto da mistura dos agregados, com base na expressão dos volumes absolutos (3.1), para produzir um m^3 de betão.

$$c'+s'+a'+ad + v'+mag = 1,0 \quad m^3 \quad (3.1)$$

O volume absoluto da mistura de agregados, mag , corresponde à soma do volume absoluto dos n agregados, ag_i , podendo ser determinado através da expressão (3.2).

$$mag = \sum_{i=1}^n ag_i = 1 - (c'+s'+a'+ad + v') \quad (3.2)$$

A distribuição do volume, mag , pelos vários agregados i é efectuada através das respectivas proporções, as quais são obtidas por ajuste da curva granulométrica da mistura dos agregados à curva granulométrica de referência de Faury [76], devidamente corrigida em função da percentagem de ligante [35, 120]. Embora os parâmetros da curva de Faury sejam inicialmente definidos em função da trabalhabilidade pretendida e dos meios de compactação a usar, estes parâmetros influenciam a relação volumétrica g/f . Sendo os agregados finos os que apresentam, geralmente, maior densidade, a massa volúmica do betão diminui com o aumento dessa relação. Assim, a versatilidade dos parâmetros de Faury permite, juntamente com a selecção dos constituintes e com os restantes parâmetros da composição, proceder a acertos na massa volúmica e na resistência pretendidas. No sentido de melhorar essa versatilidade, implementou-se

a pré-mistura, com proporções volumétricas complementares, de cada um dos conjuntos de agregados (Figura 3.10): agregados finos, f_m ; agregados grossos, c_m . Assim, o ajuste granulométrico, à curva de Faury, é realizado entre ambos os conjuntos de agregados, onde cada um depende das correspondentes proporções relativas de pré-mistura, aumentando a capacidade de adaptação às especificações definidas.

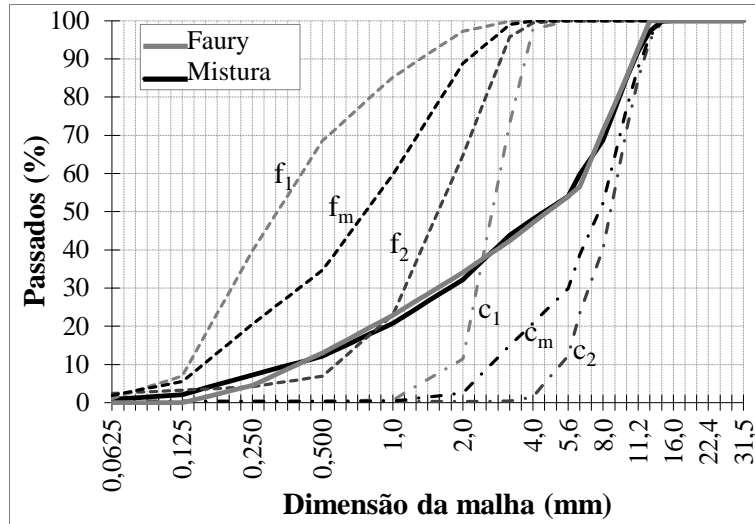


Figura 3.10 – Ajuste granulométrico da curva da mistura dos agregados à curva de Faury.

3.3.6. Previsão das propriedades mecânicas

A previsão da resistência à compressão, f_{lcp} , é obtida pela expressão (3.3), prevendo inicialmente a resistência da matriz ligante, f_{bp} , corrigida pelo coeficiente de redução intrínseco aos agregados leves, C_f

$$f_{lcp} = f_{bp} \times C_f \quad (3.3)$$

A previsão da resistência da matriz ligante, f_{bp} , obtém-se através da expressão de Feret (3.4), onde k_j e γ são, respectivamente, os coeficientes de Feret [80, 97, 120] para a idade j e a compacidade da pasta ligante.

$$f_{bp} = k_j \times \gamma^2 \quad (3.4)$$

Apresentam-se na Tabela 3.2, os coeficientes de Feret, k_7 e k_{28} , considerados neste trabalho, respectivamente, para as idades de 7 e 28 dias, de acordo com o procedimento indicado por Lourenço *et al.* [120].

O coeficiente de redução de resistência, C_f , intrínseco aos tipos e dosagens dos agregados leves usados em cada mistura, pode ser determinado usando a expressão (3.5), obtida com base nas

correlações efectuadas (da Figura 3.1 à Figura 3.4), conjugando os coeficientes de cada um dos agregados leves.

$$C_f = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,20 \times 0,51^{\rho_{p0,i}^{2,9}} \right) \quad (3.5)$$

onde: $V_{abs,i}$ é a dosagem em volume absoluto (dm^3), de cada agregado leve i ; $\rho_{p0,i}$ é a massa volúmica das partículas (kg/dm^3) do agregado leve i ; n é o número de diferentes tipos de agregados leves da mistura.

Tabela 3.2 – Coeficientes de Feret (intervalos adoptados).

| Cimento | 42.5R | 42.5R | 42.5R | 42.5R | 42.5R | 42.5R | 52.5R | 52.5R | 52.5R |
|-----------------------|-------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-------|-------------|-------------|
| Adição | --- | Cinza volante | Cinza volante | Cinza volante | Sílica fumo | Sílica fumo | --- | Sílica fumo | Sílica fumo |
| Percentagem de adição | 0% | 10% | 20% | 30% | 5% | 10% | 0% | 5% | 10% |
| k ₇ | 290 | 230 | 220 | 200 | 300 | 290 | 310 | 310 | 300 |
| | a | a | a | a | a | a | a | a | a |
| K ₂₈ | 320 | 260 | 240 | 220 | 320 | 310 | 340 | 340 | 330 |
| | 330 | 300 | 280 | 260 | 350 | 340 | 350 | 360 | 350 |
| | a | a | a | a | a | a | a | a | a |
| | 360 | 320 | 300 | 280 | 380 | 370 | 380 | 400 | 390 |

A previsão do módulo de elasticidade, E_{lfp} , é efectuada por uma análise semelhante, expressão (3.6), considerando inicialmente o módulo de elasticidade de um betão de densidade normal, E_c , com igual matriz ligante e com granulometria equivalente, multiplicado por dois coeficientes: C_E , considerando as propriedades intrínsecas dos agregados leves; e C_S , considerando a influência da consistência do betão.

$$E_{lfp} = E_c \times C_E \times C_S \quad (3.6)$$

O valor de E_c é determinado de acordo com a expressão (3.7), definida pelo EC2 [140], onde f_{cm} é equivalente à resistência da matriz ligante f_{lp} .

$$E_c (GPa) = 22 \times \left(\frac{f_{cm} (MPa)}{10} \right)^{0,3} \quad (3.7)$$

O coeficiente de redução de rigidez, C_E , a considerar para misturas com um ou mais tipos de agregados leves, deve ser calculado pela expressão (3.8), a qual resultou da análise conjugada das correlações apresentadas da Figura 3.5 à Figura 3.7.

$$C_E = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,23 \times 0,63^{\rho_{p0}^{2,9}} \right) \quad (3.8)$$

A correcção efectuada através do coeficiente de consistência, C_s , também foi assumida para prever o módulo de elasticidade. Com base nos resultados obtidos por Costa [35], foram considerados, para as classes de consistência S3 a S5, os valores indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Coeficientes de consistência, C_s .

| Classe de consistência | S3 | S4 | S5 |
|------------------------|-----|-----|------|
| Coeficiente C_s | 1,1 | 1,0 | 0,85 |

3.3.7. Dosagens finais dos constituintes

Após o ajuste das propriedades previstas às especificadas, através dos parâmetros definidos neste método, determinam-se as dosagens finais de todos os constituintes, por m^3 de betão, conhecendo as respectivas proporções volumétricas e massas volúmicas. Nesta etapa, os valores do teor de humidade, H_p , e da absorção dos agregados leves, A_N , devem ser correctamente controlados, uma vez que afectam, respectivamente, a dosagem de cada um dos agregados leves e a água de absorção. Efectuando este controle, existe uma maior garantia de cumprimento das especificações do BEAL.

3.3.8. Validação da mistura

São realizados ensaios para caracterizar as propriedades do BEAL no estado fresco e no estado endurecido, comparando os resultados com as propriedades especificadas, antes da produção do betão, para validação da mistura definida. Caso não cumpra a especificação, devem ser efectuadas as devidas correcções até que esta seja garantida.

3.4. Misturas experimentais

Com o novo método de composição de BEAL é possível adoptar uma mistura combinada de vários agregados leves com os agregados de densidade normal, resultando num aumento significativo das possíveis combinações. Este aumento proporciona o alargamento do intervalo de aligeiramento, permitindo um melhor ajuste à densidade pretendida. Apresenta-se na Figura 3.11, o espectro de densidade para vários tipos de agregados leves grossos combinados com areia leve e/ou com areia de densidade normal. Para cada combinação, a densidade do BEAL pode ser ajustada, corrigindo a proporção de agregados na mistura. Esta correcção pode ser feita através do ajuste dos parâmetros da curva de referência, variando a relação g/f e usando as proporções relativas de pré-mistura tanto para os agregados grossos como para os agregados

finos. Apesar de terem sido previamente analisadas 12 tipologias (com designações alfabéticas de A a L), através das combinações dos diversos agregados grossos e finos, apresentam-se apenas as seleccionadas nessa fase do estudo.

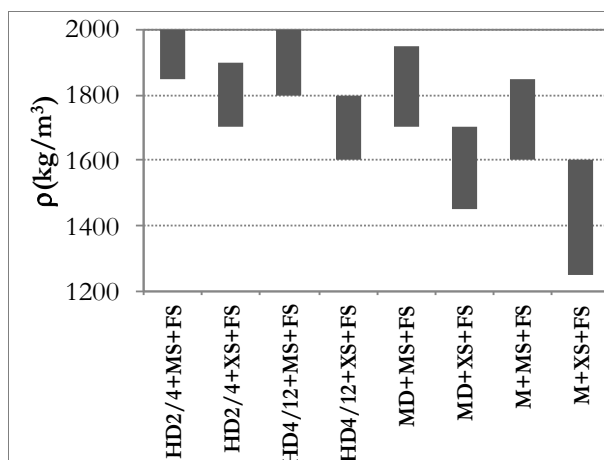


Figura 3.11 – Espectro de densidade, do BEAL, para várias combinações de agregados.

Com base na maioria das combinações de agregados apresentados, escolheram-se seis das tipologias (B, D, E, C, F e H). Para cada uma, fixou-se a densidade e estudaram-se as correspondentes composições, variando: a dosagem de ligante - 500, 425 e 350 kg de cimento CEM II/A-L 42,5R por m³ de betão - com uma adição de 5% de sílica de fumo; e a consistência do betão, considerando três classes - S3, S4 e S5. Nestes betões, usou-se o superplastificante Viscocrete[®] 20 HE, com uma dosagem de 2% da massa de cimento.

Além dessas tipologias, estudou-se a composição para três misturas de BEAL (HC1.9, HC1.7 e HC1.5), com a mesma matriz ligante, embora com densidades diferentes, enquadradas nos objectivos do Capítulo 7. A matriz destes betões foi definida para uma classe de consistência S4, utilizando os seguintes ligantes: cimento CEM II/A-L 42,5R, com a dosagem de 420 kg/m³ de betão; e adição de 20% de cinza volante. A dosagem utilizada para o adjuvante foi de 1,5% da massa de cimento. A diferença de densidades foi conseguida através da escolha de diferentes combinações de agregados para cada mistura. Adaptou-se, inicialmente, para cada mistura de BEAL, a compacidade, a dosagem de água efectiva e o volume de ar da pasta, às propriedades pretendidas. Posteriormente, estes parâmetros foram combinados com os restantes, relativos ao conjunto dos agregados, com a relação g/f, as pré-misturas dos agregados finos e dos agregados grossos, com o objectivo de otimizar, simultaneamente, o ajuste granulométrico e a aproximação à densidade especificada. Os principais parâmetros de composição para as misturas apresentam-se na Tabela 3.4 e na Tabela 3.5.

Contudo, além da densidade, também a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a consistência do betão são afectados pelos parâmetros referidos. Com efeito, os agregados leves provocam uma redução de resistência e de rigidez no betão, intrínseca aos respectivos tipos e dosagens dos mesmos na mistura.

Tabela 3.4 – Parâmetros de composição dos BEAL.

| BEAL | | Densidade | Cimento (kg/m^3) | Classe de consistência | Compacidade σ | Ar (%) | A/C |
|------|---------|-----------|-------------------------|---------------------------|-------------------------|-----------|------|
| Tipo | Desig. | | | | | | |
| B | B500.S5 | 2,0 | 500 | S5 | 0,800 | 2,5 | 0,33 |
| | B500 | | 500 | S4 | 0,815 | 2,5 | 0,30 |
| | B425.S5 | | 425 | S5 | 0,810 | 2,5 | 0,37 |
| | B425 | | 425 | S4 | 0,825 | 2,5 | 0,33 |
| D | D425 | 1,85 | 425 | S3/S4 | 0,830 | 2,0 | 0,33 |
| E | E500.S5 | 1,8 | 500 | S5 | 0,800 | 2,5 | 0,33 |
| | E425.S5 | | 425 | S5 | 0,810 | 2,5 | 0,37 |
| | E425 | | 425 | S4 | 0,825 | 2,5 | 0,33 |
| C | C500.S5 | 1,8 | 500 | S5 | 0,800 | 2,0 | 0,34 |
| | C500 | | 500 | S3/S4 | 0,820 | 2,0 | 0,30 |
| | C425 | | 425 | S3/S4 | 0,830 | 2,0 | 0,33 |
| | C350 | | 350 | S3/S4 | 0,840 | 2,0 | 0,38 |
| F | F500.S5 | 1,6 | 500 | S5 | 0,800 | 2,0 | 0,34 |
| | F500 | | 500 | S3/S4 | 0,820 | 2,0 | 0,30 |
| | F425 | | 425 | S3/S4 | 0,830 | 2,0 | 0,33 |
| | F350 | | 350 | S3/S4 | 0,840 | 2,0 | 0,38 |
| H | H350 | 1,4 | 350 | S3/S4 | 0,840 | 2,0 | 0,38 |
| HC | HC1.9 | 1,9 | 420 | S4 | 0,835 | 2,0 | 0,33 |
| | HC1.7 | 1,7 | 420 | S4 | 0,835 | 2,0 | 0,33 |
| | HC1.5 | 1,5 | 420 | S4 | 0,835 | 2,0 | 0,33 |

Porém, a resistência do BEAL pode ser igualmente ajustada através, não só dos parâmetros referidos, mas também dos seguintes: tipo e dosagem dos ligantes e do adjuvante, compacidade e consistência, sendo estas afectadas pela relação A/L . Portanto, estes parâmetros devem ser ponderados no enquadramento das especificações definidas, efectuando as opções racionais que permitam a obtenção do betão com as propriedades desejadas e com o menor custo possível.

Tabela 3.5 – Dosagens volumétricas dos agregados em cada mistura de BEAL.

| BEAL | Agregados (dosagens em dm^3/m^3) | | | | | | | |
|---------|-------------------------------------|---------------------|---------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | HD2/4 | HD4/12 _A | HD4/12 _B | MD | M | XS | MS | FS |
| B500.S5 | 311 | - | - | - | - | - | 191 | 127 |
| B500 | 320 | - | - | - | - | - | 194 | 130 |
| B425.S5 | 309 | - | - | - | - | - | 214 | 142 |
| B425 | 325 | - | - | - | - | - | 213 | 142 |
| D425 | - | - | - | 317 | - | - | 368 | - |
| E500.S5 | 329 | - | - | - | - | 120 | - | 181 |
| E425.S5 | 338 | - | - | - | - | 115 | - | 213 |
| E425 | 354 | - | - | - | - | 114 | - | 212 |
| C500.S5 | - | 402 | - | - | - | - | 182 | 46 |
| C500 | - | 423 | - | - | - | - | 170 | 57 |
| C425 | - | 426 | - | - | - | - | 168 | 91 |
| C350 | - | 431 | - | - | - | - | 160 | 131 |
| F500.S5 | - | 415 | - | - | - | 118 | - | 97 |
| F500 | - | 423 | - | - | - | 136 | - | 91 |
| F425 | - | 426 | - | - | - | 135 | - | 124 |
| F350 | - | 429 | - | - | - | 131 | - | 160 |
| H350 | - | - | - | - | 439 | 98 | - | 183 |
| HC1.9 | 86 | - | 344 | - | - | - | 165 | 71 |
| HC1.7 | 87 | - | 348 | - | - | 127 | - | 104 |
| HC1.5 | 83 | - | - | 332 | - | 150 | - | 100 |

Após a aplicação dos procedimentos definidos na metodologia de composição às misturas de BEAL consideradas, resultam as respectivas previsões para a resistência à compressão e para o módulo de elasticidade das matrizes da pasta ligante, f_{lp} e E_c , e do betão, f_{lp} e E_{lp} . Os correspondentes valores obtidos são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Propriedades mecânicas previstas, relativas às matrizes da pasta ligante e do betão.

| BEAL | Resistência à compressão | | | Módulo de elasticidade | | | |
|---------|--------------------------|-------|-------------------|------------------------|-------|-------|-------------------|
| | f_{bp} (MPa) | C_f | f_{lp} (MPa) | E_c (GPa) | C_E | C_S | E_{lp} (GPa) |
| B500.S5 | 80 | 0,86 | 69 | 39 | 0,75 | 0,85 | 24,9 |
| B500 | 87 | 0,86 | 75 | 40 | 0,75 | 1,00 | 29,8 |
| B425.S5 | 71 | 0,86 | 61 | 37 | 0,75 | 0,85 | 24,0 |
| B425 | 76 | 0,85 | 66 | 38 | 0,74 | 1,00 | 28,4 |
| D425 | 79 | 0,60 | 47 | 39 | 0,49 | 1,10 | 21,0 |
| E500.S5 | 80 | 0,75 | 60 | 39 | 0,62 | 0,85 | 20,4 |
| E425.S5 | 71 | 0,75 | 53 | 37 | 0,62 | 0,85 | 19,7 |
| E425 | 76 | 0,74 | 57 | 38 | 0,61 | 1,00 | 23,3 |
| C500.S5 | 79 | 0,67 | 53 | 38 | 0,51 | 0,85 | 16,6 |
| C500 | 89 | 0,65 | 58 | 40 | 0,48 | 1,10 | 21,2 |
| C425 | 79 | 0,65 | 51 | 39 | 0,48 | 1,10 | 20,3 |
| C350 | 69 | 0,64 | 44 | 37 | 0,47 | 1,10 | 19,2 |
| F500.S5 | 79 | 0,58 | 46 | 38 | 0,41 | 0,85 | 13,5 |
| F500 | 89 | 0,56 | 50 | 40 | 0,39 | 1,10 | 17,3 |
| F425 | 79 | 0,56 | 44 | 39 | 0,39 | 1,10 | 16,6 |
| F350 | 69 | 0,56 | 39 | 37 | 0,39 | 1,10 | 15,9 |
| H350 | 69 | 0,34 | 24 | 37 | 0,26 | 1,10 | 10,6 |
| HC1.9 | 90 | 0,84 | 76 | 40 | 0,71 | 1,00 | 28,5 |
| HC1.7 | 90 | 0,74 | 66 | 40 | 0,58 | 1,00 | 23,5 |
| HC1.5 | 90 | 0,49 | 44 | 40 | 0,35 | 1,00 | 14,1 |

4. Betões Estruturais de Agregados Leves com Requisitos Especiais

A vontade de levar ao limite os BEAL, tanto no que respeita ao seu comportamento reológico no estado fresco, como no que respeita às suas propriedades mecânicas e diferidas, no estado endurecido, motivou o estudo de BEAL com requisitos especiais. Assim, foram definidos três tipos de BEAL a estudar, não só em termos de composição, mas também relativamente à caracterização das suas propriedades: (i) BEAL auto-compactáveis; (ii) BEAL auto-compactáveis e reforçados com fibras de aço; (iii) BEAL com ligante activado alcalinamente.

4.1. BEAL auto-compactáveis

Com o novo método de composição anteriormente apresentado é possível definir um vasto intervalo de soluções de BEAL, combinando a densidade e a resistência pretendidas. Em função da densidade especificada, geralmente entre 1,2 e 2,0, é possível produzir betões com resistência à compressão de 15 a 90 *MPa*. Para determinada densidade, a resistência mecânica pode ser ajustada ao valor pretendido através da escolha adequada dos constituintes e dos parâmetros da composição.

Por outro lado, os métodos desenvolvidos para a composição de betão auto-compactável (BAC) baseiam-se no estudo de proporções volumétricas adequadas à auto-compactabilidade do betão e à elevada deformabilidade da matriz de argamassa [145, 173]. A elevada trabalhabilidade do betão no estado fresco, bem como a sua capacidade de escoamento e de enchimento, são avaliadas através dos parâmetros de fluidez e viscosidade, de capacidade de passagem e de resistência à segregação. Na composição de BAC, são utilizadas, geralmente, proporções volumétricas que garantem elevados volumes, tanto da pasta ligante como da matriz de argamassa, e que asseguram a trabalhabilidade e o comportamento reológico adequados [14, 134, 166]. Essas proporções são

essencialmente as seguintes: volume de agregados grossos/volume dos constituintes sólidos, ag/vs ; volume de agregados finos/volume de argamassa, af/va ; volume de água/volume de ligante, a/l .

No sentido de conjugar as propriedades e as vantagens do BEAL e do BAC, desenvolveu-se uma metodologia de composição de betão estrutural de agregados leves auto-compactável (BEALAC). Esta baseia-se na metodologia já desenvolvida, com elevada fiabilidade, para os BEAL [37, 120], adequando os valores dos parâmetros de proporções volumétricas otimizados para os BAC.

As diferentes abordagens na composição do BEALAC baseiam-se, geralmente, no conceito de optimização da compactidade [51, 103], com a substituição dos agregados grossos correntes por agregados leves. Nestas condições, tem-se comprovado em diversos estudos [30, 93, 103, 179, 191], bom desempenho de auto-compactabilidade, bem como no que respeita às propriedades mecânicas, embora esta dependa bastante da resistência da matriz ligante e dos agregados leves utilizados. Ainda assim, os estudos efectuados consideram apenas uma classe de agregados leves grossos, sendo a densidade condicionada por essa opção.

À semelhança dos BEAL, as propriedades no estado endurecido dos BEALAC dependem dos parâmetros da matriz ligante, bem como dos respectivos parâmetros dos agregados leves [30, 41 93, 179]. No estado fresco, é possível obter um bom desempenho reológico, principalmente quando se usam agregados leves de maior densidade e resistência [30, 191]. Os BEALAC assim resultantes possuem diversas vantagens conjugadas, económicas e de desempenho estrutural, nomeadamente: redução da massa volúmica; elevada resistência; elevada durabilidade; redução das deformações por retracção e por fluência; redução de custos de compactação; melhoria do acabamento das superfícies.

4.1.1. Materiais

A produção de BEALAC consiste, à semelhança de BEAL, na mistura do ligante com o conjunto de agregados finos, leves e/ou de densidade normal, e agregados grossos, geralmente leves, numa proporção optimizada de acordo com os parâmetros do BAC e com o ajuste à curva granulométrica de referência de Faury. A dosagem de água adicionada deve ser adequada à hidratação do ligante, garantindo simultaneamente a capacidade de escoamento e a auto-compactabilidade desejadas, tendo em conta os adjuvantes adoptados.

O material ligante utilizado no BEALAC é o cimento e, frequentemente, uma ou duas adições, sendo uma delas, habitualmente, fíler calcário. A escolha do tipo de cimento e do tipo de adições, bem como as suas dosagens, para a composição do BEALAC, depende das propriedades

especificadas, sendo função da resistência à compressão pretendida para a matriz ligante, conjugada com a redução de resistência intrínseca aos agregados leves. Os adjuvantes essenciais à produção do BEAL e do BAC, de elevado desempenho, são os superplastificantes, geralmente à base de policarboxilatos, os quais permitem a redução da dosagem de água melhorando a resistência, e os agentes de coesão, incrementadores de viscosidade, evitando a segregação e garantindo a homogeneidade do betão [120, 173]. Os agregados adoptados nas diferentes composições de BEALAC foram essencialmente os mesmos que se utilizaram nas misturas de BEAL: agregados leves (HD2/4, HD4/12_B, HD4/12_C, MD, XS); e areias (FS e MS).

4.1.2. Composição

A metodologia utilizada na composição dos BEALAC baseia-se no método desenvolvido para os BEAL [35, 37], adaptando os parâmetros da composição aos parâmetros volumétricos característicos dos BAC. Esta adaptação requer especial atenção na previsão da compacidade e na definição da matriz ligante, bem como na selecção e no ajuste granulométrico do conjunto dos agregados. Ao efectuar amassaduras preliminares, verificou-se que, apesar da elevada dosagem de ligante, consequentemente com maior necessidade de água, a compacidade destes betões pode ser bastante elevada. Este facto deve-se à eficiência do superplastificante, em dosagem média a elevada, associada à elevada esfericidade dos grãos dos agregados. Assim, é possível obter reduzidas relações A/L (da ordem de 0,25 a 0,30) e reduzido volume de ar na matriz ligante, cerca de $10 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ de betão (1% do volume de betão).

A quantificação da pasta ligante é efectuada conjugando as previsões da compacidade e do volume de ar na pasta com as dosagens dos ligantes e adjuvantes. A dosagem volumétrica do material ligante, optimizada para os BAC, é de aproximadamente $200 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ de betão [145]. Assim, a sua dosagem em massa varia, geralmente, entre 550 e 600 kg/m^3 de betão, dependendo da escolha dos ligantes, das suas massas volúmicas e das correspondentes proporções.

A escolha do conjunto dos agregados possibilita a identificação de um intervalo possível para a densidade, sendo o ajuste granulométrico da mistura dos agregados à curva de referência que permite obter as respectivas proporções volumétricas. Os parâmetros da curva de referência de Faury [76, 120] são aproximados de forma a obter as proporções volumétricas características do BAC [145] (principalmente as relações ag/vs e af/va , com valores entre 0,40 e 0,45), reduzindo a relação g/f . Contudo, o novo método proposto permite uma elevada flexibilidade de ajuste à densidade pretendida, não só pelos parâmetros de Faury, mas também pelas pré-misturas relativas dos agregados finos e dos agregados grossos.

4.1.3. Misturas experimentais

A escolha das misturas baseou-se, inicialmente, na selecção de um conjunto de BEALAC com diferentes densidades e resistências. Foram executadas amassaduras preliminares, usando cimento e cinzas volantes como ligante, enquadrando a selecção dos agregados, finos e grossos, em três densidades diferentes: 2,0; 1,85; 1,7. Quanto ao tipo de ligantes, e uma vez que as dosagens elevadas de cimento e de adições pozolânicas contribuem para um aumento significativo do custo de produção do BAC, podem usar-se dosagens correntes a moderadas de cimento, 300 a 400 kg/m^3 de betão, com uma ou mais adições mais económicas, como por exemplo o fíler calcário [120]. Contudo, quando se pretende obter misturas de BEALAC de elevado desempenho, e tendo em consideração a perda de resistência intrínseca aos agregados leves, é adequado encontrar uma solução ponderada entre o desempenho e o custo. Assim, foram estabelecidas as seguintes dosagens, por m^3 de betão, para os BEALAC produzidos: 400 kg de cimento CEM I 52,5R; 100 kg de adição de cinzas volantes; 100 kg de adição de fíler calcário. Com estas dosagens, foi efectuada uma mistura de BAC de densidade normal, para calibrar os coeficientes de Feret, e aferir a compacidade. Nas misturas de BEALAC, utilizou-se o superplastificante Viscocrete® 3002HE com uma dosagem elevada, de 1,8% da massa de cimento. Uma vez que foi definida, para cada uma das misturas de BEALAC, a massa volúmica seca em estufa, ρ , de 2000, 1850 e 1700 kg/m^3 , atribuíram-se, respectivamente, as designações L2.00, L1.85 e L1.70. A massa volúmica da composição do BEALAC no estado fresco foi ajustada, respectivamente, aos valores: 2015, 1865 e 1715 kg/m^3 . Neste ajuste, foram determinantes as proporções relativas das pré-misturas de agregados finos e de agregados grossos. As proporções volumétricas finais, de cada uma das misturas de BEALAC, representam-se na Figura 4.1.

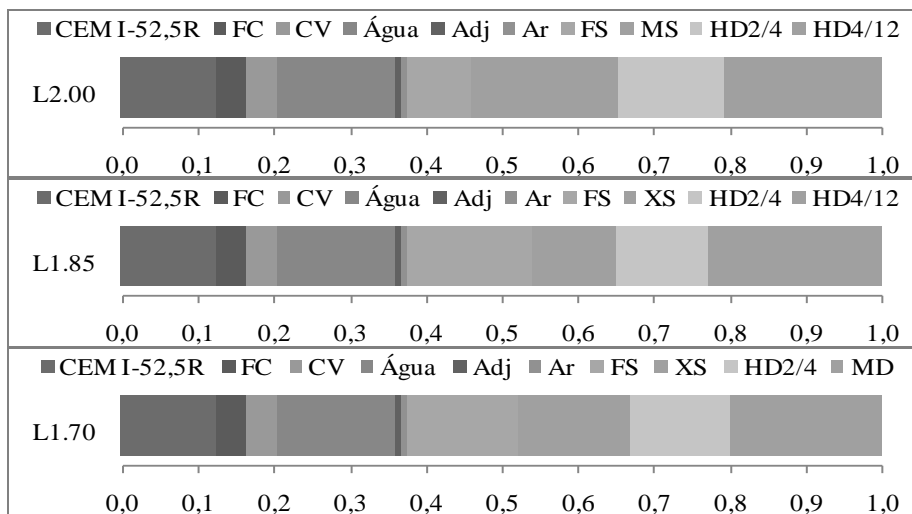


Figura 4.1 – Proporções volumétricas dos constituintes dos BEALAC.

Na Tabela 4.1 apresentam-se os principais parâmetros da matriz ligante usada nos BEALAC, sendo indicados na Tabela 4.2 os restantes parâmetros volumétricos e dosagens dos agregados, usados nas misturas.

Tabela 4.1 – Parâmetros da matriz ligante dos BEALAC.

| Cimento (kg/m^3) | Cinza volante (kg/m^3) | Fíler calcário (kg/m^3) | Compacidade σ | Ar (%) | A/C | A/L |
|-------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------|-----------|------|------|
| 400 | 100 | 100 | 0,83 | 1,0 | 0,39 | 0,26 |

Tabela 4.2 – Parâmetros e dosagens volumétricas dos agregados nos BEALAC.

| BEALAC | ag/vs | af/va | Agregados (dosagens em dm^3/m^3) | | | | | |
|--------|---------|---------|-------------------------------------|---------------------|-----|-----|-----|-----|
| | | | HD2/4 | HD4/12 _B | MD | XS | MS | FS |
| L2.00 | 0,42 | 0,42 | 140 | 210 | - | - | 178 | 96 |
| L1.85 | 0,42 | 0,42 | 122 | 227 | - | 109 | - | 164 |
| L1.70 | 0,40 | 0,44 | 132 | - | 198 | 146 | - | 146 |

A previsão da resistência à compressão, f_{lp} , e do módulo de elasticidade, E_{lp} , dos BEALAC foi efectuada utilizando o procedimento utilizado nos BEAL, sendo os correspondentes valores apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas previstas, relativas às matrizes dos BEALAC.

| BEALAC | Resistência à compressão | | | Módulo de elasticidade | | | |
|--------|--------------------------|-------|----------|------------------------|-------|-------|----------|
| | f_{bp} | C_f | f_{lp} | E_c | C_E | C_S | E_{lp} |
| | (MPa) | | (MPa) | (GPa) | | | (GPa) |
| L2.00 | 86 | 0,87 | 75 | 40 | 0,76 | 0,85 | 25,6 |
| L1.85 | 86 | 0,78 | 67 | 40 | 0,65 | 0,85 | 21,9 |
| L1.70 | 86 | 0,60 | 52 | 40 | 0,49 | 0,85 | 16,6 |

4.2. BEAL auto-compactáveis reforçados com fibras de aço

Nas últimas quatro décadas, têm sido realizados vários estudos com o objectivo de estudar as propriedades dos betões reforçados com fibras (BRF), tanto no estado fresco como no estado endurecido. Porém, foi nas recentes duas décadas que a investigação sobre o comportamento estrutural de elementos de BRF ganhou maior importância, embora o aumento contínuo das aplicações de BRF nas estruturas seja, ainda, limitado, face ao potencial deste material. Este facto deve-se essencialmente à falta de regras de dimensionamento para os elementos de BRF [147], presentes nos códigos. Assim, têm-se desenvolvido diversos estudos sobre uma das propriedades mecânicas mais influenciada pelo reforço com fibras nos elementos de betão, a resistência à tracção pós-fissuração. A capacidade de absorção de energia destes materiais e a sua resistência ao

impacto são igualmente propriedades beneficiadas com a adição de fibras, embora a resistência ao corte e o comportamento sob temperaturas elevadas também aumentem significativamente [13, 46, 92].

O principal objectivo do desenvolvimento de materiais compósitos reforçados com fibras tem sido a melhoria das propriedades mecânicas dos materiais de comportamento frágil, uma vez que estes não resistem, significativamente, a esforços de tracção. O betão é um material de matriz frágil que, quando não tem armaduras, ao ser submetido a tracção pura, sofre deformações elásticas até determinado ponto, seguindo-se as fases de microfissuração, microfissuração e fractura final. A inserção de fibras na matriz do betão altera as propriedades de deformação do material, essencialmente no regime pós-elástico. O tipo e a amplitude destas alterações dependem dos vários factores intervenientes, tais como [13, 62]: (i) a resistência da matriz; (ii) o tipo de fibra; (iii) as características de adesão da fibra à matriz, relacionadas essencialmente com a textura da superfície da fibra; (iv) a dosagem e orientação das fibras e; (v) a dimensão máxima do agregado.

O betão estrutural de agregados leves auto-compactável reforçado com fibras (BLACRF) permite combinar, simultaneamente, os benefícios dos betões leves, com os dos betões auto-compactáveis e ainda com os dos betões reforçados com fibras [42]. Alguns estudos realizados provaram que o aumento da dosagem de fibras no BLACRF aumenta a sua resistência à tracção e ductilidade, para diferentes tipos de agregados leves e diferentes tipos de fibras [11, 104, 131, 167]. No entanto, nestes estudos verificou-se uma influência pouco relevante da adição de fibras na resistência à compressão e no módulo de elasticidade dos betões produzidos. Como aspecto negativo, verificou-se uma perda de trabalhabilidade e de auto-compactabilidade com o aumento da dosagem das fibras.

4.2.1. Materiais

4.2.1.1. Matriz de betão

A escolha dos materiais a utilizar na matriz do betão reforçado com fibras é a que melhor se adequa às especificações do betão a produzir, à semelhança de qualquer outro betão de matriz cimentícia. O estudo do comportamento destes betões foi desenvolvido em colaboração com o trabalho de investigação de Esteves [62], integrado no programa da presente tese. Assim, no estudo e na produção dos betões, utilizaram-se os seguintes materiais para a matriz ligante: cimento CEM I 52.5R; sílica de fumo; fíler calcário; superplastificante Sika Viscocrete[®] 3002HE; água. Os agregados seleccionados para a composição dos betões foram: areia fina (FS); areia de Leca (XS); Leca HD2/4 e; Leca HD4/12_c.

4.2.1.2. Fibras

Actualmente existem vários tipos de fibras, desenvolvidas com diversas finalidades. As mais comuns, para fins estruturais, são as de aço ou, ainda, as poliméricas [13]. As fibras de aço, quando adicionadas à matriz de betão, inibem e dificultam a iniciação e propagação das fissuras, devido aos seus elevados módulo de elasticidade e resistência. Este comportamento resulta numa grande capacidade de redistribuição de tensões e de controlo da fissuração no betão, mesmo com reduzidas dosagens de fibras [83, 104, 131].

As principais propriedades mecânicas das fibras de aço são a resistência e a rigidez, enquanto os principais parâmetros geométricos são: (i) a esbelteza, ou factor de forma (razão entre o comprimento e o diâmetro); (ii) a sua percentagem na mistura, em volume, V_f , ou em massa, W_f ; e (iii) as características da textura da superfície.

De acordo com Barros [13], existem dois modos de rotura característicos das fibras: (i) rotura por cedência; e (ii) rotura por deslizamento, relativamente à matriz envolvente. Devem ser empregues fibras de alta resistência e de esbelteza suficientemente elevada, de modo a aumentar a resistência do betão, assim como para garantir que a rotura seja pela cedência das fibras. No entanto, a esbelteza e a percentagem de fibras devem ser limitadas, para que as propriedades do betão não sejam adversamente afectadas pela diminuição da trabalhabilidade da mistura. Não obstante, o modo de rotura dos betões por cedência das fibras inibe a principal vantagem do reforço das fibras, que é o significativo incremento da capacidade de absorção de energia do material. Perante estes factos, a esbelteza das fibras não deve ultrapassar o valor de 100 e a percentagem de fibras de aço não deve exceder os 3% [13].

A eficiência das fibras de aço é garantida quando estas são embebidas num betão com uma matriz de elevada qualidade, resultando no aumento significativo da ductilidade da mesma. Recentemente têm sido desenvolvidos diversos estudos sobre a adição de fibras ao betão auto-compactável, com o objectivo de conferir uma ductilidade elevada ao material no estado endurecido. Esta solução cria um desafio suplementar no estudo do betão, uma vez que, para assegurar os requisitos da auto-compactabilidade, é necessário considerar o efeito das fibras na perturbação do fluxo do betão no estado fresco [13, 83]. Este desafio é de elevada dificuldade, pois depende não só dos parâmetros de composição da matriz de betão, mas também, e sobretudo, dos parâmetros e dosagem das fibras.

Assim, e uma vez que o objectivo na selecção das fibras para a produção dos betões do presente estudo, foi o seu elevado desempenho, optou-se por utilizar fibras de aço. Apesar de existirem variadas formas, secções e parâmetros geométricos, foram utilizadas as fibras com a designação

comercial Dramix® RC-80/30-BP. Estas fibras apresentam-se com as extremidades dobradas, de modo a garantir uma elevada eficiência em termos de ancoragem das mesmas na matriz do betão (Figura 4.2).

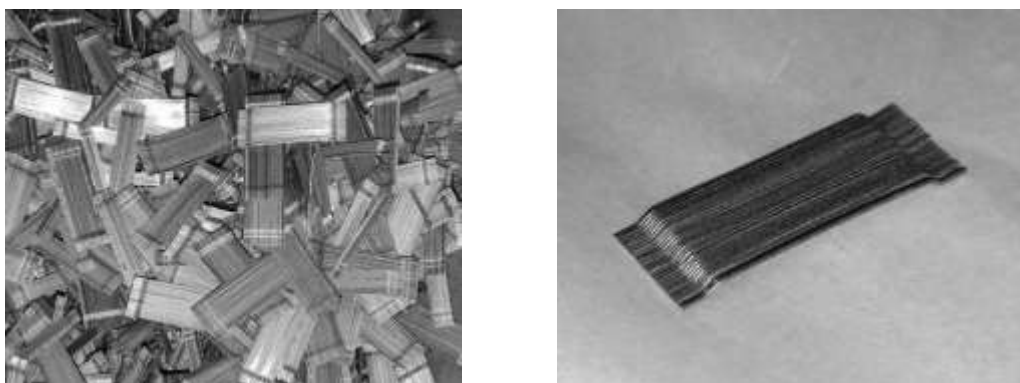


Figura 4.2 – Amostra das fibras de aço Dramix® RC-80/30-BP.

As fibras foram seleccionadas em função dos seguintes critérios: (i) máxima dimensão dos agregados, tendo sido escolhidas fibras com 30 *mm* de comprimento; (ii) desempenho pretendido, apresentando elevado teor de carbono e extremidades dobradas, para uma amarração mais eficiente [47] e; (iii) dispersão pretendida na matriz, sendo escolhido um índice de forma elevado, igual a 80, e com reduzido diâmetro, aumentando a densidade de dispersão de fibras na matriz.

4.2.2. Composição

O estudo de composição dos BLACRF foi efectuado definindo, inicialmente, uma mistura de BEALAC, sendo esta usada como base para incorporar diferentes percentagens volumétricas de fibras, constituindo assim diferentes misturas. A incorporação da dosagem volumétrica de fibras, V_f na mistura de referência, foi efectuada com o estudo inicial da mistura de referência, incorporando-se, posteriormente, a dosagem volumétrica de fibras, V_f afectando os restantes constituintes da percentagem complementar à dosagem considerada. A composição da mistura de base foi estudada seguindo os parâmetros balizados pelos valores que são considerados adequados ao BAC, já mencionados em 4.1.2.

4.2.3. Misturas experimentais

Para o material ligante seleccionou-se o cimento CEM I 52,5R, com uma dosagem de 460 *kg/m*³ de betão, e adições de sílica de fumo e fíler calcário, com dosagens de 5% e 30%, respectivamente, da massa de cimento. Usou-se ainda uma dosagem de superplastificante de 2% da massa de cimento. Os parâmetros da matriz ligante foram ajustados aos valores já referidos como adequados ao BAC, sendo os restantes parâmetros volumétricos, bem como as correspondentes dosagens dos agregados usados nas misturas, apresentados, respectivamente, na

Tabela 4.4 e na Tabela 4.5, para a mistura de base. A massa volúmica desta mistura foi ajustada ao valor de 1900 kg/m^3 de betão, sendo designada de L1.9_0.00. Assim, nas restantes misturas, à medida que se aumentou a dosagem de fibras incorporadas, resultaram valores de massa volúmica gradualmente superiores a este, embora sem exceder 2000 kg/m^3 .

Tabela 4.4 – Parâmetros da matriz ligante do betão L1.9_0.00.

| Cimento (kg/m^3) | Sílica de fumo (kg/m^3) | Fíler calcário (kg/m^3) | Compacidade σ | Ar (%) | A/C | A/L |
|--------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|-----------|------|------|
| 460 | 23 | 138 | 0,835 | 1,0 | 0,32 | 0,24 |

Tabela 4.5 – Parâmetros e dosagens volumétricas dos agregados no betão L1.9_0.00.

| Betão | ag/vs | af/va | Agregados (dosagens em dm^3/m^3) | | | |
|-----------|---------|---------|---|---------------------|----|-----|
| | | | HD2/4 | HD4/12 _C | XS | MS |
| L1.9_0.00 | 0,37 | 0,47 | 76 | 229 | 81 | 243 |

A previsão da resistência à compressão, f_{lp} , e do módulo de elasticidade, E_{lp} , do betão L1.9_0.00, obtidas pelo procedimento indicado na metodologia de composição, apresenta-se na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas previstas, relativas à matriz do betão L1.9_0.00.

| Betão | Resistência à compressão | | | Módulo de elasticidade | | | |
|-----------|--------------------------|-------|-------------------|------------------------|-------|-------|-------------------|
| | f_{lp} (MPa) | C_f | f_{lp} (MPa) | E_c (GPa) | C_E | C_S | E_{lp} (GPa) |
| L1.9_0.00 | 82 | 0,76 | 62 | 39 | 0,64 | 0,85 | 21,5 |

A composição dos BLACRF resultou, como foi referido, da mistura de referência, L1.9_0.00, sem fibras. Com base neste betão de referência, produziram-se três misturas de BLACRF, introduzindo diferentes dosagens volumétricas de fibras de aço, V_f (0,25%, 0,50% e 1,00%), designadas, respectivamente, por L1.9_0.25, L1.9_0.50 e L1.9_1.00. Considerando esses valores, para o volume de fibras na matriz de cada uma das misturas, as dosagens dos restantes constituintes foram obtidas corrigindo as correspondentes dosagens na mistura L1.9_0.00 com os respectivos valores da percentagem complementar.

4.3. BEAL com ligante activado alcalinamente

O estudo dos betões de ligantes activados alcalinamente (BLAA) representa um importante investimento científico no desenvolvimento de materiais cimentícios eco-eficientes, i.e., enquadrados numa lógica de construção sustentável. Uma vez que o fabrico do cimento *Portland* (CP) é responsável por uma elevada emissão de gases que agravam o efeito de estufa, o grande objectivo da construção em betão neste contexto é reduzir o seu impacte ecológico, substituindo

total ou parcialmente o CP por alternativas mais eficientes em termos de impacto ambiental assegurando, simultaneamente, a eficiência em termos de resistência e de durabilidade [82, 148, 150]. O ligante activado alcalinamente (LAA) é conseguido à custa de um ligante base, geralmente um resíduo (ou subproduto) industrial, activado através de uma solução básica. De referir que qualquer resíduo com sílica e alumina reactivas, na proporção certa, pode ser usado com este fim. Quanto à solução básica, é obtida pela mistura de água com um activador alcalino, geralmente hidróxido de sódio e/ou silicato de sódio, podendo igualmente ser usados outros produtos [127, 150, 193].

Os subprodutos mais usados como ligante base são escórias de alto-forno (EAF) e/ou cinzas volantes (CV). Este material substitui, maioritariamente, o volume de cimento nas misturas de BLAA, obtendo-se assim um ligante com menor custo de produção e reduzido impacto ambiental. Como contrapartida, a produção do activador alcalino resulta, isoladamente, na emissão de elevada quantidade de CO₂ para a atmosfera. Contudo, atendendo às reduzidas proporções em que os activadores são aplicados nas misturas de betão, o LAA tem um impacto ambiental incomparavelmente menor do que o CP. Além destas vantagens, o betão produzido com LAA, em detrimento do CP, possui maior durabilidade [110, 150, 192]. Shi *et al.* [169] e Bakharev *et al.* [10] concluíram que as EAF activadas alcalinamente apresentam uma resistência superior aos ligantes de CP, em ambientes de elevada agressividade. Este facto deve-se, essencialmente à menor porosidade do produto que resulta do LAA. Palomo *et al.* [150] concluíram que as condições de cura têm uma elevada influência no desenvolvimento da resistência de misturas com LAA, sendo mais eficiente efectuar a cura a uma temperatura entre 60 e 90 °C, para melhor desenvolver a resistência da matriz ligante.

Estudos desenvolvidos por vários investigadores [6, 101, 127, 193] permitiram produzir e caracterizar misturas de betão estrutural de agregados leves activado alcalinamente (BEALAA), utilizando diferentes ligantes de base e diferentes activadores; concluíram que a incorporação de agregados leves na matriz do LAA permite reduzir a densidade, com bom desempenho das propriedades mecânicas, comparativamente ao desempenho da matriz ligante com agregados de densidade normal.

Associar as vantagens em termos de sustentabilidade e durabilidade do LAA às vantagens proporcionadas pela incorporação dos agregados leves, foi o objecto de um estudo realizado por Martins [126], integrado no programa da presente tese; neste contexto, desenvolveram-se e caracterizaram-se várias misturas de BEALAA.

4.3.1. Materiais da pasta ligante activada alcalinamente

O estudo dos LAA foi iniciado por Feret, no final da década de 1930, e seguido por Purdon [155] na década de 1940, sendo crescente o interesse por este material, principalmente por questões ambientais e de durabilidade. Davidovits, em 1979, foi o primeiro investigador a estudar os ligantes utilizados nas grandes obras egípcias e romanas, tendo concluído serem compostos por alumino-silicatos cálcicos hidratados [49]. Verificou ainda que a composição desses ligantes é semelhante à do CP, e com fases cristalinas do tipo analcite (rocha natural existente na crosta terrestre), o que poderia explicar a durabilidade daqueles ligantes [126]. Durante o final da década de 1970, Davidovits conduziu estudos e registou patentes de ligantes obtidos através da activação do metacaulino, tendo inclusivamente introduzido a denominação comercial “geopolímero”, e foi o principal responsável pelo grande desenvolvimento dos LAA [49, 126].

4.3.1.1. Ligantes de base

O tipo e a origem dos ligantes de base adoptados influenciam os produtos de reacção e, conseqüentemente, as suas propriedades mecânicas, físicas e químicas. A sua composição química revela-se decisiva na eficiência das misturas de BLAA, sendo muito importante que estes ligantes tenham sílica (Si) e alumina (Al), reactivos, e uma relação Si/Al de valor próximo de 2,0 [150, 194]. Os ligantes de base, geralmente seleccionados para o estudo dos LAA, são as CV e as EAF, por terem as propriedades químicas frequentemente adequadas à reacção pretendida e por serem produzidos em quantidades elevadas [110, 174, 192]. No entanto, nos estudos efectuados em LAA podem ser usados vários produtos, ou subprodutos, desde que apresentem na sua composição química alumino-silicatos reactivos, como por exemplo [126]: argilas cauliníticas; cinzas volantes; escórias de alto-forno; metacaulino; mistura de cinzas e escórias.

4.3.1.2. Activadores alcalinos

Os activadores são adicionados a um dos ligantes base e representam uma solução altamente alcalina, podendo aplicar-se variados compostos químicos com estas características, nomeadamente: o hidróxido e/ou o silicato de sódio; o hidróxido e/ou o silicato de potássio; carbonatos, de sódio ou de potássio [127, 150, 149]. As propriedades e características dos produtos obtidos através dos LAA variam bastante de acordo com o tipo de ligante base utilizado, bem como do tipo de activador e sua dosagem. Isto deve-se à diferente composição química de cada composto mencionado, originando produtos de reacção com comportamentos mecânicos diferentes [126, 193]. Vários investigadores [49, 150, 192] concluíram que a relação Si/Al condiciona a resistência dos materiais obtidos por activação alcalina, constatando que o aumento dessa relação conduz a maiores valores de resistência mecânica. Yang *et al.* [193, 194],

concluem que as relações SiO_2/NaO_2 (óxido de sílica/óxido de sódio) e SiO_2/Al_2O_3 (óxido de sílica/óxido de alumínio), bem como a quantidade de cálcio, são responsáveis pela formação de gel de silicato de cálcio hidratado (*C-S-H*), na activação de EAF com solução de silicato de sódio; desenvolveram um índice de qualidade alcalis, Q_a , que relaciona a massa dos diferentes compostos químicos dos materiais de partida em função da massa do ligante. Contudo, Palomo *et al.* [150] defendem a relação Si/Al é o parâmetro que condiciona o nível de reactividade da sílica e da alumina, e não apenas a sua quantidade absoluta. Vários estudos indicam ainda que os activadores com silicatos na sua composição aumentam a resistência final, assim como a velocidade de endurecimento dos materiais produzidos. Assim, é frequente usar não apenas um tipo de activador, mas a mistura de um hidróxido com um silicato [56, 57, 106, 150].

4.3.1.3. Produtos de reacção

O produto de reacção obtido nos LAA é um material de fases amorfas e/ou cristalinas, cuja constituição depende, essencialmente, do tipo de ligante base [144]. No caso das EAF, o produto de reacção pode comparar-se ao do CP hidratado, já que apresenta na sua constituição *C-S-H*. Contudo, o produto resultante incorpora também moléculas tetraédricas de alumínio, podendo exhibir, igualmente, hidrocalcite, quando o magnésio faz parte da composição da EAF [23]. Criado *et al.* [45] concluíram que o processo de activação de CV e de metacaulino pode ser considerado uma zeolitização, em que o principal produto de reacção é um gel alumino-silicato alcalino.

4.3.2. Composição

A metodologia de composição adoptada foi a mesma que se desenvolveu para os BEAL, apresentada na Secção 3.3, em que as diferenças se prendem com os parâmetros associados à matriz da pasta ligante. Assim, produziram-se misturas preliminares de BEALAA no sentido de avaliar, quantificar e corrigir, essencialmente a compacidade do betão e o volume de ar na pasta ligante, para a consistência pretendida (S4). Concluiu-se com essas misturas que, embora não se tenha utilizado qualquer adjuvante, uma vez que os mais comuns são eficientes exclusivamente para ligantes de CP, a compacidade do betão atinge um valor bastante elevado, de cerca de 0,825. Além disso, o volume de ar é bastante reduzido, cerca de 10 *litros/m³* (1% do volume) provando a reduzida porosidade da matriz de LAA. Os valores destes parâmetros só são possíveis na produção de betão com CP, com recurso a uma dosagem média de um superplastificante e a uma elevada percentagem de finos, ligante e areia, à semelhança do BAC. Uma vez que a compacidade é elevada, a dosagem de água é bastante reduzida, o que se justifica, não só pela eficiência da

solução alcalina, mas também pelo baixo consumo de água (água de molhagem) da EAF, comparativamente ao CP. Os resultados obtidos por Martins [126], nas argamassas de LAA, permitiram estabelecer os coeficientes necessários à previsão da resistência da matriz ligante. Esses valores foram usados, inicialmente, na previsão da resistência da matriz de LAA e, posteriormente, na previsão da resistência final do BEALAA, quando afectados os valores pelos correspondentes coeficientes de redução de resistência, C_f . Uma vez que as estruturas formadas pela hidratação das EAF são semelhantes às do CP, sendo constituídas por gel *C-S-H*, será importante avaliar o seu efeito conjugado com os agregados leves nas misturas.

4.3.3. Misturas experimentais

No âmbito do trabalho realizado por Martins [126], realizado em colaboração com o presente trabalho e integrado nos objectivos da presente tese, foram estudadas e produzidas várias misturas de argamassa de LAA, variando os seguintes parâmetros: o tipo e a dosagem de ligante; o tipo e a concentração do activador na solução alcalina e; o tipo de agregados. Neste estudo concluiu-se que, dos activadores utilizados, hidróxido de sódio, silicato de sódio e hidróxido de potássio, foi com o último que se atingiram os valores mais elevados de resistência mecânica. Além disso, verificou-se ainda que a EAF apresentou um melhor desempenho em termos de resistência, comparativamente à CV.

Assim, na produção das misturas de BEALAA, desenvolvidas no presente estudo, utilizaram-se os seguintes produtos: a EAF como ligante base, por se ter verificado mais eficiente no aumento da resistência; o hidróxido de potássio como activador alcalino, por se ter revelado, igualmente, mais eficiente quanto ao aumento da resistência do LAA, onde o ligante base foi a EAF. Foi ainda considerada a adição de uma pequena percentagem de sílica de fumo, em algumas misturas, uma vez que se revelou bastante eficiente no trabalho de Martins [126].

A escolha das misturas dos BEALAA baseou-se, inicialmente, na selecção de um conjunto de BEALAA com diferentes densidades, variando a selecção do conjunto de agregados. Optou-se por associar dois tipos de conjunto de agregados finos (FS+MS e FS+XS) com dois tipos de conjunto de agregados grossos (HD2/4+HD4/12_B e HD2/4+MD), resultando em 4 tipos diferentes de mistura (LA_A, LA_B, LA_C e LA_D), apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Tipos de BEALAA.

| Conjunto de agregados grossos | Conjunto de agregados finos | |
|-------------------------------|-----------------------------|---------|
| | FS + MS | FS + XS |
| HD2/4 + HD4/12 _B | LA_A | LA_B |
| HD2/4 + MD | LA_C | LA_D |

A dosagem de EAF, definida para todos os BEALAA, foi de 350 kg/m^3 de betão, sendo a dosagem de hidróxido de potássio (KOH) de 10% da massa de EAF, dissolvida na água efectiva da mistura. Uma vez que a sílica de fumo (SF) se revelou eficiente no estudo efectuado por Martins [126], no aumento da resistência das argamassas de LAA, produziram-se os 4 tipos de BEALAA com adição de SF, numa dosagem igual a 5% em massa da dosagem da EAF. Foram ainda produzidos os betões LA_A e LA_B, sem a adição de SF, totalizando-se assim 6 misturas de BEALAA (Tabela 4.8). No ajuste da densidade pretendida, para cada tipo de betão, foram determinantes as proporções relativas das pré-misturas de agregados finos e de agregados grossos. Na Tabela 4.8 apresentam-se os principais parâmetros da matriz ligante usada nos BEALAA, sendo as dosagens volumétricas dos agregados indicados na Tabela 4.9.

Tabela 4.8 – Parâmetros de composição dos BEALAA.

| BEALAA (Design.) | EAF (kg/m^3) | SF (kg/m^3) | KOH (kg/m^3) | σ | Ar (%) | Água ef. (dm^3/m^3) | Classe consist. | ρ (kg/dm^3) |
|---------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|----------|-----------|--|--------------------|--------------------------------|
| LA_A1 | 350 | 17,5 | 35 | 0,825 | 1,0 | 165 | S4 | 1,85 |
| LA_B1 | 350 | 17,5 | 35 | 0,825 | 1,0 | 165 | S4 | 1,70 |
| LA_C1 | 350 | 17,5 | 35 | 0,825 | 1,0 | 165 | S4 | 1,70 |
| LA_D1 | 350 | 17,5 | 35 | 0,825 | 1,0 | 165 | S4 | 1,50 |
| LA_A2 | 350 | 0,0 | 35 | 0,825 | 1,0 | 165 | S4 | 1,85 |
| LA_B2 | 350 | 0,0 | 35 | 0,825 | 1,0 | 165 | S4 | 1,70 |

Tabela 4.9 – Dosagens volumétricas dos agregados nos BEALAA.

| BEALAA | Agregados (dosagens em dm^3/m^3) | | | | | |
|--------|---|---------------------|-----|-----|-----|-----|
| | HD2/4 | HD4/12 _B | MD | XS | MS | FS |
| LA_A1 | 90 | 362 | - | - | 139 | 91 |
| LA_B1 | 91 | 365 | - | 101 | - | 123 |
| LA_C1 | 82 | - | 328 | - | 162 | 108 |
| LA_D1 | 87 | - | 350 | 121 | - | 121 |
| LA_A2 | 90 | 360 | - | - | 143 | 95 |
| LA_B2 | 91 | 364 | - | 105 | - | 128 |

A previsão da resistência à compressão, f_{lp} , e do módulo de elasticidade, E_{lp} , do BEALAA foi efectuada utilizando o procedimento utilizado no BEAL, sendo apresentada na Tabela 4.10. A previsão da resistência da matriz ligante, f_{lp} , baseou-se nos resultados obtidos nas argamassas de LAA [126].

Tabela 4.10 – Propriedades mecânicas previstas, relativas à matriz dos BEALAA.

| BEALAA | Resistência à compressão | | | Módulo de elasticidade | | | |
|--------|--------------------------|-------|-------------------|------------------------|-------|-------|-------------------|
| | f_{bp} (MPa) | C_f | f_{lp} (MPa) | E_c (GPa) | C_E | C_S | E_{lp} (GPa) |
| LA_A1 | 37 | 0,83 | 31 | 31 | 0,68 | 1,0 | 21,0 |
| LA_B1 | 37 | 0,75 | 28 | 31 | 0,57 | 1,0 | 17,6 |
| LA_C1 | 37 | 0,55 | 21 | 31 | 0,39 | 1,0 | 12,0 |
| LA_D1 | 37 | 0,46 | 18 | 31 | 0,30 | 1,0 | 9,3 |
| LA_A2 | 30 | 0,83 | 25 | 29 | 0,68 | 1,0 | 19,7 |
| LA_B2 | 30 | 0,74 | 22 | 29 | 0,57 | 1,0 | 16,5 |

5. Propriedades Reológicas, Físicas e Mecânicas dos BEAL

No presente capítulo apresenta-se, não só a revisão bibliográfica, mas também a caracterização experimental e a análise dos resultados, relativos às propriedades físicas e mecânicas dos betões estudados nos Capítulos 3 e 4. Destas, salientam-se essencialmente a trabalhabilidade e a reologia no estado fresco, além do teor de ar e das propriedades no estado endurecido: densidade, resistências mecânicas e módulo de elasticidade.

5.1. Revisão bibliográfica

5.1.1. Consistência e auto-compactabilidade

A trabalhabilidade do betão leve pode ser medida através de vários ensaios normalizados para a classificação da sua consistência [120]: *compaction test*; *slump test*; *vebe test*. O mais comum é o ensaio de abaixamento - *slump test* - usando o cone de Abrams [141], através do qual pode classificar-se a consistência do betão em 5 classes (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Classes de consistência dos BEAL.

| Classe de Consistência | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 |
|---------------------------|---------|----------|----------------|-----------|--------------|
| Estado | Seco | Plástico | Muito plástico | Fluido | Muito fluido |
| Abaixamento (<i>mm</i>) | 10 a 40 | 50 a 90 | 100 a 150 | 160 a 210 | ≥ 220 |

A consistência depende não só do tipo de agregados leves, da sua granulometria e forma das partículas, mas também dos restantes constituintes e, principalmente, dos parâmetros da composição. Importa salientar que é possível produzir um BEAL com a consistência pretendida, mas que as classes de consistência S3 e S4 são as que conduzem a maior facilidade de colocação em obra, uma vez que associam boa trabalhabilidade à baixa necessidade de energia de

compactação, conferindo-lhes homogeneidade e ausência de risco de segregação. Ainda assim, pode produzir-se BEAL muito fluido (classe S5), ou mesmo auto-compactável, sem segregação, desde que se ajustem adequadamente todos os parâmetros da composição. Ou seja, estes betões necessitam não só de um agente de viscosidade, mas também de um maior volume de finos, areia fina e ligante, comparativamente aos betões plásticos. Os BEAL de consistência S1 ou S2 são igualmente possíveis de produzir; contudo, exigem meios de compactação mais potentes, geralmente presentes na indústria da prefabricação.

No caso dos BAC, o seu comportamento reológico no estado fresco não deve ser avaliado apenas pela sua elevada trabalhabilidade, uma vez que os ensaios contemplados na norma EN 12350 [141] não são adequados para caracterizar as suas propriedades. O BAC deve ter a capacidade de escoar e encher totalmente as cofragens dos elementos a produzir, mesmo em zonas com elevada densidade de armadura, sem que ocorram bloqueios ou segregação, apenas pela acção do seu peso e sem compactação adicional. Assim, as suas capacidades de escoamento, de enchimento e de auto-compactação, bem como a sua estabilidade, são geralmente avaliadas através dos seguintes parâmetros: fluidez; viscosidade; capacidade de passagem; resistência à segregação [166]. A classificação da consistência do betão é efectuada por estes quatro parâmetros, através das respectivas classes. A fluidez do BAC é caracterizada, habitualmente, através do ensaio de espalhamento, *slump-flow*, sendo a classe de fluidez (*SF*) obtida em função do diâmetro final de espalhamento, D_f .

Tabela 5.2 – Classes de fluidez dos BAC.

| Classe de fluidez (<i>SF</i>) | <i>SF1</i> | <i>SF2</i> | <i>SF3</i> |
|---------------------------------|------------|------------|------------|
| $D_f(mm)$ | 550 a 650 | 660 a 750 | 760 a 850 |

A viscosidade plástica, μ_{pb} , é medida adequadamente através de um reómetro, com base no modelo de escoamento plástico de Bingham [108] (Figura 5.1), o qual estabelece uma relação entre a tensão e a velocidade de corte, em função da tensão de início de escoamento, τ'_0 , e da viscosidade plástica.

No entanto, a viscosidade pode ser classificada indirectamente, relacionando o tempo de escoamento obtido pelo ensaio de espalhamento, ou pelo ensaio do funil-V, com a viscosidade plástica. É ainda possível relacionar D_f com a tensão de início de escoamento, τ'_0 . Assim, a classe de viscosidade (*VS* ou *VF*) pode obter-se em função: (i) do tempo correspondente a 500 *mm* de diâmetro de espalhamento, t_{500} , no caso do ensaio de espalhamento; ou (ii) do tempo de escoamento total, t_v , no caso do funil-V (Tabela 5.3).

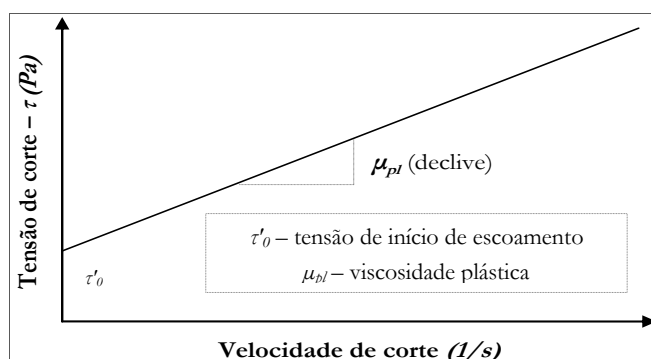


Figura 5.1 – Modelo de escoamento plástico de Bingham [108].

Tabela 5.3 – Classes de viscosidade do BAC.

| Classe de viscosidade (VS/VF) | $VS1/VF1$ | $VS2/VF2$ |
|-----------------------------------|-----------|-----------|
| t_{500} (s) | ≤ 2 | > 2 |
| t_V (s) | ≤ 8 | 9 a 25 |

A capacidade de passagem do BAC pelas zonas armadas e por zonas com restrição de espaço é caracterizada usualmente pelo ensaio da caixa-L, embora existam outros ensaios igualmente válidos, como o ensaio da caixa-U ou o ensaio do anel-J. A classe de capacidade de passagem (PA) é obtida, para o ensaio da caixa-L, em função da relação entre as alturas de betão nas extremidades da caixa ($H2/H1$), após escoamento.

Tabela 5.4 – Classes de capacidade de passagem do BAC.

| Classe de capacidade de passagem (PA) | $PA1$ | $PA2$ |
|---|---------------------------|---------------------------|
| $H2/H1$ | $\geq 0,8$ (com 2 varões) | $\geq 0,8$ (com 3 varões) |

A homogeneidade do BAC, no estado fresco, é quantificada pela classe de resistência à segregação (SR), definida em função da percentagem da amostra de betão, R_s , que segrega através do peneiro com malha quadrada de 5 mm, de acordo com o procedimento de ensaio descrito pelo documento “European Guidelines for SCC” [166].

Tabela 5.5 – Classes de resistência à segregação do BAC.

| Classe de resistência à segregação (SR) | $SR1$ | $SR2$ |
|---|-----------|-----------|
| R_s (%) | ≤ 20 | ≤ 15 |

A densidade do betão poderá influenciar os resultados dos ensaios descritos, uma vez que estes são afectados pela acção gravítica. Contudo, estes devem ser igualmente utilizados para caracterizar os BEALAC, já que a menor massa volúmica destes betões afecta, em condições reais, as suas capacidades de escoamento e de auto-compacção.

5.1.2. Densidade, teor de ar e compactidade

A densidade dos BEAL é definida pelo EC2 e pelo MC10 em função da massa volúmica, sendo esta delimitada entre 800 a 2000 kg/m^3 , e cujo enquadramento é feito em classes, conforme se apresenta na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Classes de densidade do BEAL.

| Classe de densidade | D 1.0 | D 1.2 | D 1.4 | D 1.6 | D 1.8 | D 2.0 |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Massa volúmica | 800 | 1001 | 1201 | 1401 | 1601 | 1801 |
| ρ (kg/m^3) | a | a | a | a | a | a |
| | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 | 1800 | 2000 |

A massa volúmica do betão leve endurecido pode definir-se relativamente às situações seca ao ar, ρ_o , ou seca em estufa, ρ , sendo a última a adoptada como classificação normalizada pelos principais códigos [4, 26, 140], por ser a que revela melhor correlação com as propriedades mecânicas. Entre a massa volúmica no estado fresco, a massa volúmica seca ao ar e a massa volúmica seca em estufa a 105 °C, existem diferenças significativas, que devem ser conhecidas. A diferença entre a massa volúmica fresca, ρ_f e a massa volúmica seca ao ar depende muito do tipo de agregado leve, do seu estado de saturação e da compactidade da pasta ligante mas, geralmente, a redução de massa volúmica por evaporação de água pode variar entre 50 e 100 kg/m^3 . Por sua vez, a massa volúmica seca em estufa é menor do que a massa volúmica seca ao ar, sendo esta diferença de cerca de 50 kg/m^3 [91, 68]. A massa volúmica do BEAL no estado fresco deve estar de acordo com a massa volúmica prevista na composição, ρ_{fp} . A sua determinação é simples e consiste na quantificação da massa de betão fresco que preenche um determinado volume representativo, compactado com os meios previstos na composição.

O teor de ar no BDN é caracterizado apenas pelo ar contido na pasta ligante, uma vez que os agregados têm uma porosidade quase nula. Nos BEAL, a porosidade total é composta pela porosidade da pasta e pela porosidade dos agregados leves. A medição do teor de ar da pasta ligante através do aerómetro torna-se mais difícil, pois a leitura corresponde ao teor de ar da pasta e parte do ar contido nos poros dos agregados leves. Este erro de medição pode ser eliminado através da leitura do teor de ar na matriz de argamassa correspondente à mistura, caso esta seja constituída por areias de densidade normal [120], corrigido pela proporção de argamassa em relação ao betão. Outro procedimento possível consiste em corrigir o erro através da medição do teor de ar, proporcional à mistura, da amostra dos agregados leves imersos em água no aerómetro [35].

Por vezes, os adjuvantes introdutores de ar são usados nos BEAL para reduzir a densidade e melhorar a trabalhabilidade, embora se possam usar, igualmente, para aumentar a resistência à

acção gelo-degelo. Contudo, Heindal et al. (1995) e Norden (1997) defendem que os BEAL de elevado desempenho, por possuírem baixa razão A/C , não necessitam de introdutores de ar para o efeito [90]. Além disso, o ar introduzido na pasta através destes produtos provoca a redução da resistência do betão, bem como o aumento da sua permeabilidade, principalmente à penetração de cloretos, comprometendo a durabilidade do betão em ambiente agressivo [90, 113].

A compactidade do betão não se determina através de um ensaio mas, o seu valor, pode ser comprovado indirectamente. Sendo a massa volúmica dos constituintes correctamente caracterizada, há um controlo das respectivas massas e volumes. Assim, se a densidade estiver de acordo com a previsão admitida na composição e se o volume estimado de betão amassado e compactado, assim como a previsão dos vazios da pasta ligante, estiverem correctos, conclui-se que a previsão da compactidade está igualmente correcta. Caso contrário, será necessário efectuar correcções. Esta verificação é de grande importância porque, caso alguma das verificações falhe, implica que a previsão de alguns parâmetros está incorrecta. A composição só deve ser validada, caso estas verificações se cumpram na totalidade.

5.1.3. Resistência mecânica

O comportamento mecânico do BEAL é diferente do BDN, pois a incorporação dos agregados leves no betão, além de reduzir a massa volúmica, altera as suas propriedades mecânicas, atendendo a que estas são bastante diferentes nos agregados correntes e nos agregados leves. A resistência à compressão é um parâmetro de referência e constitui a principal propriedade de caracterização de resistência, podendo as restantes ser correlacionadas facilmente com esta [35]. Normalmente, as restantes propriedades mecânicas do betão são estimadas, através das expressões contidas nos códigos [4, 26, 140], em função dos valores medidos de densidade e de resistência.

5.1.3.1. Compressão

O BEAL pode ser considerado, de um modo geral, um material compósito com duas fases: (i) os agregados grossos leves; e (ii) a matriz da argamassa ligante que os envolve. A sua resistência à compressão pode ser prevista pelo método proposto na Secção 3.3. Esta estimativa pode apresentar erros reduzidos, desde que se conheçam e se controlem os parâmetros que influenciam o seu valor: (i) proporção e resistência da matriz da pasta ligante; (ii) tipo e resistência dos agregados leves, assim como a sua proporção na mistura; (iii) interface entre a matriz ligante e os agregados leves; e (iv) cura do betão.

O efeito conjugado destes parâmetros condiciona a resistência à compressão do BEAL e afecta o seu comportamento, quer na distribuição interna de tensões durante o carregamento, quer na energia dissipada na rotura. A rigidez dos agregados leves é muito mais baixa do que a dos agregados de densidade normal, sendo mesmo inferior à da matriz ligante. Esta propriedade proporciona uma maior compatibilidade elástica e evita as concentrações de tensões na interface da pasta ligante com os agregados de densidade normal, habituais nos BDN. Essa proximidade da rigidez entre as duas fases, nos BEAL, é função da composição da matriz ligante e do tipo de agregado e influencia a distribuição de tensões no betão, quando sujeito a carregamento. A humidade dos agregados leves, associada à velocidade do fluxo através da casca da água retida nos seus poros internos para a matriz ligante na zona de transição, proporciona uma cura melhorada e, conseqüentemente, melhor desempenho de resistência [32, 69, 77, 91, 196].

Conforme já foi referido, Videla *et al.* [184] estabeleceram uma boa correlação entre a resistência da matriz ligante e o tipo dos agregados grossos leves, usando areia de densidade normal e agregados grossos de argila expandida e de pedra-pomes; o parâmetro associado ao tipo de agregado leve, que garantia melhor correlação, é a sua resistência ao esmagamento, conjugado com a dosagem volumétrica. Lourenço *et al.* [120] confirmaram e desenvolveram essa correlação, usando areias de densidade normal e vários tipos de agregados leves de argila expandida com diversas dosagens, usando-a na metodologia de composição para a previsão fiável da resistência do betão. Costa [35] alargou o campo de aplicação desta correlação para a utilização conjunta de vários tipos de agregados leves, incluindo areia leve.

No presente trabalho é apresentado, e enquadrado na Secção 3.3, o método desenvolvido na sequência do estudo referido em [35], o qual permite prever a resistência do betão, através de uma única expressão, com base nos seguintes parâmetros: (i) previsão da resistência da pasta ligante; e (ii) previsão da perda de resistência na matriz de betão, relativamente à pasta, sendo este valor quantificado por um coeficiente que depende da massa volúmica, dos agregados leves usados e das correspondentes dosagens na mistura.

Deste modo, a resistência ao esmagamento dos agregados leves é um parâmetro fundamental na previsão da resistência do BEAL, o qual depende da sua tipologia e, atendendo a que está correlacionado com a massa volúmica das suas partículas [35], quanto mais baixa for a densidade pretendida para o betão, menor será a resistência que é possível atingir. A fase da matriz ligante possui, regra geral, uma rigidez superior à dos agregados leves, facto que leva a que a distribuição de tensões se faça essencialmente pela matriz ligante, sendo, geralmente, essa a fase que mais condiciona a rotura [120, 175].

No entanto, este fenómeno não é isolado, uma vez que a matriz ligante envolve os agregados leves, estando também estes sujeitos a tensões crescentes com o carregamento e, apesar de mais baixas, essas tensões podem provocar rotura ou dano nas suas partículas, contribuindo assim para a rotura da fase ligante [32, 91, 122, 170]. Portanto, a rotura do BEAL não é iniciada por uma das duas fases, mas sim pelo seu comportamento conjunto, quando sujeitas a carregamento, através da distribuição das tensões, sendo esta uma função da rigidez relativa de ambas as fases. Ainda assim, existe a noção de que a um determinado BEAL está associado um dado limite de resistência, condicionado pelo tipo de agregado leve adoptado e, mesmo aumentando a resistência da matriz ligante, não se consegue um aumento significativo da resistência do betão [91, 189]. Este conceito depende também da dosagem do agregado usado e da respectiva massa volumica do betão, sendo válido, esse efeito limite, para uma dosagem elevada dos agregados leves (cerca de 450 *litros/m³*).

A determinação da resistência à compressão nos BEAL é efectuada do mesmo modo que nos BDN através de ensaio normalizado [142], recorrendo a provetes cilíndricos ou cúbicos. No entanto, a diferença obtida entre os ensaios nos dois tipos de provete é menor nos BEAL, comparativamente aos BDN, sendo esta diferença contemplada na designação das classes de resistência [26, 140, 138]; nesta classificação, os índices representam os valores característicos mínimos da resistência à compressão aos 28 dias, f_{lk} , para provetes cúbicos e cilíndricos, respectivamente (Tabela 5.7). A resistência à compressão do BEAL, ensaiada em cubos, é cerca de 10% superior à ensaiada em cilindros, valor que ronda os 20% para os BDN. O valor de referência, usado para a caracterização do betão nos diversos códigos, é o da resistência à compressão em provetes cilíndricos.

Tabela 5.7 – Classes de resistência do BEAL (EC2 e MC10).

| Código | | Classe de resistência | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|-----------|-----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| EC2 | | LC 8/9 | LC 12/13 | LC 16/18 | LC 20/22 | LC 25/28 | LC 30/33 | LC 35/38 | LC 40/44 | LC 45/50 | LC 50/55 | LC 55/60 | LC 60/66 | LC 70/77 | LC 80/88 |
| | MC10 | LC 8 | LC 12 | LC 16 | LC 20 | LC 25 | LC 30 | LC 35 | LC 40 | LC 45 | LC 50 | LC 55 | LC 60 | LC 70 | LC 80 |
| f_{lk} (MPa) | Cilindros | 8 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 |
| | Cubos | 9 | 13 | 18 | 22 | 28 | 33 | 38 | 44 | 50 | 55 | 60 | 66 | 77 | 88 |

A evolução da resistência à compressão, com o tempo, traduz-se, geralmente, através de um coeficiente de endurecimento, $\beta(t)$, o qual representa a relação entre a resistência do betão à idade t e o seu valor aos 28 dias. O endurecimento do BEAL evidencia um aumento mais acentuado

nas idades jovens, comparativamente ao dos BDN, sendo a evolução a partir dos 28 dias menos significativa [120]. O EC2 propõe um coeficiente de endurecimento, tanto para os BDN como para os BEAL, dado pela expressão (5.1), onde s_c é um coeficiente que depende do tipo de cimento: 0,38 para cimento 32,5N; 0,25 para cimentos 32,5R e 42,5N; e 0,20 para cimentos 42,5R, 52,5N e 52,5R.

$$\beta(t) = \exp\left(s_c \left(1 - \sqrt{28/t}\right)\right) \quad (5.1)$$

Contudo, o MC10 considera, para os BEAL, a substituição do parâmetro s_c , na expressão (5.1), pelo parâmetro s_{ic} . O valor proposto para o parâmetro s_{ic} é de 0,05 e de 0,25 para BEAL, respectivamente com agregados leves de elevada resistência e com agregados leves de reduzida resistência. Esta substituição sugere que a resistência dos BEAL com agregados leves de elevada resistência evolui mais acentuadamente em idades jovens, comparativamente aos BDN produzidos com cimento 42,5R ou 52,5 (N ou R), e atenua depois dos 28 dias; um comportamento inverso é sugerido para BEAL produzido com agregados leves de reduzida resistência. Contudo, considera-se que esta diferença de comportamento não é correcta, atendendo a que os agregados leves mais resistentes são mais rígidos, aproximando-se mais dos agregados de densidade normal. Acresce que os agregados leves de elevada resistência são os mais eficientes na cura interna prolongada, influenciando igualmente um comportamento diferente do sugerido. Por estas razões, a influência da densidade dos agregados leves, bem como a sua dosagem na mistura, na evolução da resistência com a idade, foi um dos parâmetros estudados para as misturas consideradas.

O ACI propõe uma curva de endurecimento através da expressão (5.2), que depende dos coeficientes α_f e β_f , sendo recomendados os valores 0,4 e 0,85, respectivamente.

$$\beta(t) = \left(\frac{t}{\alpha_f + \beta_f \times t} \right) \quad (5.2)$$

Além da caracterização da resistência das misturas de BEAL, apresentadas no Capítulo 3, considerou-se igualmente relevante estudar a evolução da resistência à compressão das misturas de BEAL com requisitos especiais, apresentadas no Capítulo 4, nomeadamente o BEALAC, o BLACRF e o BEALAA. A evolução expectável para a resistência do BEALAC enquadra-se, previsivelmente, na evolução caracterizada para os BEAL, embora os diferentes parâmetros das proporções volumétricas dos constituintes possam ter influência. Além disso, é importante caracterizar a influência das fibras, introduzidas na matriz do BLACRF, na evolução desta propriedade mecânica. No BEALAA, por apresentar uma matriz de LAA, é importante

caracterizar a amplitude e a evolução da resistência, bem como os parâmetros que influenciam essa evolução. A eficácia da relação S_i/Al é um dos parâmetros mais relevantes para o aumento da resistência da matriz, embora esta seja muito dependente da composição química quer do ligante base, quer do activador alcalino, bem como da própria dosagem do ligante na composição do betão [150]. Segundo Palomo *et al.* [150], as condições de cura têm igualmente uma enorme influência na evolução da resistência, sendo só possíveis em indústria de prefabricação, já que é necessária uma temperatura da ordem dos 60°C a 90°C.

5.1.3.2. Tracção e corte

As resistências dos BEAL à tracção e ao corte dependem, tal como a resistência à compressão, da rigidez e da resistência das duas fases que os constituem, a matriz ligante e os agregados leves, assim como da interface entre ambas e da cura, influenciando a distribuição das tensões quando o material é solicitado.

A caracterização da resistência à tracção pode ser efectuada através do ensaio de compressão diametral, ensaio de flexão ou ensaio de tracção directa, sendo o primeiro o mais correntemente usado. O seu valor corresponde, normalmente, a uma percentagem reduzida da resistência à compressão, até 10%. Nos BEAL, esta percentagem ronda os 5 % para condições de cura em ambiente natural, podendo chegar a cerca de 10% para condições de cura em humidade continuada, sendo os primeiros dias os mais relevantes para a eficácia da cura [68, 73, 91].

A resistência dos BEAL às tensões de corte apresenta uma elevada correlação com a resistência à tracção por compressão diametral, comparativamente aos BDN. A rigidez da matriz da argamassa também tem influência no seu comportamento, sendo esta influenciada pela rigidez da pasta ligante, além de depender do tipo de agregados finos, leves ou de densidade normal [77, 78, 111].

Considera-se, geralmente, que a resistência ao corte e a resistência à tracção correspondem a uma percentagem das respectivas resistências nos BDN, sendo esta de cerca de 75%, para betões com agregados leves finos e grossos, e de aproximadamente 85%, para betões com agregados grossos leves e agregados finos de densidade normal [91]. O EC2 e o MC10 consideram, para BEAL, os valores que resultam das correspondentes expressões propostas para o BDN, afectadas por um coeficiente, η_1 (5.3), que depende da massa volúmica seca em estufa, ρ .

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \times \left(\frac{\rho}{2200} \right) \quad (5.3)$$

A previsão da resistência à tracção, proposta pelo ACI, depende igualmente da massa volúmica do betão e da resistência à compressão, através da expressão (5.4).

$$f_{lcm}(t) = 0,0069 \times (\rho \times f_{lcm}(t))^{0,5} \quad (5.4)$$

À semelhança da resistência à compressão, é igualmente expectável que as tensões resistentes à tracção e ao corte dos BEALAC se enquadrem nos valores e parâmetros acima referidos para os BEAL, uma vez que dependem dos mesmos materiais. Já no BLACRF, é de esperar que estas propriedades apresentem valores muito mais elevados, comparativamente aos mesmos betões sem fibras. Esta previsão deve-se ao facto de a dosagem de fibras exercer uma influência muito elevada nas resistências de tracção e de corte dos betões onde são incorporadas, tanto em termos de resistência pós-fissuração, como na elevada ductilidade que apresentam [11, 104, 167].

5.1.4. Módulo de elasticidade e lei-constitutiva

A lei constitutiva de um betão é representada pela relação tensão - extensão, $\sigma - \varepsilon$, e é normalmente constituída por três troços (Figura 5.2): (i) um troço ascendente quase linear; seguido de (ii) uma zona ascendente de deformação elasto-plástica, até à rotura; terminando (iii) num troço descendente pós-rotura. A lei constitutiva do BEAL é significativamente diferente da do BDN, não só na evolução da relação $\sigma - \varepsilon$, e no modo de rotura, mas também na amplitude do módulo de elasticidade, E_c , e na extensão última, ε_{ur} .

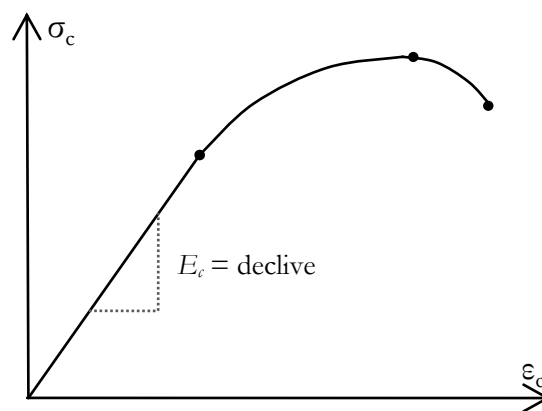


Figura 5.2 – Relação $\sigma - \varepsilon$ de um betão.

5.1.4.1. Módulo de elasticidade

Nos BEAL, o valor médio do módulo de elasticidade, E_{lcm} , é significativamente menor do que nos BDN, devido à grande diferença de rigidez entre agregados correntes e agregados leves. A rigidez da matriz ligante dos BEAL contribui directamente para a rigidez do betão, à semelhança do que acontece nos BDN, mas é a rigidez dos agregados leves que influencia bastante a redução de rigidez dos BEAL [159, 170, 196]. Essa redução é função, não só do tipo de agregados leves usados e da sua rigidez, mas também das dosagens, facto que influencia igualmente a densidade do betão [68, 90, 159]. A rigidez e a densidade da matriz de argamassa ligante dependem bastante

do tipo de agregados finos, uma vez que a rigidez da matriz é tanto menor, quanto maior for a dosagem de areias leves, fenómeno que ocorre igualmente com a densidade do betão [77, 111].

A resistência à compressão do betão e a respectiva rigidez apresentam geralmente uma correlação elevada, uma vez que os factores que influenciam a rigidez afectam igualmente a sua resistência. O elevado teor de humidade dos agregados leves e as condições termo-higrométricas de cura, com temperatura e humidade mais elevadas, são exemplos desses factores, sendo o seu efeito contemplado na correlação referida [91]. Assim, a massa volúmica do betão é normalmente o parâmetro que permite, conjuntamente com a resistência à compressão, estimar o valor do módulo de elasticidade. As expressões (5.5) a (5.7) representam as previsões do módulo de elasticidade do BEAL, E_{lcm} , segundo os códigos considerados neste estudo:

(i) o EC2 apresenta a expressão (5.5);

$$E_{lcm}(GPa) = 22 \left(f_{lcm}(MPa) / 10 \right)^{0,3} \times \eta_E, \text{ com } \eta_E = \left(\rho(kg / m^3) / 2200 \right)^2 \quad (5.5)$$

(ii) o MC10 apresenta a expressão (5.6);

$$E_{lcm}(GPa) = 21,5 \left(f_{lcm}(MPa) / 10 \right)^{1/3} \times \eta_E, \text{ com } \eta_E = \left(\rho(kg / m^3) / 2200 \right)^2 \quad (5.6)$$

(iii) o ACI [2, 4] apresenta a expressão (5.7), onde λ é um coeficiente que pode assumir valores de 0,75 a 0,85, consoante se usam agregados finos normais e leves ou se usam apenas finos normais; contudo, o código adverte sobre possíveis desvios à previsão, até cerca de 20%, aconselhando a caracterização experimental [9].

$$E_{lcm}(GPa) = 43 \times 10^{-6} \times \lambda \times \left(\rho(kg / m^3) \right)^{1,5} \times \left(f_{lcm}(MPa) \right)^{0,5} \quad (5.7)$$

Costa *et al.* [38] concluíram que, das previsões do EC2 e do MC10, resultam geralmente valores superiores aos caracterizados experimentalmente, contrariamente aos obtidos utilizando o ACI, os quais, embora conservativos, são bastante próximos dos caracterizados. Além disso, verificaram ainda que os maiores desvios estão associados aos betões mais fluidos, indiciando que a consistência do betão é um parâmetro importante para esta propriedade.

A previsão estabelecida pelos códigos (EC2, MC10 e ACI) para o módulo de elasticidade do BEAL, à idade t , é obtida pela expressão (5.8), a qual depende: (i) do coeficiente de endurecimento, $\beta(t)$; (ii) do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias, E_{lcm} ; (iii) do expoente considerado para o coeficiente de endurecimento, α_E , assumindo o valor 0,3, no EC2, e 0,5, no MC10 e no ACI.

$$E_{lcm}(t) = E_{lcm} \times (\beta(t))^{\alpha_E} \quad (5.8)$$

A previsão do módulo de elasticidade do BEALAC pode, à partida, ser efectuada através das mesmas expressões, uma vez que é constituído pelos mesmos materiais do BEAL, embora com proporções diferentes. Ainda assim, estes betões apresentam diferentes propriedades reológicas da matriz ligante, principalmente pelas elevadas dosagens de ligante, elevada fluidez da matriz ligante e um reduzido teor de ar na mesma. Os diferentes valores destes parâmetros, comparativamente aos BEAL, podem ter influência no módulo de elasticidade do betão. Considerou-se importante, por esta razão, a sua caracterização, bem como a análise da influência dos diferentes parâmetros de composição dos BAC no valor do módulo de elasticidade dos BEALAC. No que respeita ao módulo de elasticidade dos BEALAA, não foi encontrado na bibliografia qualquer estudo sobre a sua amplitude, nem sobre a sua evolução com a idade.

5.1.4.2. Lei-constitutiva e extensão última

A evolução da extensão dos BEAL, com a tensão aplicada, até à rotura não se atribui apenas a uma das duas fases (matriz e agregados leves) mas sim ao seu comportamento conjugado, embora, à medida que a tensão aplicada aumenta, a matriz ligante esteja sujeita a maior tensão do que os agregados leves, devido à sua maior rigidez. A evolução da lei-constitutiva dos BEAL é caracterizada por uma relação $\sigma - \varepsilon$ com maior linearidade no troço ascendente (até cerca de 90 % da tensão de rotura), menor deformação elasto-plástica e por um decréscimo abrupto da tensão após rotura [77]. A maior linearidade do troço ascendente justifica-se pela maior compatibilidade elástica entre a matriz da argamassa ligante e os agregados leves [175]. Após esse nível de tensão próximo da rotura, ambos os materiais estão bastante solicitados, sendo normalmente a matriz ligante que revela inicialmente fractura, originando uma transferência de tensões para os agregados leves, o que conduz a um veloz aumento da deformação com o acréscimo de tensão, ocorrendo uma rápida rotura de ambas as fases.

O comportamento pós-rotura é bastante frágil no BEAL, uma vez que, depois de atingir a tensão última, ambas as fases do material perdem rapidamente a capacidade de carga e nenhuma das duas tem reserva de resistência. Este processo depende ainda do tipo de argamassa ligante, ou seja, se esta é constituída por areias normais, areias leves ou pela mistura de ambas. Quanto maior for a dosagem de areia leve, menor será o módulo de elasticidade do betão e menor será a capacidade de carga pós-rotura [77, 91, 120, 135].

No EC2 são estabelecidas três hipóteses para a relação tensão-extensão, a considerar no dimensionamento das secções em BEAL, que consistem nas seguintes: diagrama parábola-rectângulo; diagrama bilinear; e diagrama rectangular equivalente. A configuração geral de cada

uma delas é igual à dos BDN, embora os seus coeficientes das extensões sejam diferentes, de forma a traduzir as diferenças existentes entre os dois tipos de betões. O MC10 considera uma relação tensão-extensão, em compressão uniaxial de curta duração, apresentada na Figura 5.3, onde a extensão ε_{lc1} é determinada pela expressão (5.9).

$$\varepsilon_{lc1} = k_{lc1} \times f_{lcm} / E_{lcm} \quad (5.9)$$

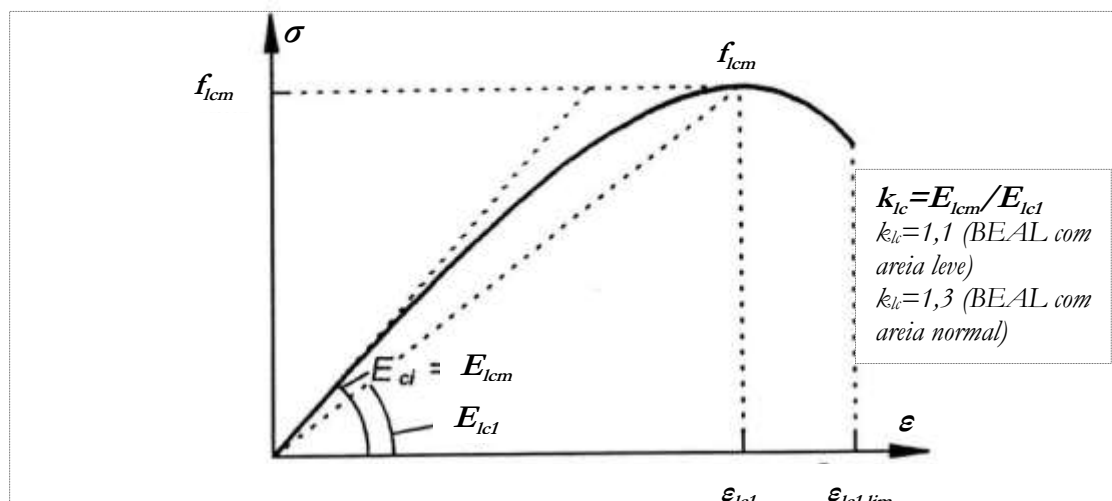


Figura 5.3 – Relação $\sigma - \varepsilon$ considerada pelo MC10 para compressão uniaxial.

O código da *Japan Society of Civil Engineers*, JSCE [102], apresenta a relação tensão-extensão dos BEAL baseada no diagrama parábola-rectângulo, à semelhança do diagrama do EC2.

Apesar de o BEAL ter um modo de rotura mais dúctil do que o BDN, influenciado pela linearidade da relação $\sigma - \varepsilon$ até cerca de 90% da tensão de rotura, a sua extensão última, ε_{lc1} , é semelhante à do BDN com a mesma resistência, devido ao seu módulo de elasticidade muito mais reduzido, proporcionando uma elevada deformação na rotura [91]. A extensão última prevista nos códigos é, ainda assim, ligeiramente inferior à do BDN, já que esta é afectada pelo coeficiente η . A proporção relativa das areias leve e de densidade normal da composição também tem influência na extensão última e na energia dissipada na rotura, sendo a extensão última maior para betões com maior dosagem de areia de densidade normal [77].

A relação $\sigma - \varepsilon$ e a extensão última do BEALAC são, pelas razões referidas, quanto à resistência e ao módulo de elasticidade, semelhantes às do BEAL. Contudo, já no caso do BLACRF, prevê-se que este comportamento seja, à partida, bastante diferente, pois a dosagem de fibras exerce uma elevada influência no comportamento pós-pico, com uma zona descendente muito mais extensa, comparativamente com os mesmos betões sem fibras. Neste caso, mesmo após atingido o valor máximo de resistência, com a matriz ligante bastante danificada, as fibras garantem uma transferência de tensões considerável e permitem uma elevada resistência residual com o aumento

da deformação, provando o aumento da ductilidade do material. Já no caso do BEALAA, sendo a matriz de LAA, o seu comportamento poderá ser, previsivelmente, semelhante ao do BEAL.

5.1.4.3. Coeficiente de Poisson

O coeficiente de *Poisson*, ν , dos BEAL, varia geralmente entre 0,15 e 0,25, sendo o seu valor médio de cerca de 0,20, semelhante ao valor corrente dos BDN [91]. Costa [35] caracterizou este parâmetro para várias misturas de BEAL, variando tanto a densidade como a resistência, tendo obtido um resultado de cerca de 0,24, para todas as misturas. Os códigos preconizam um valor para o coeficiente de Poisson dos BEAL de 0,2 [4, 26, 140].

5.2. Caracterização experimental

5.2.1. Consistência e auto-compactabilidade

A consistência dos BEAL, com exceção dos auto-compactáveis, foi medida experimentalmente através do *slump test*, que consiste na medição do abaixamento, S_l , sofrido pela amostra de betão moldada no cone de Abrams (Figura 5.4).



Figura 5.4 – Ensaio de abaixamento com o cone de Abrams (*slump test*).

A fluidez e a viscosidade do BEALAC e do BLACRF foram determinadas através do ensaio de espalhamento (Figura 5.5), em estado fresco, determinando as correspondentes classes de fluidez e de viscosidade, SF e VS . Além dos parâmetros que permitem definir as classes, D_f e t_{500} , mediu-se ainda o tempo de espalhamento final, t_f .



Figura 5.5 – Ensaio de espalhamento (*slump flow test*).

A capacidade de passagem do BEALAC e do BLACRF pelas zonas armadas e pelas zonas com restrição de espaço caracterizou-se pelo ensaio da caixa-L, com grelha de três varões (Figura 5.6).



Figura 5.6 – Ensaio da caixa-L.

A resistência à segregação do BEALAC foi efectuada através do respectivo ensaio, quantificando a percentagem da amostra de betão que segrega através do peneiro com malha quadrada de 5 mm,



Figura 5.7 – Ensaio de resistência à segregação.

5.2.2. Resistência mecânica

A resistência mecânica dos betões produzidos foi caracterizada à tracção e à compressão. A tensão de rotura à compressão dos betões, f_{cb} , foi determinada em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, nas idades de 3, 7, 14, 28 e 90 dias, para as misturas de BEAL. Nos BEAL com requisitos especiais, a caracterização foi efectuada em menor número de idades, embora sempre aos 7, 28 e 90 dias, no mínimo. Para cada tipo de betão, em cada uma das idades referidas, ensaiaram-se 3 provetes, numa prensa hidráulica com uma capacidade de 3000 kN (Figura 5.8), com uma velocidade de aplicação da carga dentro do intervalo especificado pela norma [142], nomeadamente 13,5 kN/s, até à rotura.



Figura 5.8 – Ensaio de resistência à compressão, em cubos.

O valor médio da tensão resistente à compressão, f_{cm} , a cada idade, foi obtido através da média aritmética dos três valores, sendo cada um destes obtido pela razão entre a força de rotura e a

área comprimida. No BEALAA, o ensaio foi efectuado nas mesmas condições, embora em provetes cúbicos de 100 *mm* de aresta, nas idades de 3, 7 e 28 dias.

A resistência à tracção foi determinada através do ensaio de compressão diametral [142], aos 28 dias, em dois provetes cilíndricos de 150 *mm* de diâmetro e 300 *mm* de altura. O valor médio da resistência à tracção f_{ctm} foi obtido pela média aritmética dos dois valores. Foi definida uma velocidade de aplicação da carga, dentro do intervalo da norma, de 3,5 *kN/s*, até se atingir a rotura (Figura 5.9).



Figura 5.9 – Ensaio de resistência à tracção por compressão diametral.

Na caracterização do BLACRF, além do ensaio de compressão diametral, efectuaram-se os ensaios de energia de fractura e de resistência à tracção por flexão. No primeiro, efectuou-se o ensaio de acordo com a recomendação da RILEM [158], em provetes prismáticos de 100×100×850 *mm*³, aos 28 dias de idade. Este consiste na aplicação de uma força concentrada a meio vão, a velocidade contante, e com controlo de deslocamento, medindo-se: o valor da força aplicada, com a célula de carga do servo-actuador; e o deslocamento nessa secção do elemento, através de transdutores de deslocamento (Figura 5.10).



Figura 5.10 – Ensaio de caracterização da energia de fractura.

Os provetes foram colocados sobre roletes, permitindo a rotação dos pontos de apoio da viga e, como se pretende que a rotura ocorra por flexão e a meio vão, foi realizado um entalhe em cada provete, usando um negativo na cofragem, com dimensões de 100×20×50 *mm*³, conforme a

recomendação referida. Produziram-se e ensaiaram-se dois provetes de cada tipo de betão, tendo sido este o primeiro ensaio a realizar-se para caracterização da resistência à tracção, uma vez que, após rotura, o provete foi seccionado em duas peças idênticas, posteriormente usadas no ensaio de tracção por flexão. A energia de fractura, G_F , é calculada a partir do trabalho, w_0 , realizado durante o ensaio, através da expressão (5.10):

$$G_F = \frac{w_0 + m \cdot g \cdot \delta_0}{b \cdot (b - a_0)} \quad (5.10)$$

onde: w_0 - trabalho de deformação total, em N/m ;

m - massa do provete, em kg ;

g - aceleração da gravidade, em m/s^2 ;

δ_0 - deformação do provete na rotura, em m ;

b - largura da secção do provete, em m ;

h - altura da secção do provete, em m ;

a_0 - altura do entalhe, em m .

A resistência à tracção por flexão, f_{ctf} , foi obtida através de ensaios de rotura, de acordo com a norma [142]. Os ensaios foram realizados aos 28 dias, para cada tipo de betão, nos 4 provetes resultantes do ensaio de energia de fractura, com uma secção transversal de $100 \times 100 \text{ mm}^2$ e um comprimento de 415 mm . O ensaio consistiu em aplicar uma carga de faca a meio vão do provete (Figura 5.11), cujos apoios distam 300 mm , tendo sido medida a deformação do ponto central, com transdutores de deslocamento. O valor médio da resistência à tracção por flexão, f_{ctfm} , obteve-se pela média aritmética dos quatro valores obtidos, para cada betão.

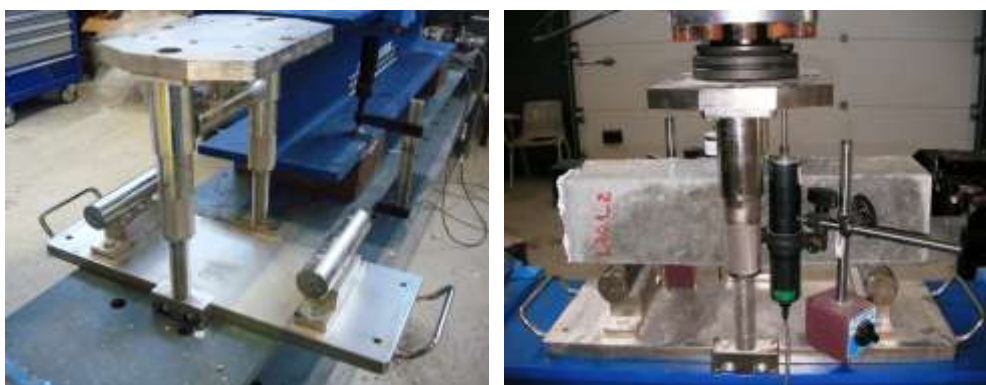


Figura 5.11 – Ensaio de caracterização da resistência à tracção por flexão.

Caracterizou-se ainda a resistência ao punçoamento em lajetas de BLACRF, com dimensões de $600 \times 600 \times 80 \text{ mm}^3$, colocando uma armadura de flexão (malha de varões $\varnothing 12 \text{ mm}$ afastados $7,5 \text{ cm}$), em aço A500NR-SD (Figura 5.12), evitando que a rotura ocorresse por flexão.

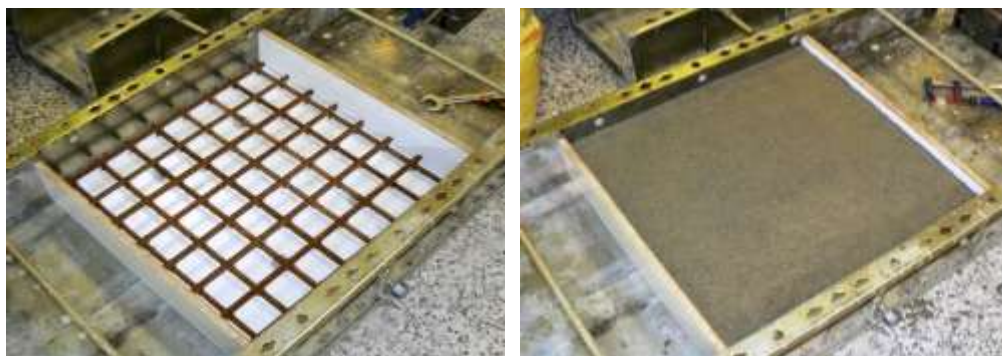


Figura 5.12 – Execução das lajetas de BLACRF.

O ensaio foi efectuado submetendo cada lajeta a uma acção imposta com um servo-actuator, com controlo de deslocamento, junto aos quatro cantos, nos quais se colocaram células de carga, formando um quadrado de 400 *mm* de lado. A força de reacção foi aplicada na face inferior, com um disco de aço com 80 *mm* de diâmetro e 40 *mm* de espessura. O valor da força aplicada foi registado através da célula de carga do actuator e das quatro células nos pontos de carga e os deslocamentos da lajeta foram medidos, nos pontos de aplicação das forças nos cantos, através de transdutores lineares de deslocamento (LVDT) (Figura 5.13).



Figura 5.13 – Ensaio de punçoamento das lajetas de BLACRF.

5.2.4. Módulo de elasticidade e lei-constitutiva

A determinação do módulo de elasticidade foi realizada de acordo com a especificação do LNEC, E397 [58], utilizando provetes prismáticos de 150×150×600 *mm*³, com as mesmas idades consideradas nos ensaios de resistência à compressão. O módulo de elasticidade foi determinado fazendo variar a tensão aplicada entre dois níveis, medindo as deformações longitudinais através de relógios comparadores, com precisão de 1 μ m, acoplados ao provete com recurso a acessórios metálicos (Figura 5.14.a). No BEALAA e no BLACRF utilizou-se o mesmo procedimento, embora em provetes de 100×100×400 *mm*³, e as deformações longitudinais foram medidas através de um alongâmetro, sendo os *demec*'s de fixação colados nas faces exteriores do provete (Figura 5.14.b). De acordo com a norma E397 [58], o ensaio termina quando a diferença da

variação da extensão, entre ciclos consecutivos, é inferior ao erro especificado, verificando-se a condição de convergência.



a) $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$

b) $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$

Figura 5.14 – Ensaio de caracterização do módulo de elasticidade.

A lei-constitutiva dos BEAL foi caracterizada em compressão uniforme aos 90 dias de idade, utilizando o mesmo procedimento de ensaio usado para determinar o módulo de elasticidade, bem como os mesmos provetes, e mantendo a diferença de tensão máxima e mínima entre ciclos, mas com incremento progressivo da tensão máxima, até se atingir a rotura. As deformações foram medidas através dos relógios comparadores, até 80 % da carga prevista de rotura, sendo estes retirados nesse instante de modo a evitar danos (Figura 5.15). As restantes leituras das deformações, até à rotura, foram obtidas através do registo de deslocamento da prensa, devidamente corrigido pela correlação entre este e os valores até então registados pelos relógios comparadores.



Figura 5.15 – Ensaio de caracterização da lei-constitutiva.

5.3. Análise dos resultados

5.3.1. Consistência e auto-compactabilidade

5.3.1.1. Consistência

Os resultados da consistência dos BEAL, determinados experimentalmente através do ensaio *slump test*, apresentam-se na Tabela 5.8, em função do abaixamento medido. Os valores obtidos na caracterização enquadram-se nas correspondentes classes de consistência definidas inicialmente para os BEAL, com pequenos desvios nos betões das tipologias C, F e H. Nestes casos, previu-se uma consistência S4, embora tenha sido admitida a hipótese da classe S3, tendo vindo a verificar-se que os resultados se enquadram na fronteira entre as duas. Na Tabela 5.8 constam ainda os resultados obtidos para as misturas de BEALAA. Estas misturas apresentaram uma consistência muito semelhante, cujos valores se ajustam na classe S4.

Tabela 5.8 – Resultados da consistência do BEAL e do BEALAA.

| BEAL | | | BEALAA | | |
|------|------------|-----------------------------------|--------|------------|-----------------------------------|
| Tipo | Designação | Consistência <i>Slump (cm)</i> | Tipo | Designação | Consistência <i>Slump (cm)</i> |
| B | B500.S5 | 23 | LA_A | LA_A1 | 20 |
| | B500 | 19 | | LA_A2 | 18 |
| | B425.S5 | 25 | LA_B | LA_B1 | 19 |
| | B425 | 20 | | LA_B2 | 18 |
| D | D425 | 18 | LA_C | LA_C1 | 18 |
| E | E500.S5 | 23 | LA_D | LA_D1 | 17 |
| | E425.S5 | 23 | | | |
| | E425 | 20 | | | |
| C | C500.S5 | 23 | | | |
| | C500 | 17 | | | |
| | C425 | 16 | | | |
| | C350 | 16 | | | |
| F | F500.S5 | 23 | | | |
| | F500 | 17 | | | |
| | F425 | 18 | | | |
| | F350 | 18 | | | |
| H | H350 | 17 | | | |
| HC | HC1.9 | 20 | | | |
| | HC1.7 | 20 | | | |
| | HC1.5 | 19 | | | |

5.3.1.2. Auto-compactabilidade

Durante as amassaduras dos BEALAC, efectuadas na misturadora de eixo vertical, verificou-se visualmente um bom desempenho dos betões, no que respeita à trabalhabilidade e ao comportamento reológico no estado fresco, Figura 5.16, com boas capacidades de escoamento e de auto-compactabilidade e com libertação do ar da matriz ligante.



Figura 5.16 – Amassadura de um BEALAC.

Os resultados obtidos nos ensaios de fluidez, viscosidade, capacidade de passagem e resistência à segregação apresentam-se na Tabela 5.9, juntamente com as correspondentes classes (*SF*, *VS*, *PA* e *SR*), comprovando um bom desempenho em todos os parâmetros, para todos os BEALAC.

Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios dos BEALAC: espalhamento, caixa-L e resistência à segregação.

| BEALAC | Fluidez | | Viscosidade | | | Capacidade de passagem | | Resistência à segregação | |
|--------|---------|--------|-------------|-----------|--------|------------------------|--------|--------------------------|--------|
| | D_f | Classe | t_f | t_{500} | Classe | H_2/H_1 | Classe | R_s | Classe |
| | (mm) | SF | (s) | (s) | VS | | PA | (%) | SR |
| L2.00 | 780 | SF3 | 28 | 4,0 | VS2 | 0,96 | PA2 | 4,5 | SR2 |
| L1.85 | 770 | SF3 | 25 | 4,3 | VS2 | 0,95 | PA2 | 3,5 | SR2 |
| L1.70 | 750 | SF2 | 32 | 5,4 | VS2 | 0,85 | PA2 | 4,2 | SR2 |

Contudo, tendo em conta que estes betões têm a mesma matriz ligante e analisando os resultados do BEALAC mais leve, L1.70, comparativamente aos L1.85 e L2.00, verifica-se que, à medida que a densidade do betão aumenta, há uma redução do desempenho de fluidez, de viscosidade e de capacidade de passagem, uma vez que estes são condicionados pela acção gravítica do seu peso.

Na Tabela 5.10 apresentam-se os resultados obtidos para a caracterização dos parâmetros de auto-compactabilidade do BLACRF, para as quatro misturas. As misturas L1.9_0.00 e L1.9_0.25 revelaram um bom desempenho de fluidez e de viscosidade. A mistura L1.9_0.50 apresentou uma boa fluidez, mas não cumpre os critérios de um BAC. Já a mistura L1.9_1.00, embora não se tenha efectuado o ensaio, apresentou menor fluidez, devido à elevada dosagem de fibras.

Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios do BLACRF: espalhamento, caixa-L e resistência à segregação.

| BLACRF | Fluidez | | | Viscosidade | | Capacidade de passagem | | Resistência à segregação | |
|-----------|---------|--------|-------|-------------|--------|------------------------|--------|--------------------------|--------|
| | D_f | Classe | t_f | t_{500} | Classe | H_2/H_1 | Classe | R_s | Classe |
| | (mm) | SF | (s) | (s) | VS | | PA | (%) | SR |
| L1.9_0.00 | 720 | SF2 | | 5,0 | VS2 | 0,87 | PA1 | 4,7 | SR2 |
| L1.9_0.25 | 680 | SF2 | | 6,0 | VS2 | 0,42 | n.a. | -- | -- |
| L1.9_0.50 | 560 | SF1 | | 20,0 | n.a. | -- | -- | -- | -- |
| L1.9_1.00 | -- | -- | | -- | -- | -- | -- | -- | -- |

É importante referir que o betão L1.9_1.00 apresentou uma baixa trabalhabilidade, não só pela menor fluidez, mas essencialmente por se ter formado uma estrutura interna de fibras, que dificultou o manuseamento do betão e o enchimento dos moldes. Deste modo, houve a necessidade de introduzir uma reduzida dosagem de água adicional durante a amassadura, para aumentar, embora que pouco, a trabalhabilidade. Apesar de a matriz destes betões ter elevadas fluidez e viscosidade, a elevada dosagem de fibras, associada aos índices de forma das fibras, dificultou o escoamento. Caso se pretenda usar uma elevada dosagem de fibras, com menor prejuízo de fluidez e de viscosidade, deve optar-se, provavelmente, pelo uso de fibras com menor índice de forma.

O betão L1.9_0.00, sem fibras, apresentou uma elevada capacidade de passagem nos varões da caixa-L. Uma vez que o betão L1.9_0.25, com uma reduzida dosagem de fibras, revelou dificuldade ao escoar entre os varões, não se efectuou este ensaio para as dosagens mais elevadas.

A resistência à segregação foi avaliada apenas para o betão de referência L1.9_0.00, sem fibras. O ensaio não foi realizado para as misturas com fibras, uma vez que estas aumentam a resistência à segregação do betão, embora provoquem perdas significativas de fluidez, de viscosidade e de capacidade de passagem.

5.3.2. Densidade

A caracterização da massa volúmica dos BEAL foi efectuada não só no estado fresco, ρ_f , mas também no estado endurecido, seco ao ar, ρ_a , 24 horas após a cura húmida, sendo os resultados apresentados na Tabela 5.11, juntamente com o valor previsto na composição, no estado fresco, ρ_{fp} . A massa volúmica seca ao ar, ρ_a , foi igualmente caracterizada para o BEALAA, para o BEALAC e para o BLACRF, sendo apresentados na Tabela 5.12 os resultados do BEALAA e na Tabela 5.13 os resultados dos restantes betões. Verificou-se um desvio reduzido, inferior a 1%, entre os valores da massa volúmica, previstos e caracterizados, no estado fresco, comprovando a fiabilidade da metodologia de composição, para os BEAL estudados.

A massa volúmica no estado endurecido foi, em média, ligeiramente inferior à massa volúmica no estado fresco, com uma redução de cerca de 1%, para a maioria dos betões. Contudo, esta relação é muito dependente da reduzida permeabilidade do betão, que condiciona a perda da água existente no interior dos grãos dos agregados leves.

Tabela 5.11 – Resultados da massa volúmica do BEAL.

| BEAL | | Massa volúmica (kg/m^3) | | | |
|------|------------|-----------------------------|----------|----------|--------|
| Tipo | Designação | ρ_{fp} | ρ_f | ρ_a | ρ |
| B | B500.S5 | 2000 | 1990 | 1980 | 1960 |
| | B500 | 2010 | 2000 | 1990 | 1970 |
| | B425.S5 | 2005 | 1995 | 1975 | 1960 |
| | B425 | 2010 | 2005 | 2000 | 1980 |
| D | D425 | 1850 | 1840 | 1825 | 1810 |
| E | E500.S5 | 1805 | 1810 | 1785 | 1760 |
| | E425.S5 | 1800 | 1795 | 1780 | 1760 |
| | E425 | 1805 | 1800 | 1790 | 1770 |
| C | C500.S5 | 1825 | 1815 | 1795 | 1760 |
| | C500 | 1830 | 1820 | 1805 | 1770 |
| | C425 | 1830 | 1815 | 1800 | 1770 |
| | C350 | 1830 | 1825 | 1810 | 1770 |
| F | F500.S5 | 1630 | 1615 | 1590 | 1560 |
| | F500 | 1625 | 1610 | 1590 | 1560 |
| | F425 | 1625 | 1610 | 1595 | 1570 |
| | F350 | 1630 | 1620 | 1600 | 1570 |
| H | H350 | 1410 | 1410 | 1390 | 1360 |
| HC | HC1.9 | 1940 | 1930 | 1920 | 1900 |
| | HC1.7 | 1740 | 1730 | 1720 | 1700 |
| | HC1.5 | 1560 | 1550 | 1525 | 1500 |

Tabela 5.12 – Resultados da massa volúmica do BEALAA.

| BEALAA | | Massa volúmica (kg/m^3) | | |
|--------|------------|-----------------------------|----------|--------|
| Tipo | Designação | ρ_{fp} | ρ_a | ρ |
| LA_A | LA_A1 | 1870 | 1860 | 1850 |
| | LA_A2 | 1865 | 1855 | 1850 |
| LA_B | LA_B1 | 1720 | 1700 | 1700 |
| | LA_B2 | 1720 | 1695 | 1700 |
| LA_C | LA_C1 | 1725 | 1710 | 1700 |
| LA_D | LA_D1 | 1515 | 1515 | 1500 |

Tabela 5.13 – Resultados da massa volúmica dos BEALAC e BLACRF.

| BEALAC/BLACRF | | Massa volúmica (kg/m^3) | | |
|---------------|------------|-----------------------------|----------|--------|
| Tipo | Designação | ρ_{sp} | ρ_a | ρ |
| L | L2.00 | 2015 | 2015 | 2000 |
| | L1.85 | 1865 | 1860 | 1850 |
| | L1.70 | 1715 | 1720 | 1700 |
| L1.9 | L1.9_0.00 | 1935 | 1930 | 1910 |
| | L1.9_0.25 | 1950 | 1940 | 1920 |
| | L1.9_0.50 | 1965 | 1960 | 1940 |
| | L1.9_1.00 | 1995 | 1990 | 1975 |

5.3.3. Modo e superfície de rotura

O modo de rotura, à compressão, dos provetes cúbicos dos BEAL (Figura 5.17) revelou-se semelhante ao modo de rotura típico dos BDN, sendo mais frágil nos betões mais resistentes e rígidos. Este fenómeno ocorre devido à quantidade de energia acumulada pelo provete durante o ensaio, a qual é dissipada no momento da rotura. A energia libertada, em provetes de BEAL de elevada resistência, provoca uma rotura explosiva (Figura 5.18).



Figura 5.17 – Rotura típica de um provete de BEAL.

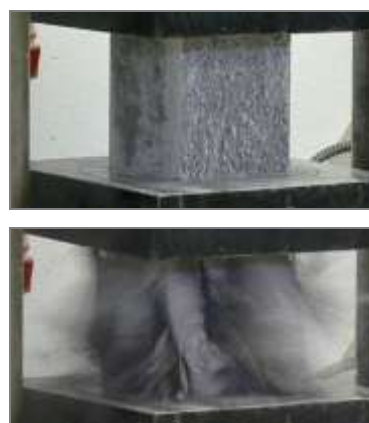


Figura 5.18 – Rotura explosiva de provete de BEAL.

A análise da superfície de rotura dos provetes em BEAL demonstrou que esta ocorreu pela pasta e pelos agregados. O aspecto desta superfície permite ainda identificar a distribuição dos agregados constituintes da mistura (Figura 5.19).

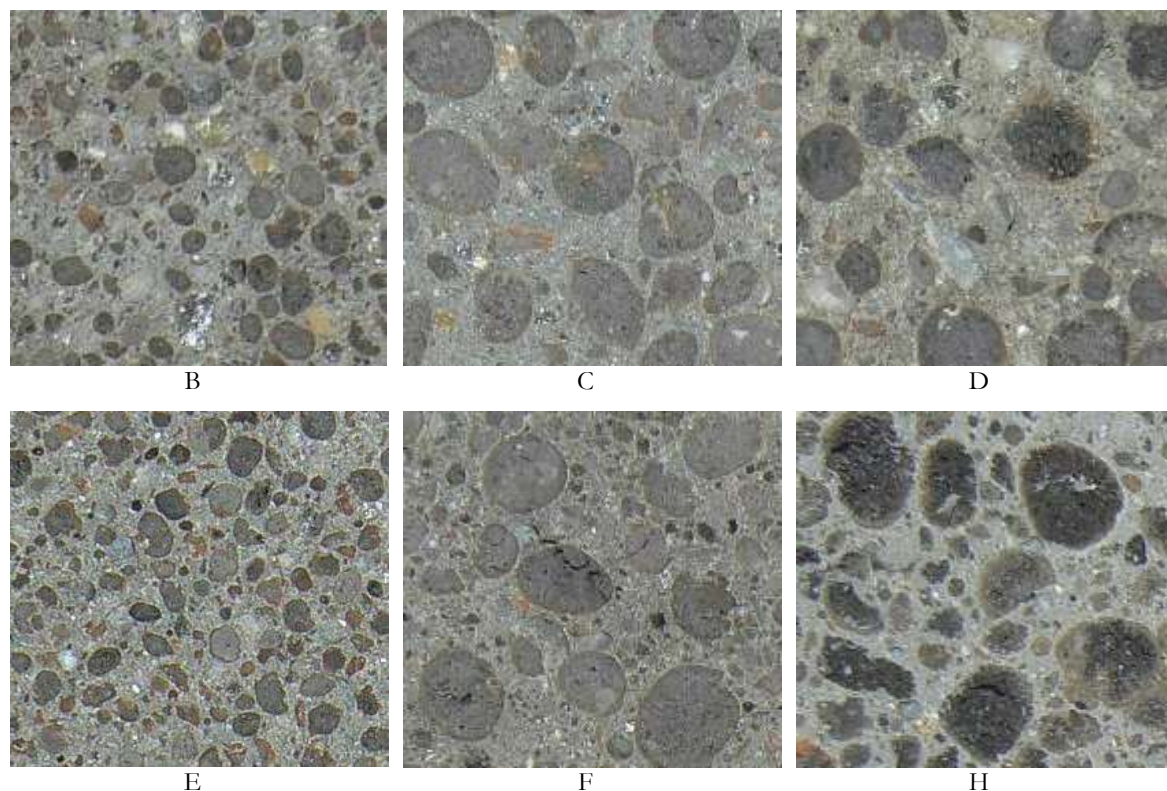


Figura 5.19 – Superfície de rotura dos provetes de BEAL, por tipologia (B, C, D, E, F, H).

A superfície de rotura dos BEAL estudados para o Capítulo 7 (HC1.9, HC1.7 e HC1.5) revelou um modo de rotura semelhante, pela matriz e pelos agregados, e com uma distribuição homogênea dos agregados na matriz (Figura 5.20).

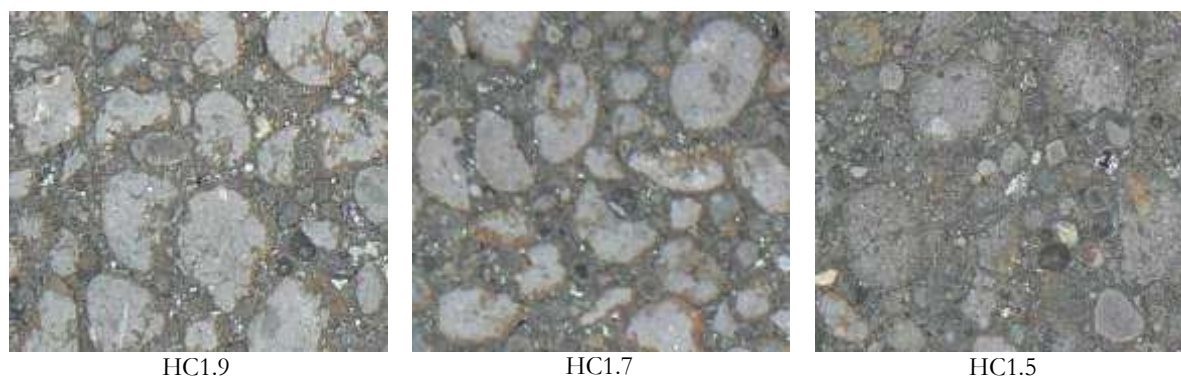


Figura 5.20 – Superfície de rotura dos provetes do BEAL da tipologia HC

A superfície de rotura do BEALAC (L2.00, L1.85 e L1.70), produzidos com as mesmas combinações de agregados dos betões HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5), embora com diferentes proporções, apresenta-se na Figura 5.21. É possível observar as semelhanças entre estes dois conjuntos de betões, distinguindo-se, contudo, a proporção de agregados leves grossos na matriz.

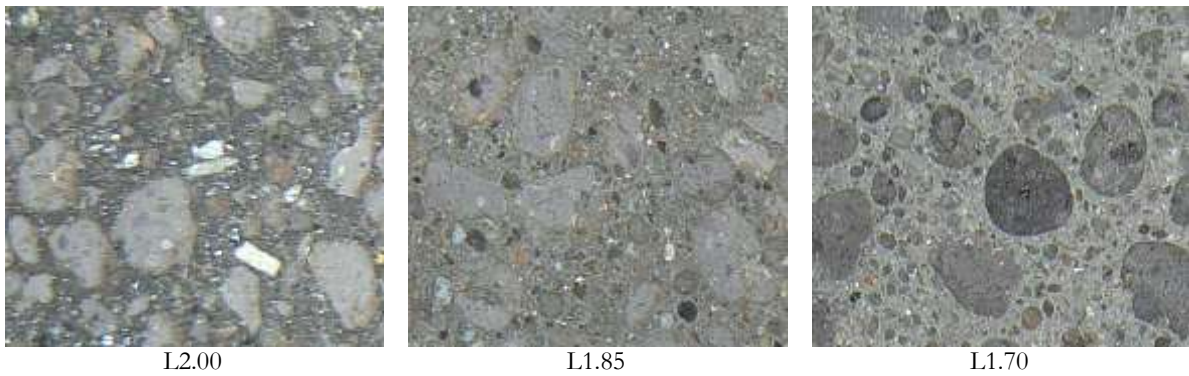


Figura 5.21 – Superfície de rotura dos provetes do BEALAC.

O modo e a superfície de rotura dos provetes de BLACRF foram bastante diferentes de qualquer BEAL sem fibras (Figura 5.22). Os provetes de ensaio à compressão permitem uma maior deformação, uma vez que as fibras só são mobilizadas no momento próximo da carga de pico, não permitindo, além disso, o destacamento parcial de fragmentos do provete (Figura 5.23.a). Os provetes usados nos ensaios de compressão diametral apresentam uma fissura diametral, embora sem separação das correspondentes metades, devido à ligação materializada pelas fibras (Figura 5.23.b). Os provetes de flexão (Figura 5.23.c) apresentam uma rotura dúctil, permitindo elevada deformabilidade após a fractura do betão, devida às fibras.

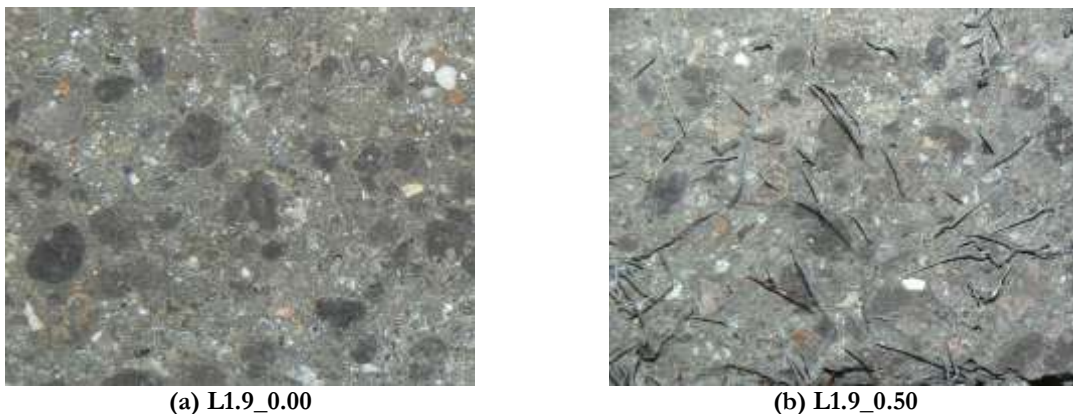


Figura 5.22 – Superfície de rotura do BLACRF, sem e com fibras.



Figura 5.23 – Configuração de rotura dos provetes dos BLACRF.

Os provetes de BEALAA revelaram um modo de rotura com a mesma configuração da dos BEAL. Contudo, a observação da superfície de rotura revelou uma elevada influência da rigidez e da resistência dos agregados leves, uma vez que a matriz ligante produzida para estes betões tem reduzida resistência à compressão, entre 30 e 37 MPa (Figura 5.24): (i) os betões das tipologias LA_A e LA_B, com agregados grossos leves mais resistentes (HD4/12), tiveram uma superfície de rotura maioritariamente pela matriz ligante e pela interface agregado-matriz, com reduzida rotura dos agregados HD4/12; (ii) os betões das tipologias LA_C e LA_D, com agregados grossos leves de resistência moderada (MD), tiveram uma superfície de rotura pela matriz ligante e pelos agregados.

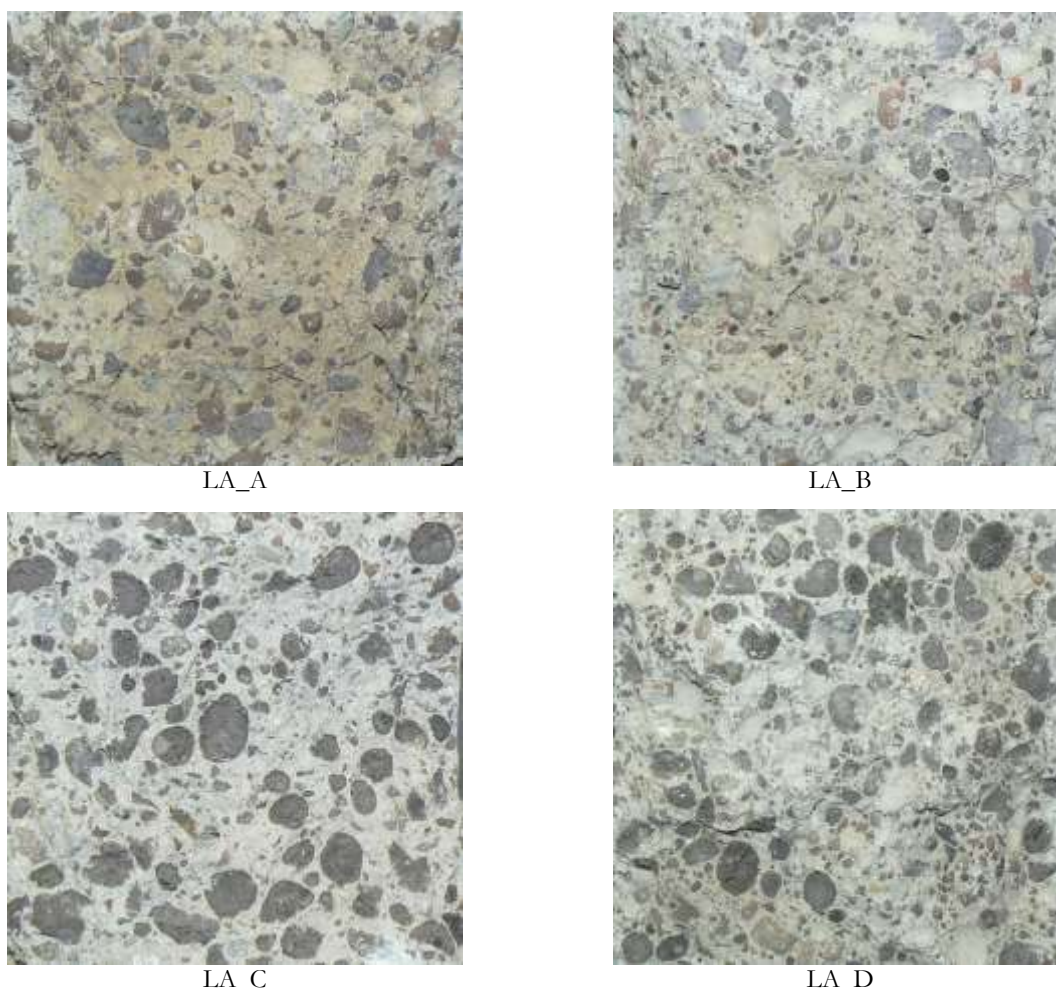


Figura 5.24 – Superfície de rotura dos provetes de BEALAA.

5.3.4. Resistências à compressão e à tracção

Os resultados obtidos com os ensaios de resistência à compressão, em cubos, e à tracção por compressão diametral, para os BEAL das diversas tipologias caracterizadas, apresentam-se na Tabela 5.14. São apresentados os valores médios da resistência à compressão, f_{cm} , para cada idade, com desvios padrão em média menores do que 3% e desvio máximo de 6%. Já nos resultados da

resistência à tracção por compressão diametral, f_{ctm} , observou-se uma variação superior, com um desvio padrão médio de 6%.

Tabela 5.14 – Resultados das resistências à compressão e à tracção dos BEAL.

| Tipologia | Designação | f_{cm} (MPa) | | | | | f_{ctm} (MPa) |
|-----------|------------|----------------|--------|---------|---------|---------|-----------------|
| | | 3 dias | 7 dias | 14 dias | 28 dias | 90 dias | 28 dias |
| B | B500.S5 | 53,1 | 60,6 | 66,9 | 70,7 | 75,5 | 5,3 |
| | B500 | 53,9 | 68,2 | 74,6 | 77,0 | 81,2 | 5,7 |
| | B425.S5 | 43,7 | 50,7 | 54,3 | 62,5 | 63,9 | 4,6 |
| | B425 | 47,0 | 55,9 | 61,2 | 64,8 | 67,2 | 4,8 |
| D | D425 | 35,0 | 39,3 | 43,1 | 45,6 | 48,4 | 3,5 |
| E | E500.S5 | 43,0 | 47,1 | 53,8 | 61,3 | 65,8 | 4,4 |
| | E425.S5 | 40,3 | 45,8 | 48,8 | 52,3 | 53,4 | 4,1 |
| | E425 | 40,2 | 48,9 | 54,0 | 57,1 | 60,4 | 4,1 |
| C | C500-S5 | 38,6 | 42,2 | 44,9 | 48,6 | 53,9 | 3,9 |
| | C500 | 43,3 | 50,7 | 52,6 | 56,8 | 58,0 | 4,3 |
| | C425 | 42,0 | 46,9 | 47,8 | 49,3 | 52,7 | 3,9 |
| | C350 | 38,2 | 41,9 | 44,7 | 46,6 | 48,5 | 3,7 |
| F | F500-S5 | 35,9 | 38,8 | 40,6 | 42,1 | 45,7 | 3,5 |
| | F500 | 37,4 | 40,5 | 45,4 | 46,1 | 49,0 | 3,7 |
| | F425 | 36,3 | 38,8 | 41,2 | 43,3 | 44,9 | 3,3 |
| | F350 | 35,8 | 38,6 | 39,6 | 41,3 | 43,0 | 3,0 |
| H | H350 | 18,1 | 20,4 | 22,3 | 23,8 | 23,9 | 1,8 |
| HC | HC1.9 | - | 63,6 | - | 75,2 | 78,3 | 4,8 |
| | HC1.7 | - | 54,4 | - | 64,5 | 67,0 | 3,7 |
| | HC1.5 | - | 37,0 | - | 44,1 | 46,3 | 2,6 |

Os valores das resistências obtidas são consistentes com o comportamento previsto. Para cada uma das tipologias (B, E, C e F) de BEAL, a redução da dosagem de ligante traduz-se na redução da resistência, para a mesma consistência. Os betões com 500 kg de cimento e classe de consistência S4 evidenciam a eficiência de desempenho proporcionada no aumento da resistência, devida à menor relação A/L e à compacidade mais elevada, comparativamente aos betões de consistência S5. Os betões da tipologia HC, uma vez que estes têm a mesma matriz ligante e diferentes valores de densidade, em função de diferentes combinações de agregados, apresentam menor valor de resistência à compressão com a redução da densidade.

Na Figura 5.25 apresenta-se a evolução da resistência à compressão, com a idade, para os BEAL caracterizados, representando-se igualmente o ajuste de cada uma das respectivas curvas de endurecimento, previstas no EC2 e no MC10, para as mesmas misturas.

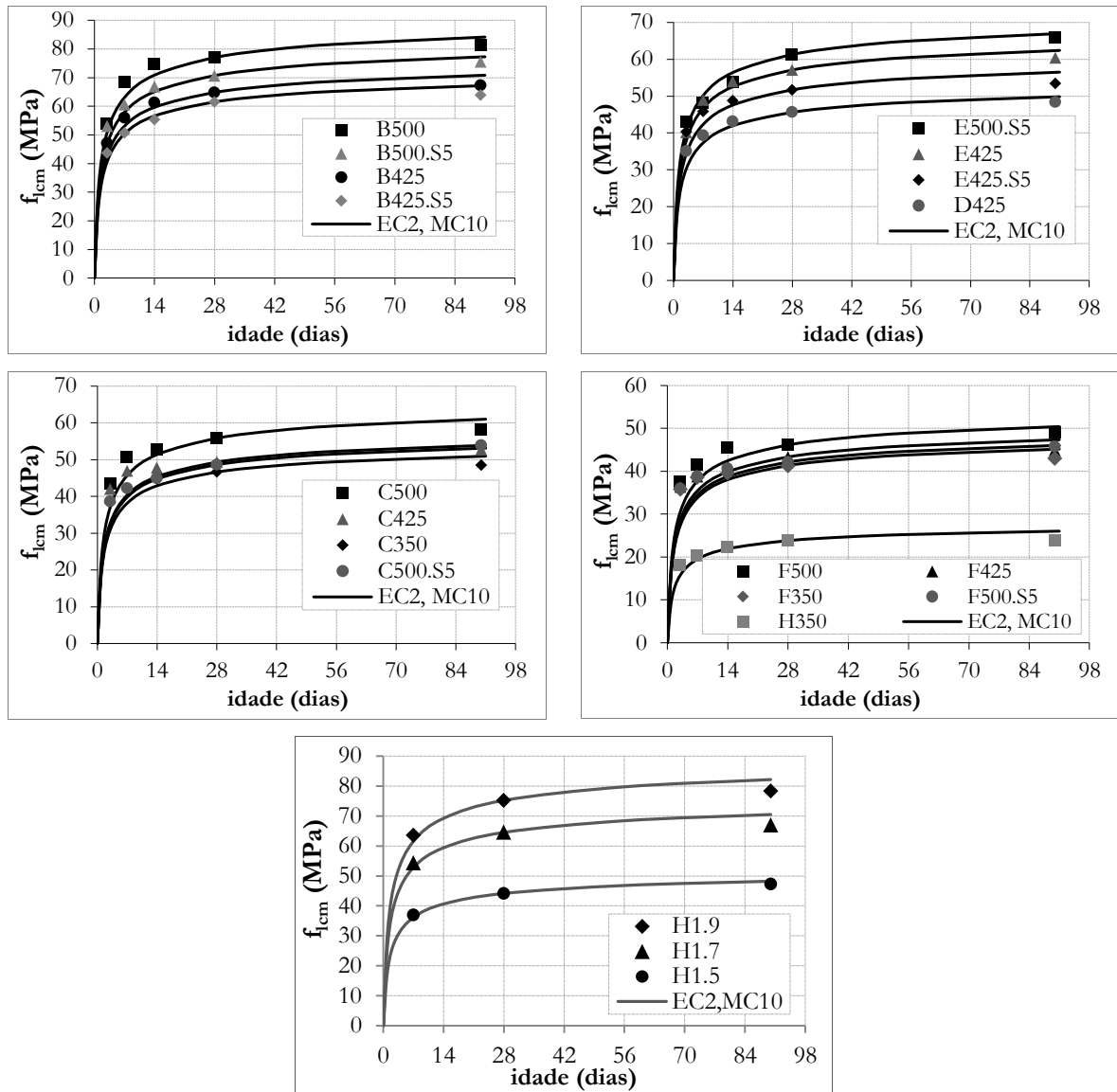


Figura 5.25 – Evolução da resistência à compressão do BEAL.

Da análise dos gráficos, observa-se que a evolução da resistência dos BEAL, com a idade, não coincide perfeitamente com os valores das curvas dos códigos, função do coeficiente de endurecimento. Com efeito, a resistência à compressão apresenta valores ligeiramente superiores à curva em idades jovens e, por outro lado, a evolução posterior aos 28 dias não é tão elevada como a curva sugere, principalmente nos betões com elevada dosagem de agregados grossos leves (superior a cerca de 350 $litros/m^3$). Assim, considerou-se a possibilidade de corrigir o parâmetro s_p da expressão (5.1), multiplicando-o por um coeficiente, λ_p , cujo valor se ajustou:

- (i) 0,6, para misturas com uma dosagem de agregado grosso leve superior a 350 $litros/m^3$;
- (ii) 0,8, para misturas com uma dosagem de agregado grosso leve entre 200 e 350 $litros/m^3$;
- (iii) 1,0, para misturas com uma dosagem de agregado grosso leve inferior a 200 $litros/m^3$.

Assim, resulta a seguinte expressão para o coeficiente de endurecimento (5.11).

$$\beta(t) = \exp\left(s_c \times \lambda_f \times \left(1 - \sqrt{28/t}\right)\right) \quad (5.11)$$

Considerando a correcção de endurecimento proposta, o ajuste das curvas aos correspondentes resultados experimentais provou ser muito mais adequado (Figura 5.26).

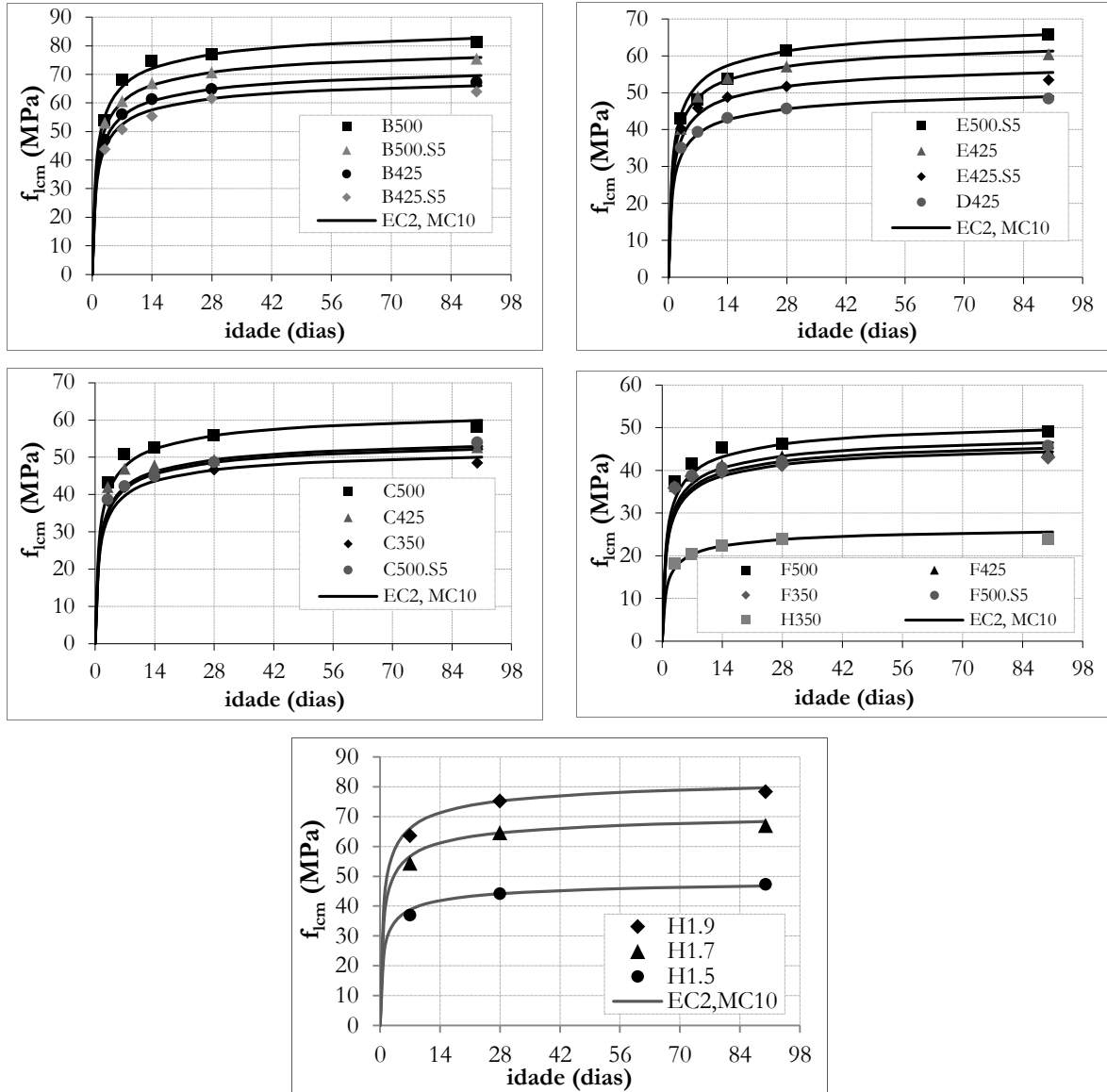


Figura 5.26 – Evolução da resistência à compressão do BEAL, com correcção do coeficiente de endurecimento.

Os valores médios da resistência à compressão, f_{cem} , e da resistência à tracção por compressão diametral, f_{ctm} , para os BEALAC, apresentam-se na Tabela 5.15. Os correspondentes desvios padrão foram inferiores, em média a 2% e 4%, respectivamente, com desvios padrão máximos de 5% e 8%.

Tabela 5.15 – Resultados das resistências à compressão e à tração do BEALAC.

| BEALAC | $f_{lcm} (MPa)$ | | | $f_{lctm} (MPa)$ |
|--------|-----------------|---------|---------|------------------|
| | 7 dias | 28 dias | 90 dias | 28 dias |
| L2.00 | 64,9 | 76,0 | 81,7 | 5,3 |
| L1.85 | 55,6 | 66,6 | 70,1 | 4,1 |
| L1.70 | 40,3 | 50,3 | 53,6 | 3,2 |

Os BEALAC, uma vez que têm a mesma matriz ligante e diferentes valores de densidade, em função de diferentes combinações de agregados, apresentam menor valor de resistência à compressão com a redução da densidade, conforme foi previsto na composição.

Na Figura 5.27 apresenta-se a evolução da resistência à compressão com a idade para o BEALAC, representando-se igualmente o ajuste de cada uma das correspondentes curvas de endurecimento, previstas no EC2 e no MC10, embora com a correção proposta para o BEAL. Pela análise do gráfico, observa-se uma evolução da resistência do BEALAC, com a idade, que se enquadra bem no padrão proposto, em função do coeficiente de endurecimento corrigido.

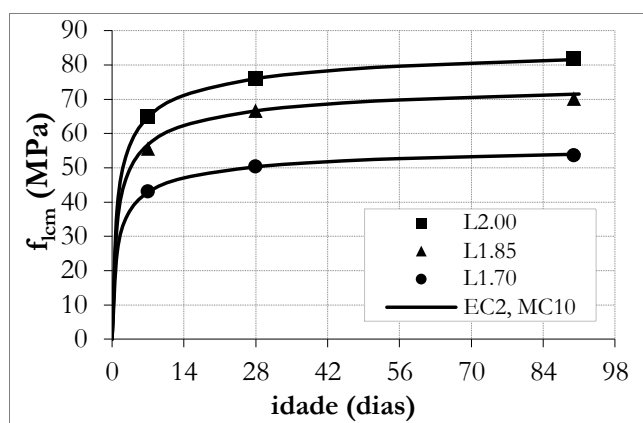


Figura 5.27 – Evolução da resistência à compressão do BEALAC.

Os valores médios das resistências à compressão do BLACRF apresentam-se na Tabela 5.16, onde os desvios foram em média de 3%, com desvio máximo de 7%. Indicam-se ainda os correspondentes valores médios da resistência à tração por compressão diametral, com um desvio médio de 4% e um desvio máximo de 9%.

Tabela 5.16 – Resultados das resistências à compressão e à tração do BLACRF.

| BLACRF | $f_{lcm} (MPa)$ | | | | $f_{lctm} (MPa)$ |
|-----------|-----------------|--------|---------|---------|------------------|
| | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 56 dias | 28 dias |
| L1.9_0.00 | 54,0 | 54,8 | 59,8 | 59,6 | 4,5 |
| L1.9_0.25 | 53,2 | 55,3 | 60,1 | 60,8 | 4,4 |
| L1.9_0.50 | 56,5 | 56,8 | 62,8 | 63,8 | 4,6 |
| L1.9_1.00 | 56,6 | 62,4 | 64,7 | 66,9 | 5,7 |

Verificou-se o aumento da resistência à compressão do BLACRF com o aumento da dosagem de fibras, apesar de terem a mesma matriz, comprovado pela correlação representada na Figura 5.28, para os resultados aos 28 dias de idade. Ainda assim, o aumento da resistência é bastante reduzido, cerca de 8% por cada unidade de V_f , corroborando as conclusões de estudos anteriores [11, 104, 167].

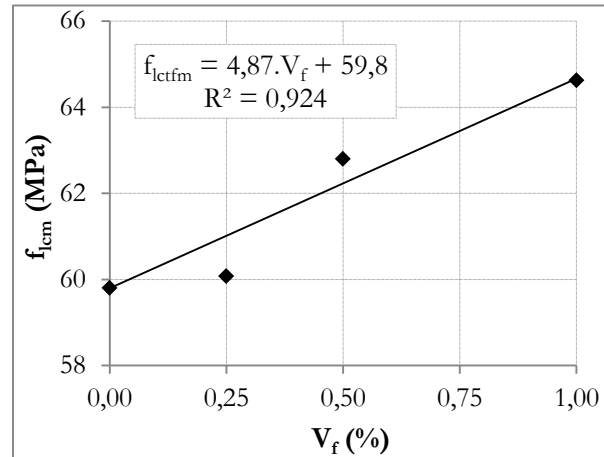


Figura 5.28 – Correlação entre a resistência à compressão do BLACRF e V_f .

Na Figura 5.29 apresenta-se a evolução da resistência à compressão dos BLACRF, representando-se igualmente o ajuste de cada uma das correspondentes curvas de endurecimento, da expressão corrigida (5.11).

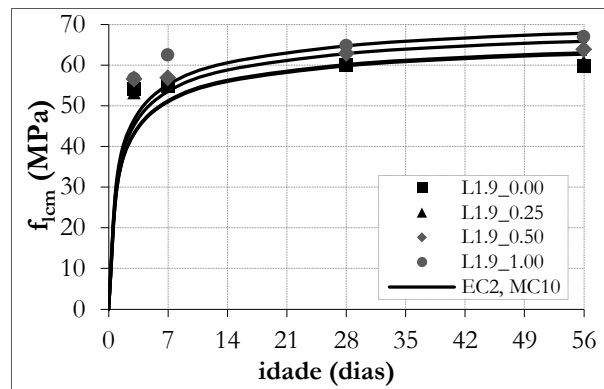


Figura 5.29 – Evolução da resistência à compressão do BLACRF.

Nos BLACRF, a evolução da resistência enquadra-se bem na evolução de endurecimento corrigida, embora se tenham verificado valores mais elevados em idade jovem, aos 3 e aos 7 dias, provavelmente pela contribuição das fibras no confinamento da matriz.

Analisando os resultados da Tabela 5.16, observou-se um aumento significativo da resistência à tracção por compressão diametral apenas para o betão com maior dosagem de fibras. Contudo, este ensaio permite caracterizar apenas esta resistência em termos de tensão de fractura do betão,

uma vez que, após a ocorrência desta, a distribuição de tensões no provete é totalmente alterada, não sendo assim possível caracterizar a resistência adicional proporcionada pelas fibras.

Por fim, apresentam-se na Tabela 5.17 os valores médios da resistência à compressão do BEALAA, cujos desvios foram em média de 3%, com desvio máximo de 7,0%; incluem-se igualmente os valores médios da resistência à tracção por flexão, f_{lef} , aos 90 dias, cujos desvios foram em média de 5%, com desvio máximo de 8%. Determinou-se, com base nos resultados de flexão, os correspondentes valores da resistência à compressão, f_{ctm} através da sua multiplicação pelo coeficiente correctivo A_{fb} previsto no MC10. Este resulta da expressão (5.12), onde h_b é a altura da secção transversal do provete, em *mm*.

$$A_{fb} = \frac{0,06.h_b^{0,7}}{1 + 0,06.h_b^{0,7}} \tag{5.12}$$

Tabela 5.17 – Resultados das resistências à compressão do BEALAA.

| BEALAA | f_{lm} (MPa) | | | | f_{lef} (MPa) | f_{ctm} (MPa) |
|--------|----------------|--------|---------|---------|--------------------|--------------------|
| | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 90 dias | | |
| LA_A1 | 14,8 | 23,3 | 30,8 | 35,2 | 3,1 | 1,9 |
| LA_B1 | 14,7 | 23,4 | 29,6 | 31,2 | 2,9 | 1,7 |
| LA_C1 | 15,3 | 19,7 | 23,9 | 25,4 | 3,2 | 1,9 |
| LA_D1 | 13,9 | 15,8 | 21,5 | 23,4 | 3,0 | 1,8 |
| LA_A2 | 12,5 | 18,0 | 25,9 | 29,3 | 3,3 | 2,0 |
| LA_B2 | 12,9 | 16,9 | 23,1 | 26,8 | 3,4 | 2,0 |

À semelhança dos BEAL produzidos com cimento Portland, observou-se um aumento da resistência dos BEALAA com a idade. Além disso, verificou-se que os betões produzidos com agregados grossos HD4/12 (LA_A1 e LA_B1) apresentaram maior resistência, comparativamente aos betões com a mesma matriz ligante e com agregados grossos mais leves MD (LA_C1 e LA_D1). Além disso, os betões LA_A1 e LA_C1, produzidos apenas com areia de densidade normal, apresentaram maiores valores de resistência, comparativamente aos mesmos betões produzidos com uma mistura de areia leve e de densidade normal (LA_B1 e LA_D1). Nas misturas do tipo LA_A e LA_B, produzidas com diferentes parâmetros da matriz ligante, verificou-se que as misturas com adição de 5% de sílica de fumo (LA_A1 e LA_B1) têm maior resistência à compressão, em cerca de 25%, comparativamente às mesmas misturas sem adição (LA_A2 e LA_B2). Os resultados são coerentes com os resultados obtidos por Martins [126], efectuados com as mesmas proporções de ligante em misturas equivalentes de argamassa.

A evolução da resistência à compressão, com a idade, dos BEALAA apresenta-se na Figura 5.30, representando-se igualmente o ajuste de cada uma das correspondentes curvas de endurecimento,

previstas no EC2. Uma vez que os parâmetros da expressão de endurecimento dependem do tipo de cimento usado na matriz, não tendo enquadramento para os LAA, optou-se por usar o parâmetro da curva do cimento do tipo N ($s_c = 0,25$), por permitir o melhor ajuste aos resultados experimentais. Salienta-se, no entanto, que este parâmetro é válido para as condições aqui descritas: EAF como ligante base; KOH com activador alcalino; e condições de cura com $HR=100\%$ e $T=20^\circ\text{C}$. Apresentam-se dois gráficos, com o objectivo de comparar: (i) a evolução para os quatro tipos de BEALAA (LA_A, LA_B, LA_C e LA_D), com a mesma matriz ligante; e (ii) a evolução para os tipos LA_A e LA_B, produzidos com diferentes parâmetros da matriz.

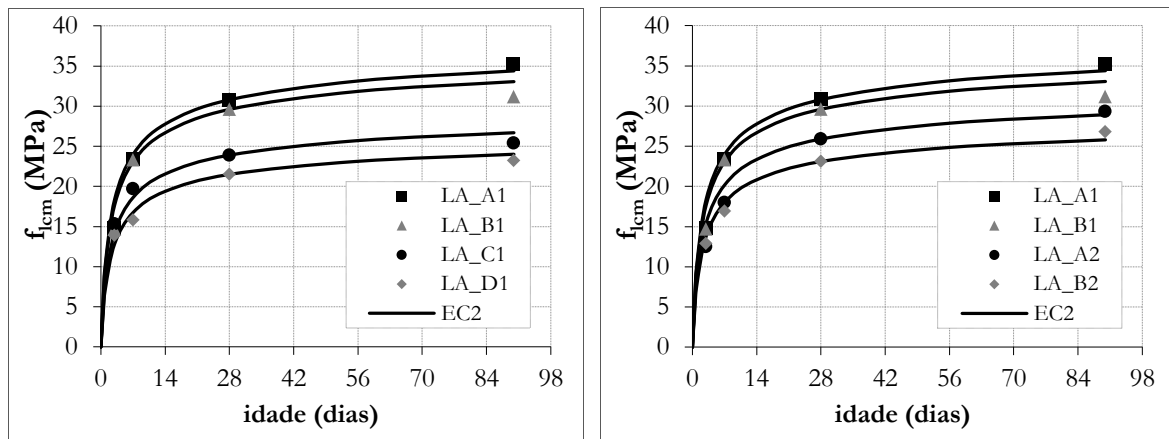


Figura 5.30 – Evolução da resistência à compressão do BEALAA.

5.3.4.1. Comparação entre a previsão e a caracterização da resistência

Na Figura 5.31 comparam-se os valores previstos na composição para a resistência à compressão do betão, f_{lcp} , com os correspondentes valores obtidos experimentalmente aos 28 dias, f_{lcm} , verificando-se uma boa correlação, embora com alguns desvios.

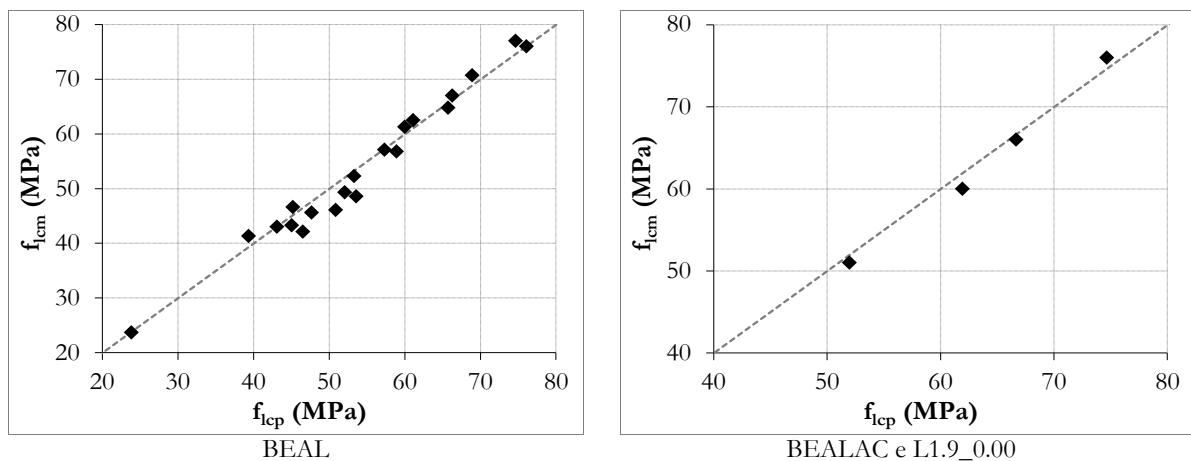


Figura 5.31 – Comparação entre f_{lcp} e f_{lcm} do BEAL e do BEALAC.

Analisando os desvios obtidos, o erro de previsão foi em média de 3,6%, com um máximo de 10%. Ainda assim, os maiores desvios ocorreram nas misturas das tipologias C e F com elevada

dosagem de cimento, sendo os restantes desvios inferiores a 5%. De referir que a dosagem de agregado leve grosso nas misturas referidas é bastante elevada, podendo justificar uma insuficiência da capacidade resistente da matriz ligante, comparativamente ao valor previsto. É notório que essa diferença é maior nos betões com maiores dosagens de ligante, podendo indicar que acima de um volume elevado de agregado grosso leve (cerca de $400 \text{ litros}/\text{m}^3$), o aumento da dosagem de ligante não se traduz num aumento eficiente da resistência do betão, ficando esta limitada, parcialmente, pela capacidade do agregado leve usado.

A mesma análise foi efectuada para a previsão da resistência à compressão dos BEALAA (Figura 5.32), tendo-se observado um comportamento diferente do dos BEAL com matriz ligante à base de cimento. Verificou-se uma perda menor da resistência relativamente à previsão, nos betões com agregados grossos de menor rigidez (MD), comparativamente aos betões com agregados grossos HD4/12. Assim, o erro de previsão, relativamente aos resultados experimentais, foi em média de 16% nas misturas com agregados MD e de 3,6% nas misturas com agregados HD4/12.

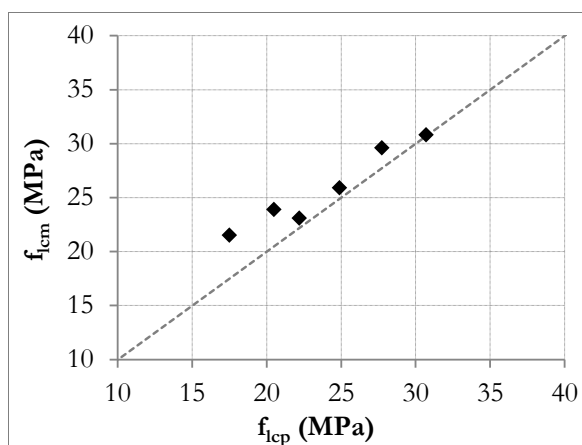


Figura 5.32 – Comparação entre f_{lcp} e f_{lcm} do BEALAA.

O elevado desvio registado, relativamente à previsão, obtido nas misturas LA_C1 e LA_D1, deve-se provavelmente à maior compatibilidade elástica entre a matriz ligante, com reduzida resistência, e os agregados grossos MD, resultando numa distribuição de tensões internas mais uniforme. Este argumento é comprovado ainda pelo modo de rotura dos provetes, com rotura uniforme por ambas as fases (agregado leve e matriz ligante). Nas misturas com agregados grossos HD4/12, o modo de rotura ocorreu não só pela matriz ligante, mas também pela interface matriz-agregado, provavelmente devido à elevada rigidez destes agregados, comparativamente à matriz, gerando maiores concentrações de tensões na interface.

5.3.4.2. Correlação entre as resistências à tracção e à compressão

Analisou-se a correlação entre os valores médios das resistências à tracção e à compressão do BEAL e do BEALAC caracterizados (Figura 5.33). Através da análise de resultados, verificou-se que os BEAL das tipologias B, C, D, E, F, H, com adição de sílica de fumo na matriz ligante, apresentam uma elevada correlação, tendo-se assumido uma tendência de potência, embora seja próxima da linear. Contudo, os resultados do BEAL da tipologia HC, com adição de cinzas volantes na matriz ligante, indiciam uma correlação do mesmo tipo, embora com valores de resistência à tracção mais reduzidos, em relação aos correspondentes da resistência à compressão. Optou-se por efectuar uma correlação do mesmo tipo para o BEALAC, incluindo o L1.9_0.00, por apresentar diferentes parâmetros, quer da matriz ligante quer das proporções dos agregados, comparativamente ao BEAL.

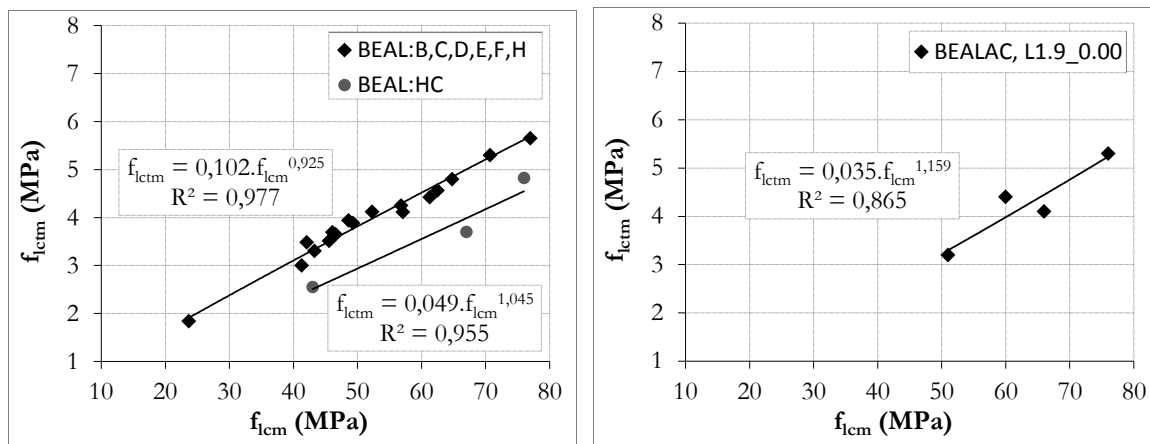


Figura 5.33 – Correlação entre f_{lctm} e f_{lcm} do BEAL e do BEALAC.

Ainda assim, e independentemente das correlações efectuadas, a relação linear entre os valores médios das resistências à tracção e à compressão no BEAL e no BEALAC varia geralmente entre 0,06 e 0,08.

Da comparação efectuada entre os valores das resistências à tracção por flexão e à compressão do BEALAA, efectuada à idade de 90 dias (Figura 5.34), não foi possível ajustar a tendência com uma correlação fiável; contudo, é necessário estudar futuramente esta relação, entre outras, para um conjunto de betões com um intervalo mais amplo da resistência. Comparando os valores dos betões com e sem adição de sílica de fumo, para as tipologias LA_A e LA_B, a resistência à flexão dos betões sem adição de sílica de fumo (LA_A2 e LA_B2) foi superior à dos betões com adição de sílica de fumo (LA_A1 e LA_B1), embora os segundos tenham maior resistência à compressão. Refira-se que o modo de rotura dos betões referidos indicia uma resistência reduzida da interface matriz/agregados grossos, facto que não justifica esta oposição de comportamento, pois os parâmetros dos betões são semelhantes, podendo tratar-se de um desvio.

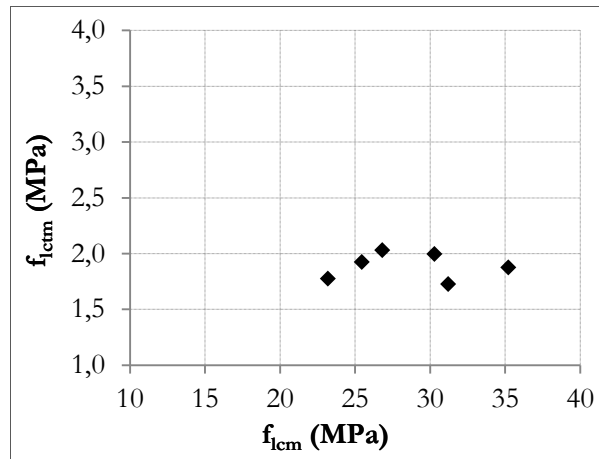


Figura 5.34 – Comparação entre f_{lctm} e f_{lcm} do BEALAA.

5.3.4.3. Comparação da resistência à tracção com a previsão dos códigos

Os valores médios da resistência à tracção do BEAL e do BEALAC foram ainda comparados, na Figura 5.35, com as correspondentes previsões efectuadas com os códigos adoptados no presente estudo (EC2, MC10 e ACI), $f_{lctm,cod}$ as quais dependem da resistência à compressão e da densidade do betão.

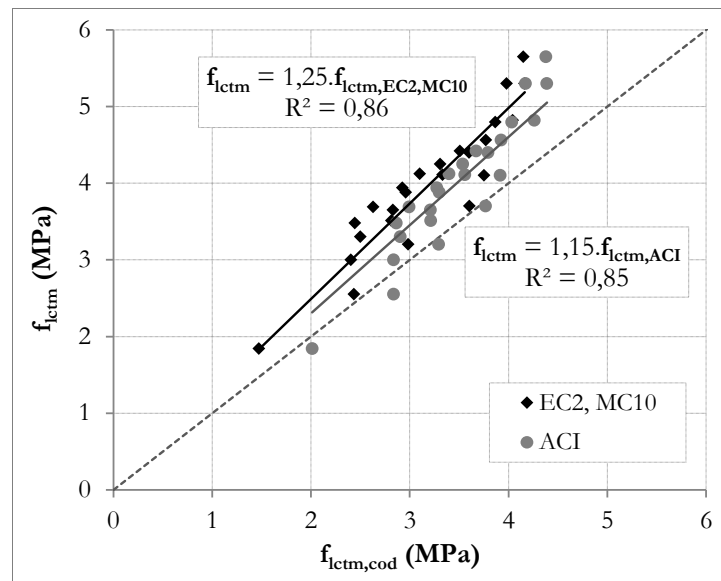


Figura 5.35 – Comparação da f_{lctm} do BEAL e do BEALAC com as previsões dos códigos.

A previsão dos códigos EC2 e MC10 é mais conservativa, comparativamente à previsão do ACI, uma vez que os resultados experimentais da resistência à tracção são superiores aos previstos nos códigos, em média em 25% e 15% respectivamente. Contudo, considerando os maiores desvios que ocorrem na caracterização da resistência à tracção, considera-se que a abordagem mais segura é do EC2 e do MC10 é mais adequada.

Uma vez que a caracterização da resistência à flexão do BEALAA foi efectuada à flexão, além de não se ter obtido uma boa correlação com a resistência à compressão, não se efectuou a comparação dos valores experimentais com os resultantes das expressões dos códigos.

5.3.5. Influência da dosagem de fibras na resistência dos BLACRF

A introdução de fibras na matriz de betão tem uma influência significativa na ductilidade do material composto, além de proporcionar, ainda, o aumento da resistência mecânica, principalmente à tracção. Da análise da correlação apresentada na Figura 5.28, concluiu-se que a resistência à compressão do betão aumenta cerca de 8% com o aumento de uma unidade da percentagem volumétrica de fibras, V_f , com tendência linear.

As curvas força-deslocamento obtidas nos ensaios de flexão apresentam-se na Figura 5.36, a partir das quais é possível concluir que o aumento da dosagem de fibras na matriz do betão proporciona o aumento, não só da resistência máxima à flexão, mas também da ductilidade.

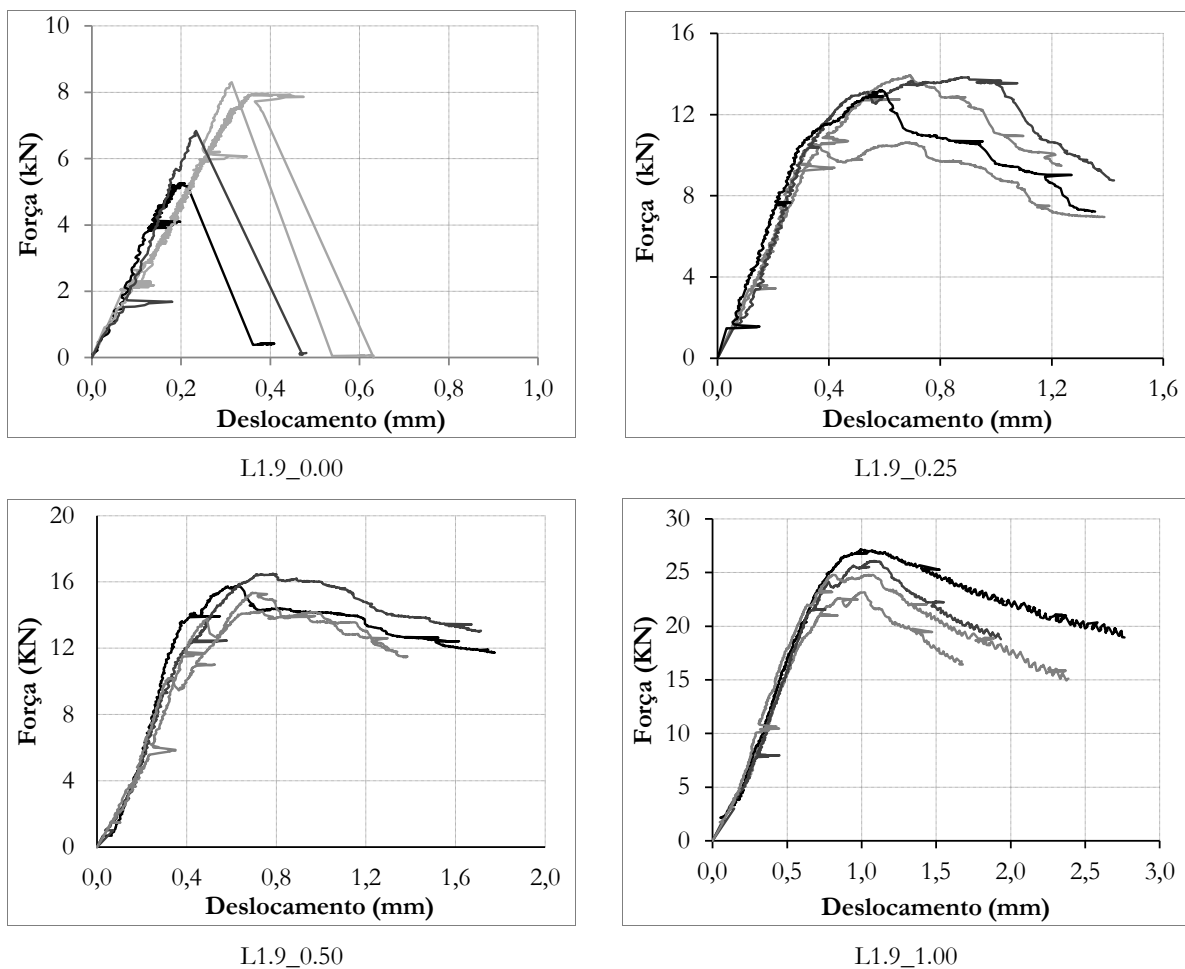


Figura 5.36 – Gráficos força-deslocamento dos ensaios de flexão nos provetes de BLACRF.

Os valores médios obtidos para a tensão de fissuração, $f_{ctm,cr}$ e para a resistência máxima de tracção por flexão, f_{ctjm} , apresentam-se na Tabela 5.18. Apesar das variações dos resultados, o

desvio é maior no betão sem fibras e reduz proporcionalmente ao aumento da dosagem de fibras. Foi ainda determinado o valor médio do índice de ductilidade em deslocamento, ϕ_δ , resultante da relação entre os deslocamentos correspondentes a 80% da força máxima, no troço descendente, e ao ponto de fissuração.

Tabela 5.18 – Valores e parâmetros da resistência à tracção por flexão do BLACRF.

| BLACRF | fissuração | | máximo | | ϕ_δ |
|-----------|--------------------|------------------|------------|-----------------|---------------|
| | $f_{ctm,cr}$ (MPa) | f_{ctfm} (MPa) | desvio (%) | f_{ctm} (MPa) | |
| L1.9_0.00 | 3,2 | 3,2 | 19 | 1,9 | 1,0 |
| L1.9_0.25 | 4,5 | 5,8 | 12 | - | 3,7 |
| L1.9_0.50 | 5,2 | 7,0 | 6 | - | 5,1 |
| L1.9_1.00 | 7,7 | 11,4 | 7 | - | 3,3 |

Na Figura 5.37 analisa-se a boa correlação entre o valor médio da resistência à tracção por flexão e a percentagem volumétrica de fibras, assumindo uma tendência linear. Verifica-se um aumento significativo da resistência à flexão, de cerca de 250%, por cada unidade percentual de V_f . Contudo, e apesar do aumento significativo da capacidade de deformação, o aumento da ductilidade não é linear, com uma aproximação polinomial (Figura 5.38), válida apenas para o domínio caracterizado de V_f . Uma vez que é possível utilizar uma maior dosagem de fibras, os valores seguem, previsivelmente, uma tendência diferente fora desse domínio, sendo expectável que estabilizem acima de determinado valor de dosagem de fibras. As características das fibras e as propriedades da matriz ligante são dois parâmetros determinantes na análise desta relação, sendo um importante tema de estudo futuro para BLACRF.

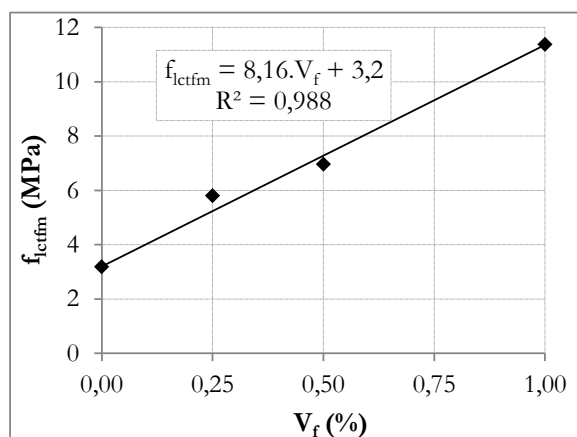


Figura 5.37 – Correlação entre f_{ctfm} e V_f no BEALAC.

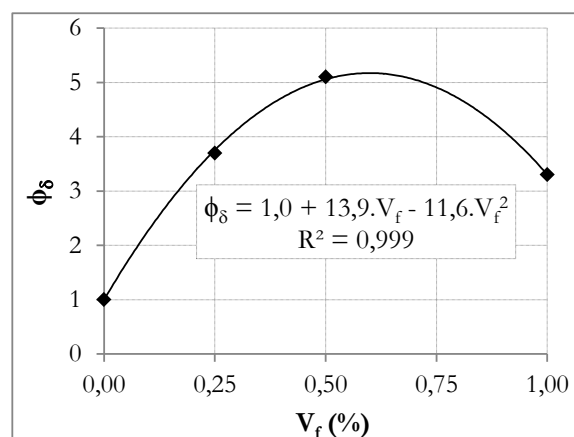


Figura 5.38 – Correlação entre ϕ_δ e V_f no BLACRF.

As curvas força-deslocamento, obtidas nos ensaios dos provetes para caracterização da energia de fractura, apresentam-se na Figura 5.39, para todos os BLACRF, em que se utilizaram dois provetes por tipo de betão.

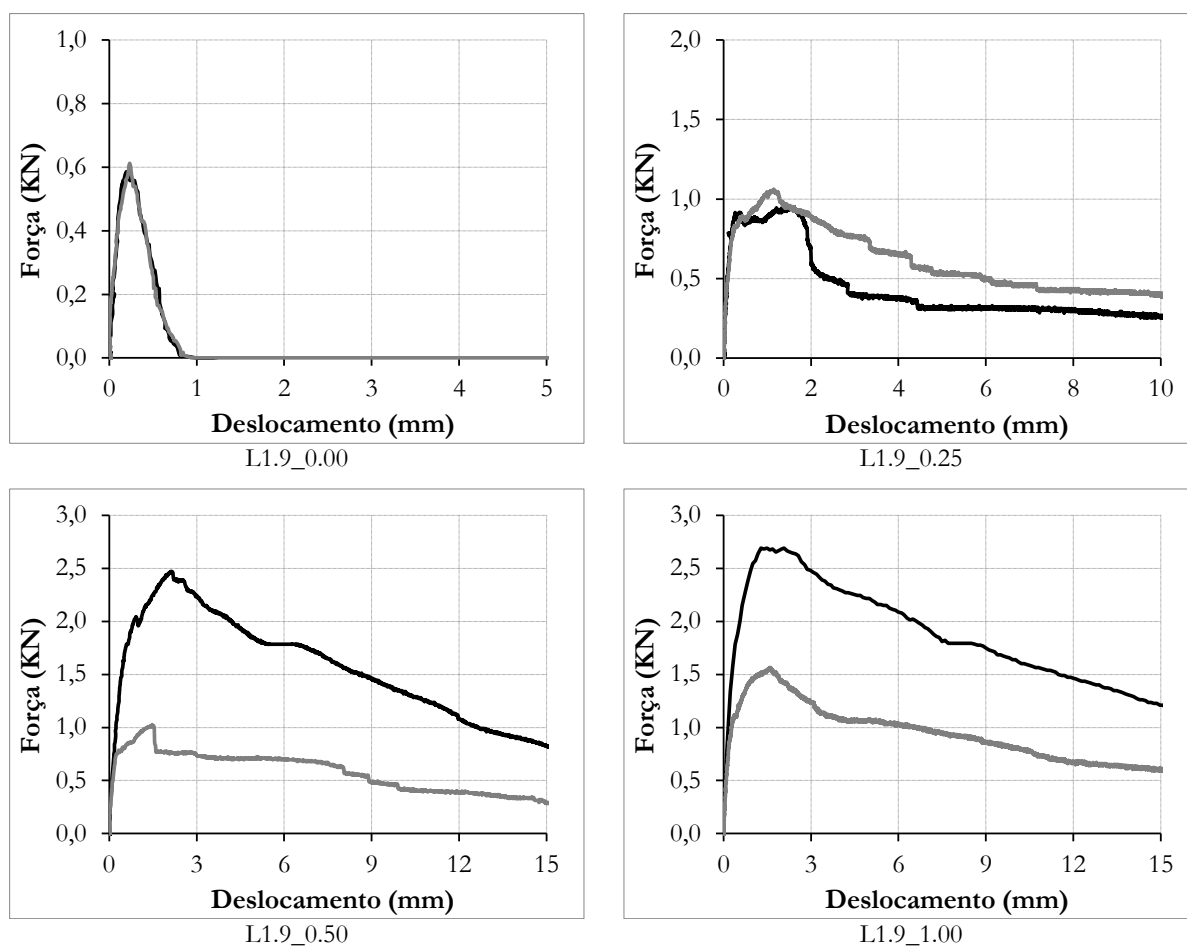


Figura 5.39 – Gráficos força-deslocamento dos ensaios de energia de fractura do BLACRF.

Uma vez que este ensaio foi desenvolvido para betões de comportamento frágil, sem fibras, é necessário estabelecer um limite de deslocamento para a definição da área a utilizar no cálculo. Assim, o método de cálculo aplicado, para determinar a energia de fractura, foi de acordo com a abordagem proposta por Bencardino *et al.* [17], sendo os resultados apresentados na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 – Valores do ensaio de energia de fractura do BLACRF.

| BLACRF | G_F (N/mm) |
|-----------|--------------|
| L1.9_0.00 | 0,05 |
| L1.9_0.25 | 1,05 |
| L1.9_0.50 | 2,51 |
| L1.9_1.00 | 4,27 |

Observou-se uma elevada variabilidade nas curvas força-deslocamento dos betões com maior dosagem de fibras, L1.9_0.50 e L1.9_1.00, entre os dois provetes de cada betão. Esta variabilidade deve-se à aleatoriedade da distribuição de fibras na matriz, mas principalmente ao facto de se ter observado, entre provetes com o mesmo betão, uma grande diferença de concentração de fibras na zona da secção transversal mais solicitada à tracção por flexão (Figura 5.40). Este facto foi agravado pela reduzida altura da secção transversal na secção de estudo, com

metade da altura da secção do provete de ensaio, pois nos ensaios de flexão, o desvio foi reduzido.

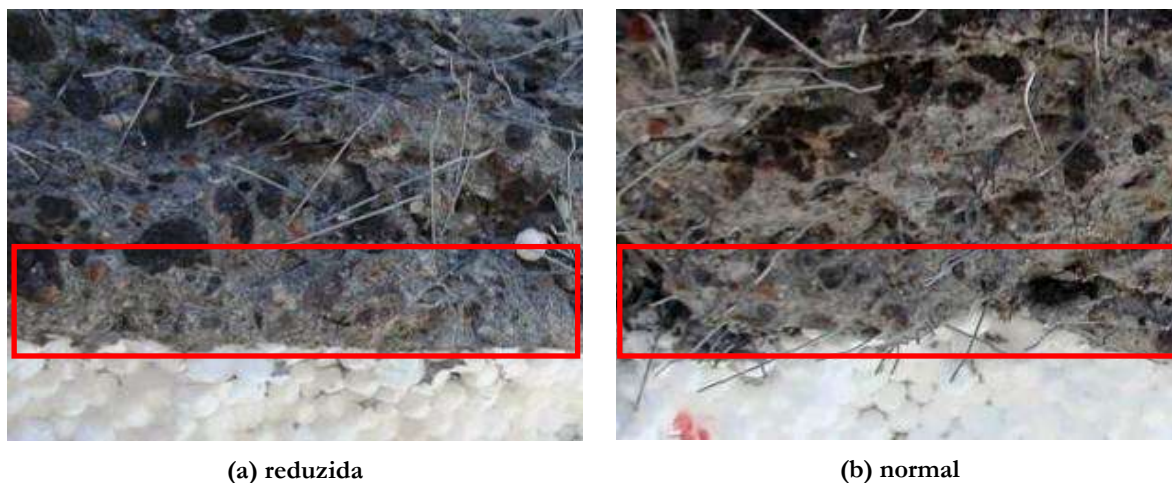


Figura 5.40 – Distribuição e concentração das fibras na zona com maior tensão de tracção.

Contudo, e apesar do desvio, os valores médios da energia de fractura estabelecem uma boa correlação, de tendência linear, com a percentagem volumétrica de fibras (Figura 5.41). A energia de fractura aumenta cerca de 100 vezes, comparativamente ao betão sem fibras, para o aumento de uma unidade percentual do volume de fibras.

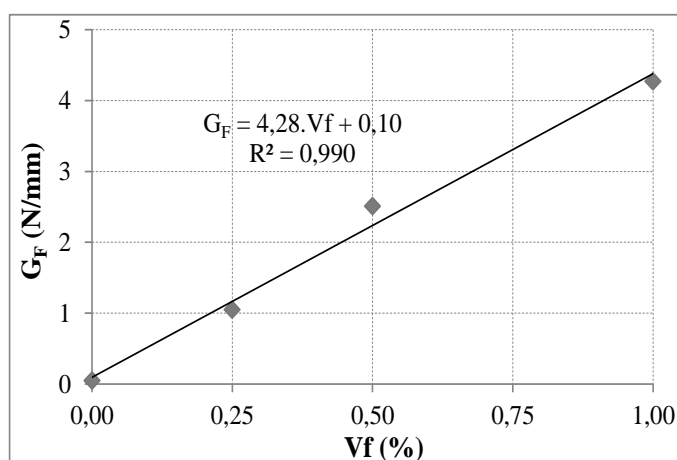


Figura 5.41 – Correlação entre G_F e V_f no BLACRF.

Conforme mencionado, foi ainda efectuada a caracterização da resistência ao punçoamento, utilizando para o efeito uma lajeta por cada tipo de betão. Os resultados obtidos apresentam-se na Figura 5.42, registando-se uma evolução da relação força-deslocamento, para cada BLACRF. Pela observação dos gráficos, é notório o aumento da resistência ao punçoamento, bem como da ductilidade, com o aumento da dosagem de fibras.

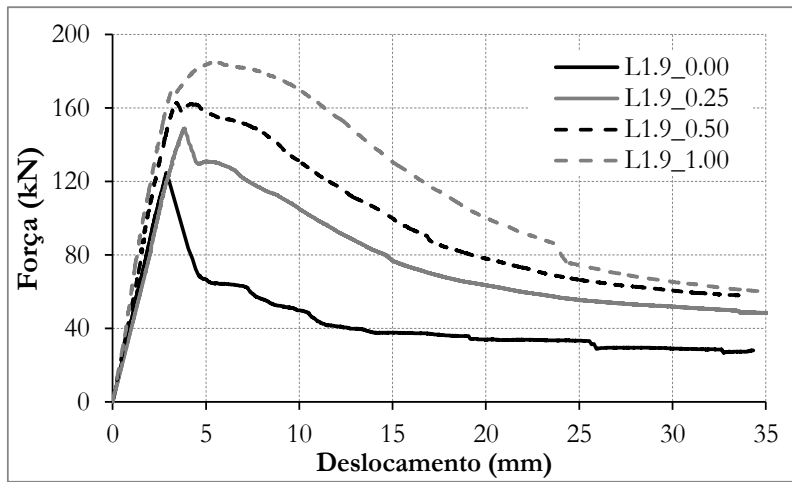


Figura 5.42 – Relação força-deslocamento nas lajetas de BLACRF.

Apesar de se ter ensaiado apenas um elemento por cada tipo de betão, é possível estabelecer uma boa correlação entre a força máxima, $F_{máx}$, e a percentagem volumétrica de fibras (Figura 5.43), assumindo uma tendência linear. Verificou-se que essa resistência aumenta cerca de 45%, comparativamente ao betão sem fibras, por cada unidade da percentagem de fibras, V_f .

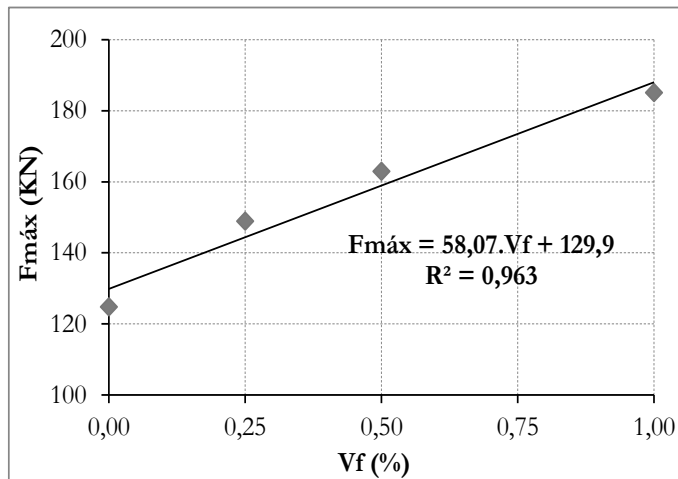


Figura 5.43 – Correlação entre $F_{máx}$ e V_f nas lajetas de BLACRF.

5.3.6. Módulo de elasticidade

Os resultados obtidos para os valores médios do módulo de elasticidade, E_{lcm} , das diversas tipologias de BEAL, apresentam-se na Tabela 5.20. Apesar da caracterização de dois provetes por cada tipo de betão, os desvios padrão foram bastante reduzidos, sendo inferiores, em média, a 2%, com um desvio máximo de 4%.

Tabela 5.20 – Resultados dos valores médios do módulo de elasticidade do BEAL.

| Tipologia | Designação | E_{lm} (GPa) | | | | |
|-----------|------------|----------------|--------|---------|---------|---------|
| | | 3 dias | 7 dias | 14 dias | 28 dias | 90 dias |
| B | B500.S5 | 22,9 | 24,0 | 24,4 | 24,8 | 24,7 |
| | B500 | 26,0 | 27,5 | 28,2 | 28,6 | 28,5 |
| | B425.S5 | 20,9 | 22,9 | 23,0 | 23,1 | 23,0 |
| | B425 | 24,4 | 25,7 | 26,0 | 26,3 | 26,4 |
| D | D425 | 20,8 | 22,0 | 22,3 | 22,5 | 22,5 |
| E | E500.S5 | 19,0 | 19,6 | 19,8 | 19,9 | 20,1 |
| | E425.S5 | 18,4 | 19,3 | 19,5 | 19,6 | 19,6 |
| | E425 | 19,9 | 20,4 | 20,7 | 20,8 | 20,8 |
| C | C500-S5 | 16,6 | 17,2 | 17,4 | 17,5 | 17,5 |
| | C500 | 20,2 | 21,1 | 21,5 | 22,1 | 22,0 |
| | C425 | 20,7 | 21,7 | 21,8 | 21,8 | 21,7 |
| | C350 | 20,3 | 20,7 | 20,9 | 20,9 | 20,8 |
| F | F500-S5 | 13,6 | 13,7 | 13,8 | 13,8 | 13,8 |
| | F500 | 15,5 | 16,5 | 16,9 | 17,2 | 17,3 |
| | F425 | 14,8 | 15,6 | 15,7 | 15,7 | 15,7 |
| | F350 | 13,5 | 14,4 | 14,5 | 14,5 | 14,5 |
| H | H350 | 9,1 | 10,1 | 10,5 | 10,7 | 10,7 |
| HC | HC1.9 | - | 26,3 | - | 27,1 | 27,0 |
| | HC1.7 | - | 20,9 | - | 21,8 | 21,9 |
| | HC1.5 | - | 14,4 | - | 14,6 | 14,6 |

Verificou-se que a evolução dos resultados obtidos do E_{lm} , com a idade, apresenta um bom enquadramento nas curvas de endurecimento do código EC2. Contudo, com a correcção proposta na expressão de endurecimento (5.11), também a previsão de evolução do módulo de elasticidade é ligeiramente influenciada. Apresenta-se, assim, na Figura 5.44, a evolução do módulo de elasticidade, com a idade, para os BEAL caracterizados, juntamente com as previsões de evolução, em função do coeficiente de endurecimento corrigido, provando um excelente ajuste. Verifica-se ainda que a evolução é muito rápida nos primeiros dias, podendo considerar-se que o seu valor tende a estabilizar aproximadamente aos 7 dias de idade. Além disso, ao comparar os betões da mesma tipologia, com a mesma dosagem de ligante, embora com diferente relação A/L e diferente consistência, verifica-se que os betões mais fluidos apresentaram maior perda do módulo de elasticidade em relação aos betões mais plásticos, comparativamente à perda de resistência determinada.

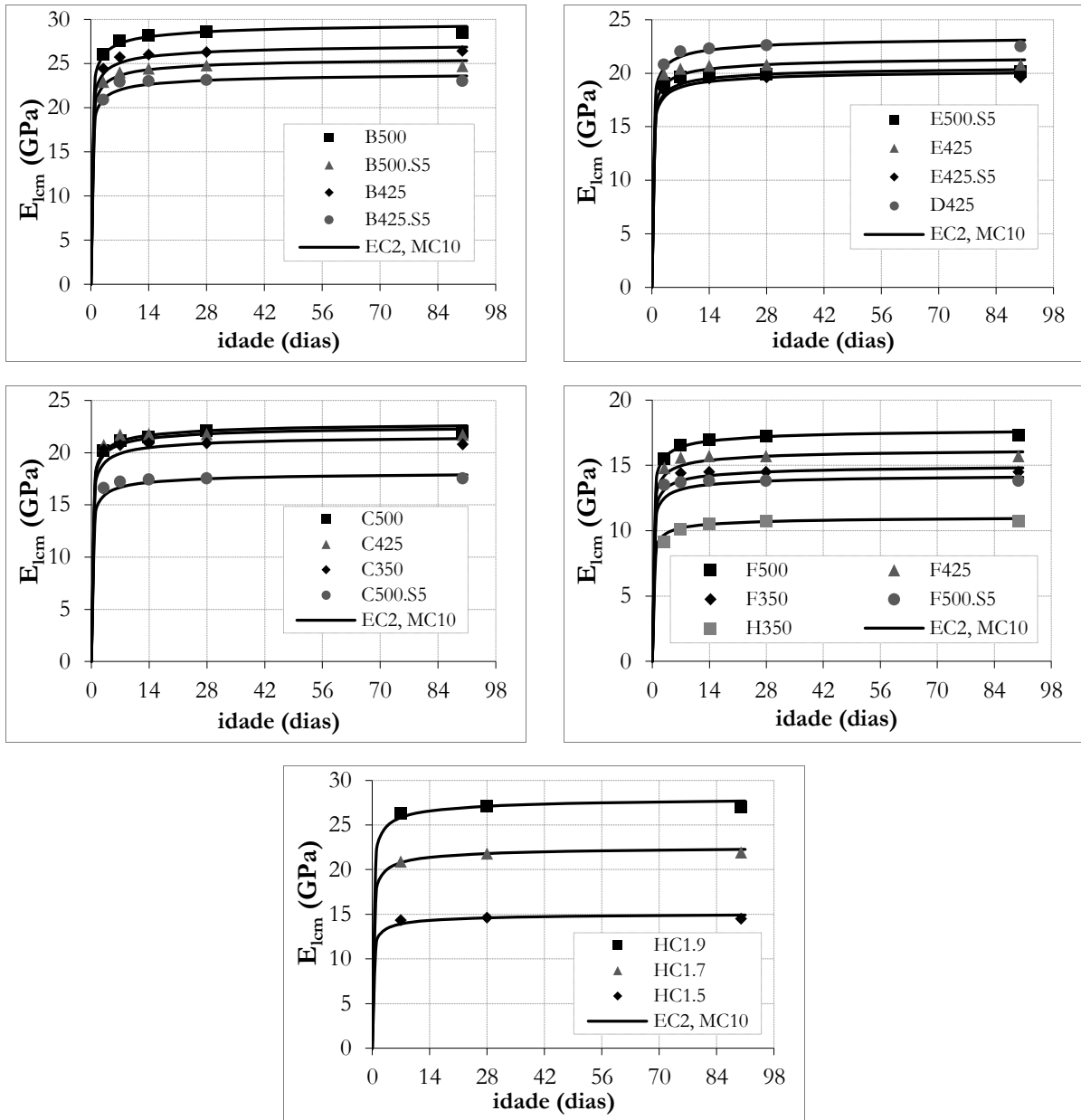


Figura 5.44 – Evolução dos valores E_{lcm} do BEAL, com a idade.

Os valores médios do módulo de elasticidade, E_{lcm} , dos BEALAC são apresentados na Tabela 5.21, registrando-se desvios padrão inferiores, em média, a 1,5%. Na Figura 5.45, apresenta-se a evolução do E_{lcm} com a idade, para os BEALAC, representando-se igualmente o ajuste das curvas de endurecimento corrigidas, com uma boa aproximação.

Tabela 5.21 – Resultados dos valores médios do módulo de elasticidade dos BEALAC.

| BEALAC | E_{lcm} (GPa) | | |
|--------|-----------------|---------|---------|
| | 7 dias | 28 dias | 90 dias |
| L2.00 | 26,9 | 28,0 | 28,1 |
| L1.85 | 21,4 | 22,9 | 23,0 |
| L1.70 | 18,8 | 19,0 | 19,2 |

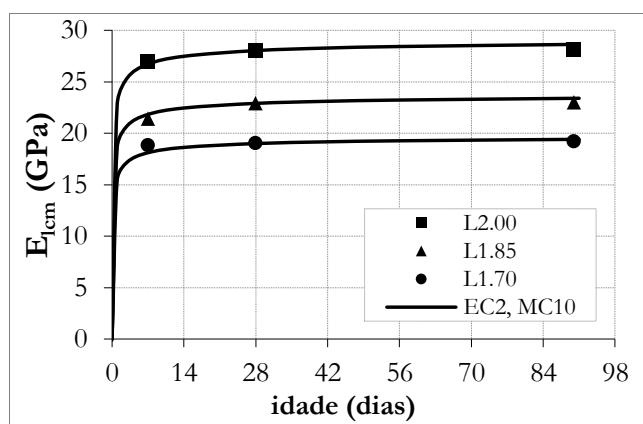


Figura 5.45 – Evolução do módulo de elasticidade dos BEALAC.

Os valores médios do módulo de elasticidade dos BLACRF apresentam-se na Tabela 5.22, cujos desvios padrão foram inferiores, em média, a 2%.

Tabela 5.22 – Resultados dos valores do módulo de elasticidade dos BLACRF.

| BLACRF | E_{tcm} (GPa) | | |
|-----------|-----------------|---------|---------|
| | 7 dias | 28 dias | 56 dias |
| L1.9_0.00 | 23,2 | 24,5 | 24,7 |
| L1.9_0.25 | 23,8 | 25,3 | 25,5 |
| L1.9_0.50 | 24,7 | 25,7 | 25,6 |
| L1.9_1.00 | 25,5 | 25,5 | 25,8 |

Verificou-se um aumento muito pouco significativo do módulo de elasticidade com o aumento da dosagem de fibras, o que era expectável, uma vez que o aumento da resistência à compressão também não foi muito elevado. Na Figura 5.46 apresenta-se a evolução do módulo de elasticidade do BLACRF, representando-se igualmente o ajuste de cada uma das correspondentes curvas de endurecimento corrigidas.

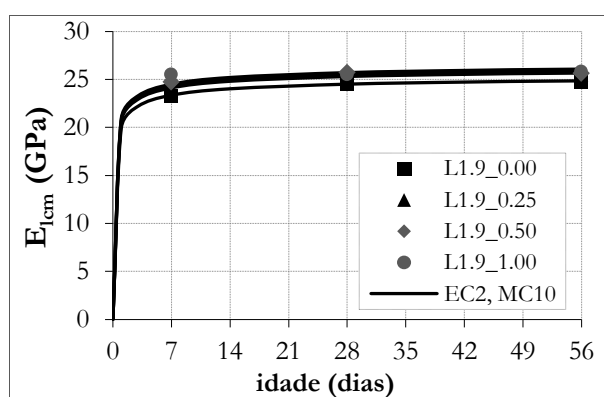


Figura 5.46 – Evolução do módulo de elasticidade do BLACRF.

Por fim, apresentam-se na Tabela 5.23 os valores médios do módulo de elasticidade do BEALAA., cujos desvios foram inferiores, em média, a 2%.

Tabela 5.23 – Resultados das resistências à compressão dos BEALAA.

| BEALAA | $E_{tm} (GPa)$ | | | |
|--------|----------------|--------|---------|---------|
| | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 90 dias |
| LA_A1 | 13,0 | 14,7 | 15,0 | 15,0 |
| LA_B1 | 11,6 | 12,0 | 12,9 | 12,9 |
| LA_C1 | 11,6 | 12,1 | 12,4 | 12,4 |
| LA_D1 | 9,6 | 10,0 | 10,1 | 10,1 |
| LA_A2 | 13,6 | 14,1 | 14,4 | 14,6 |
| LA_B2 | 9,9 | 11,3 | 12,1 | 12,1 |

À semelhança da resistência, observou-se um aumento do módulo de elasticidade do BEALAA com a idade. Os betões produzidos com agregados grossos HD4/12 (LA_A1 e LA_B1), uma vez que têm maior densidade e resistência, apresentaram um módulo de elasticidade superior aos betões correspondentes, com a mesma matriz ligante mas com agregados grossos mais leves MD (LA_C1 e LA_D1). Tal como o registado com a resistência, os betões LA_A1 e LA_C1, produzidos apenas com areia de densidade normal, apresentaram maiores valores do módulo de elasticidade, em relação aos betões correspondentes, produzidos com uma mistura de areia leve e de densidade normal (LA_B1 e LA_D1).

Nas misturas do tipo LA_A e LA_B, produzidas com diferentes características da matriz ligante, verificou-se que as misturas com adição de 5% de sílica de fumo (LA_A1 e LA_B1) apresentam um módulo de elasticidade semelhante, embora com pequenas variações, relativamente às misturas correspondentes, mas sem adição (LA_A2 e LA_B2).

A evolução do módulo de elasticidade do BEALAA, com a idade, apresenta-se na Figura 5.47, representando-se igualmente o ajuste de cada uma das correspondentes curvas de endurecimento, previstas no EC2, em função do parâmetro $s_c = 0,25$, adoptado para o coeficiente que estabelece a evolução da resistência.

Apresentam-se igualmente dois gráficos, com o objectivo de comparar a evolução para os quatro tipos de BEALAA com a mesma matriz ligante e a evolução para os tipos LA_A e LA_B produzidos com diferentes parâmetros da matriz ligante. Apesar de a curva de evolução apresentar pequenos desvios, o ajuste provou ser adequado.

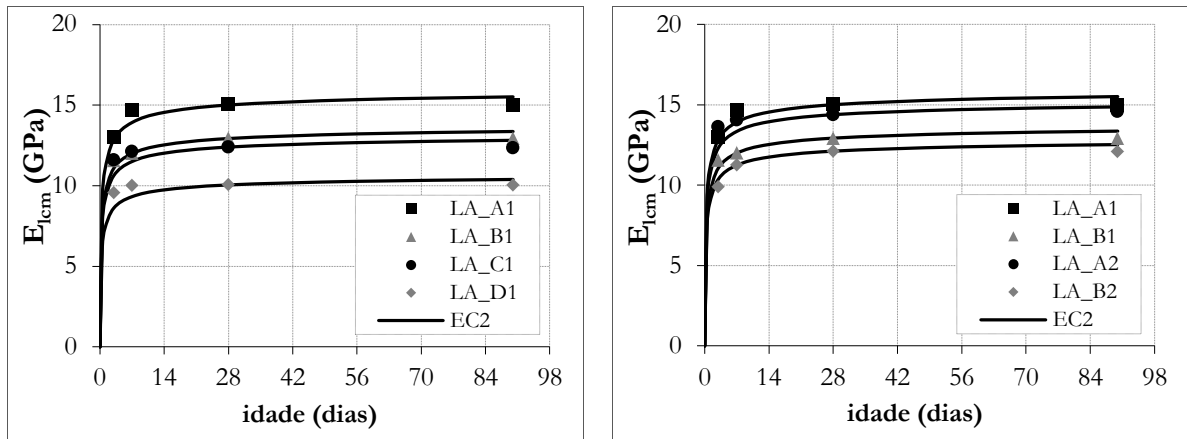


Figura 5.47 – Evolução do módulo de elasticidade do BEALAA.

5.3.6.1. Comparação entre a previsão e a caracterização do módulo de elasticidade

Conforme foi referido, comparando os BEAL da mesma tipologia e com a mesma dosagem de ligante, embora com diferente relação A/L e diferente consistência, verificou-se uma elevada influência da consistência do betão na amplitude do módulo de elasticidade. Contudo, o coeficiente proposto pelo método de composição, na Secção 3.3.6, permite quantificar essa influência, resultando numa boa correlação (Figura 5.48) entre os valores previstos, E_{lcp} , e os resultados experimentais, E_{lcm} .

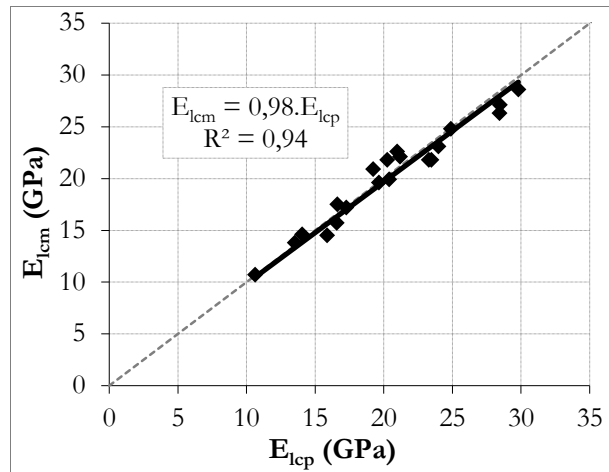


Figura 5.48 – Correlação entre E_{lcp} e E_{lcm} do BEAL.

Apresenta-se ainda a mesma correlação para o BEALAC, incluindo o L1.9_0.00 (Figura 5.49), concluindo-se que a elevada compacidade da matriz ligante destes betões, com reduzido volume de ar na matriz ligante, proporciona rigidez adicional. Assim, o módulo de elasticidade foi superior, em cerca de 10%, ao previsto pelo método desenvolvido e proposto para o BEAL.

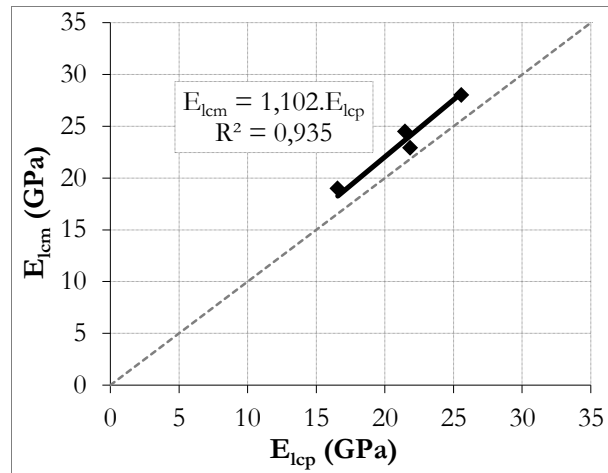


Figura 5.49 – Correlação entre E_{lcp} e E_{lcm} do BEALAC e do L1.9_0.00.

A comparação efectuada entre E_{lcp} e E_{lcm} do BEALAA apresenta-se na Figura 5.50, provando que não segue uma tendência com boa correlação; conclui-se que o comportamento das propriedades mecânicas destes betões não segue as mesmas relações dos BEAL com matriz ligante à base de cimento *Portland*. Os betões LA_C1 e LA_D1, produzidos com agregados grossos MD, apresentam um resultado coerente com a previsão; contudo, os resultados dos betões LA_A e LA_B, produzidos com agregados grossos HD4/12, foram bastante inferiores à previsão, em cerca de 27%. A variação da rigidez dos agregados poderá condicionar a distribuição das tensões na matriz de betão, o que, associado à resistência da interface matriz-agregado parece contribuir, de forma significativa, para o comportamento mecânico destes betões.

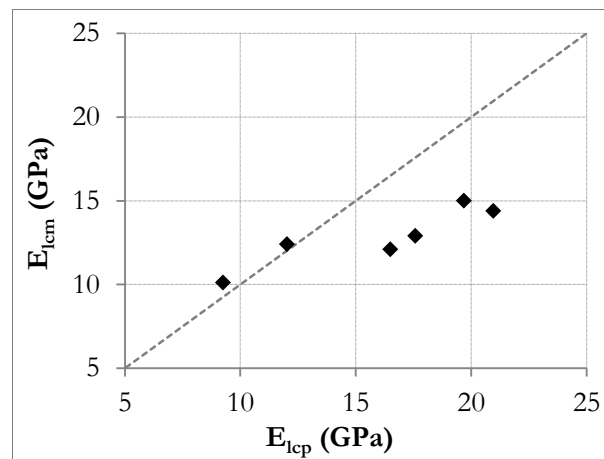


Figura 5.50 – Comparação entre E_{lcp} e E_{lcm} dos BEALAA.

Assim, considera-se essencial o estudo, integrado em projecto de investigação de larga escala, das propriedades mecânicas e diferidas do BEAL e do BDN produzidos com LAA. Apesar do importante trabalho que tem sido desenvolvido neste domínio, este tem sido focado essencialmente na composição e reacção química entre o ligante-base e o activador, bem como na sua influência na resistência da pasta ligante ou da argamassa. Será muito importante estudar e

quantificar a influência dos seguintes grupos de parâmetros no comportamento mecânico e diferido dos betões com LAA: (i) ligante de base e activadores (tipos e dosagens); (ii) restantes parâmetros da matriz ligante, e a relação com a sua resistência; e (iii) tipo de agregados, bem como a sua densidade, resistência e rugosidade.

A análise dos resultados experimentais, relativos à caracterização das propriedades do BEAL, do BEALAC, do BLACRF e do BEALAA, permitiu obter importantes conclusões acerca da fiabilidade da sua previsão, a partir das correlações estabelecidas com as propriedades dos agregados leves.

5.3.6.2. Comparação do módulo de elasticidade com a previsão dos códigos

A correlação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do BEAL não tem uma relação directamente definida (Figura 5.51), pois apesar de estarem relacionados, são influenciados pela densidade e rigidez dos agregados leves, além da rigidez da pasta ligante, a qual depende bastante da relação A/L e, conseqüentemente, da consistência.

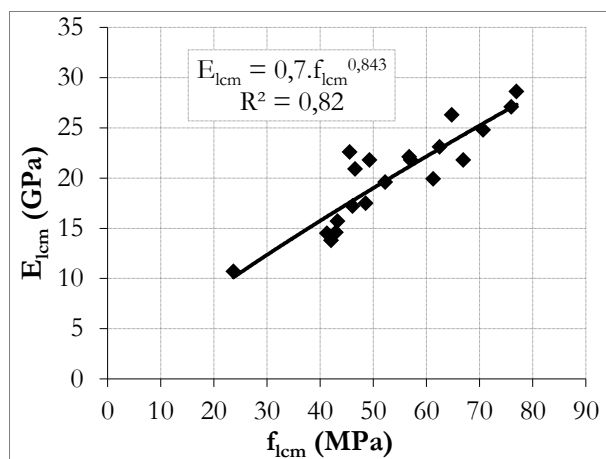


Figura 5.51 – Correlação entre f_{lcm} e E_{lcm} do BEAL.

Analisando esta relação de parâmetros para os BEAL, verificam-se desvios, originando um coeficiente de correlação baixo, os quais se devem sobretudo à diferença de densidade e de consistência [35]. Isto permite concluir que a variação da consistência do betão, através da variação da relação A/L , apesar de afectar a sua resistência, tem muito maior influência no seu módulo de elasticidade.

Na Figura 5.52, apresenta-se a comparação entre os valores médios do módulo de elasticidade, E_{lcm} , com as correspondentes previsões preconizadas pelas principais normas (EC2, MC10 e ACI), $E_{lcm, cod}$, cujas expressões, (5.5) a (5.7), dependem essencialmente da resistência, f_{lcm} , e da massa volúmica do betão, ρ . Para os valores do EC2 e do MC10 apresenta-se uma única série, pois as expressões são quase iguais e as diferenças de valores não são significativas.

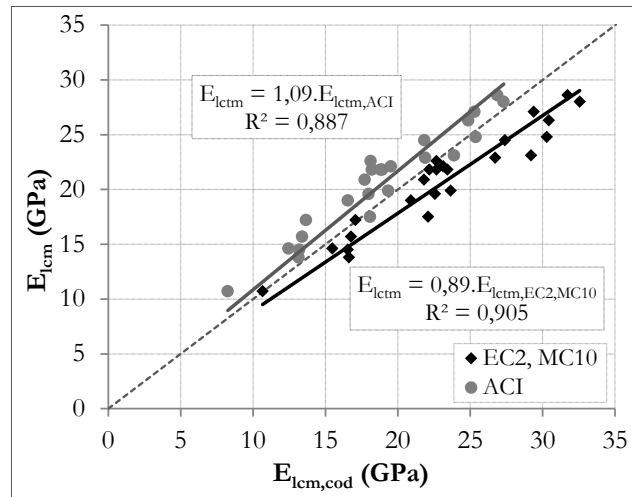


Figura 5.52 – Correlação entre E_{lcm} e $E_{lcm,cod}$ do BEAL e do BEALAC.

Da análise efectuada pode concluir-se que os resultados experimentais são, tendencialmente, 9% superiores à previsão do ACI; os erros de previsão, médio e máximo, foram de 10,2% e 20,2%, respectivamente. Por outro lado, os resultados experimentais são inferiores às previsões do EC2 e do MC10, tendencialmente em 11%; os erros, médio e máximo, foram de 11,3% e 26,7%, respectivamente. Além disso, verificou-se que os maiores desvios ocorreram nos betões com maior relação A/L , e, conseqüentemente, com consistência mais fluida. Assim, analisou-se qual a consistência que melhor se enquadra na previsão destes códigos, concluindo-se pela S3/S4. Além disso, o factor de correcção η_E , expressão (5.13), tem assumido vários valores nas diferentes versões dos códigos, cujo parâmetro do denominador da fracção, que representa uma massa volúmica de referência, ρ_N , tem actualmente um valor de 2200 kg/m^3 , embora tenham sido propostos valores, em outras versões dos códigos, de 2300 e 2400 kg/m^3 .

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{\rho_N} \right)^2 \quad (5.13)$$

Associando esses dois aspectos, procedeu-se a uma correcção do coeficiente η_E , relacionando o parâmetro ρ_N com a classe de consistência, de modo a obter a convergência mais adequada entre a previsão e os resultados experimentais (Tabela 5.24). Contudo, e uma vez que os betões auto-compactáveis têm uma fluidez muito elevada, embora geralmente com elevada compacidade e reduzidos valores da relação A/L e do volume de ar, o parâmetro ρ_N considerou-se igual a 2400 kg/m^3 para o BEALAC. As expressões do EC2 e do MC10, corrigidas com o parâmetro proposto, de previsão do módulo de elasticidade, $E_{lcm,corr}$, resultam assim, numa boa correlação com os resultados experimentais (Figura 5.53), com erros médios e máximos de 6,1% e 12,6%.

Tabela 5.24 – Relação entre a classe de consistência e o parâmetro ρ_N .

| Classe de consistência | S3 | S3/S4 | S4 | S4/S5 | S5 |
|------------------------|------|-------|------|-------|------|
| ρ_N (kg/m^3) | 2150 | 2200 | 2300 | 2400 | 2500 |

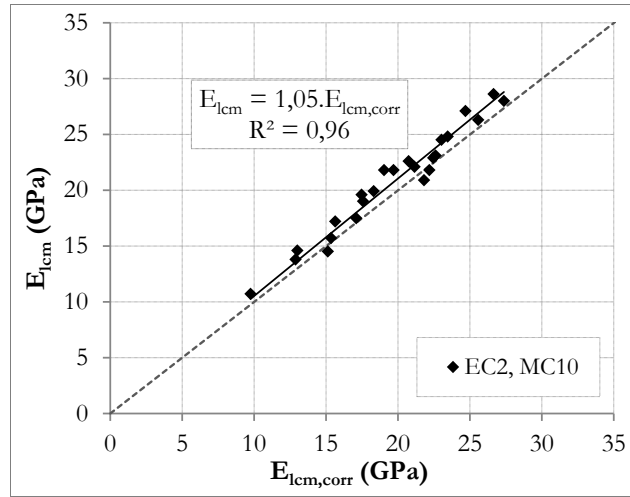


Figura 5.53 – Correlação entre $E_{lcm,corr}$ e E_{lcm} do BEAL e do BEALAC.

Na Figura 5.54 apresenta-se a comparação dos valores médios do módulo de elasticidade, E_{lcm} , do BEALAA com os correspondentes valores previstos pelas expressões dos códigos, $E_{lcm,cod}$. A previsão resultante da expressão do ACI é muito próxima dos resultados experimentais, comprovada pela correlação linear apresentada. Por outro lado, os resultados experimentais foram bastante inferiores, em cerca de 27%, à previsão do EC2 e do MC10, provando que esta é inadequada para estes betões. Apesar da correcção acima proposta para o BEAL e para o BEALAC, esta não melhora significativamente a correlação com os resultados experimentais (Figura 5.55), mantendo uma previsão ainda superior aos resultados experimentais.

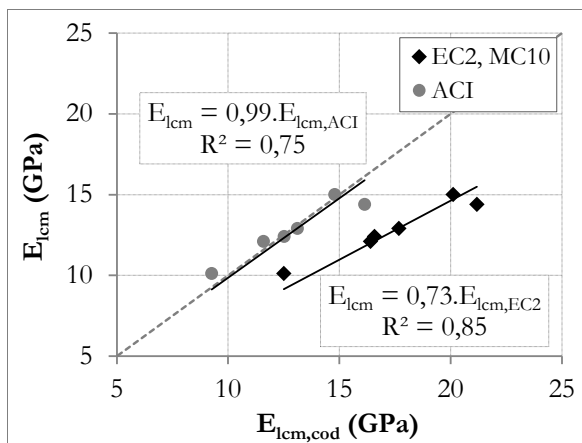


Figura 5.54 – Correlação entre $E_{lcm,cod}$ e E_{lcm} do BEALAA.

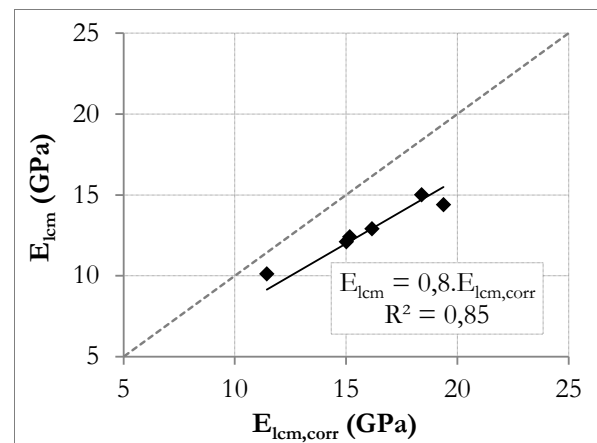


Figura 5.55 – Correlação entre $E_{lcm,corr}$ e E_{lcm} do BEALAA.

Esta diferença de comportamento, comparativamente aos betões de CP, foi já referida e discutida na Secção 5.3.6.1, sendo necessário um estudo específico complementar sobre a influência dos vários parâmetros nas diversas propriedades mecânicas dos betões com LAA.

5.3.6.3. Lei constitutiva

A caracterização da lei constitutiva, em compressão uniforme, dos provetes de BEAL (tipologias B, C, E e F) apresenta-se na Figura 5.56. Pela sua análise, verifica-se que a relação entre a tensão, σ_{lc} , e a extensão, ε_{lc} , é linear até cerca de 95% do ponto de rotura. Além disso, verificou-se que a extensão última dos betões das tipologias B e E, com os agregados leves grossos HD2/4, apresentam valores da extensão última, $\varepsilon_{lc,u}$, mais elevados comparativamente aos dos betões das tipologias C e F, com agregados leves mais grossos HD4/12. O valor da extensão última dos primeiros foi, em média, de $2,98 \times 10^{-3}$, com um desvio de 6,0%, enquanto o dos segundos foi, em média, de $2,36 \times 10^{-3}$, com um desvio de 6,2%. Comparando as relações tensão-extensão obtidas com a relação apresentada pelo MC10, em compressão uniaxial (Figura 5.3), é possível concluir que o coeficiente k_{lc} é quase igual à unidade, para a generalidade dos BEAL.

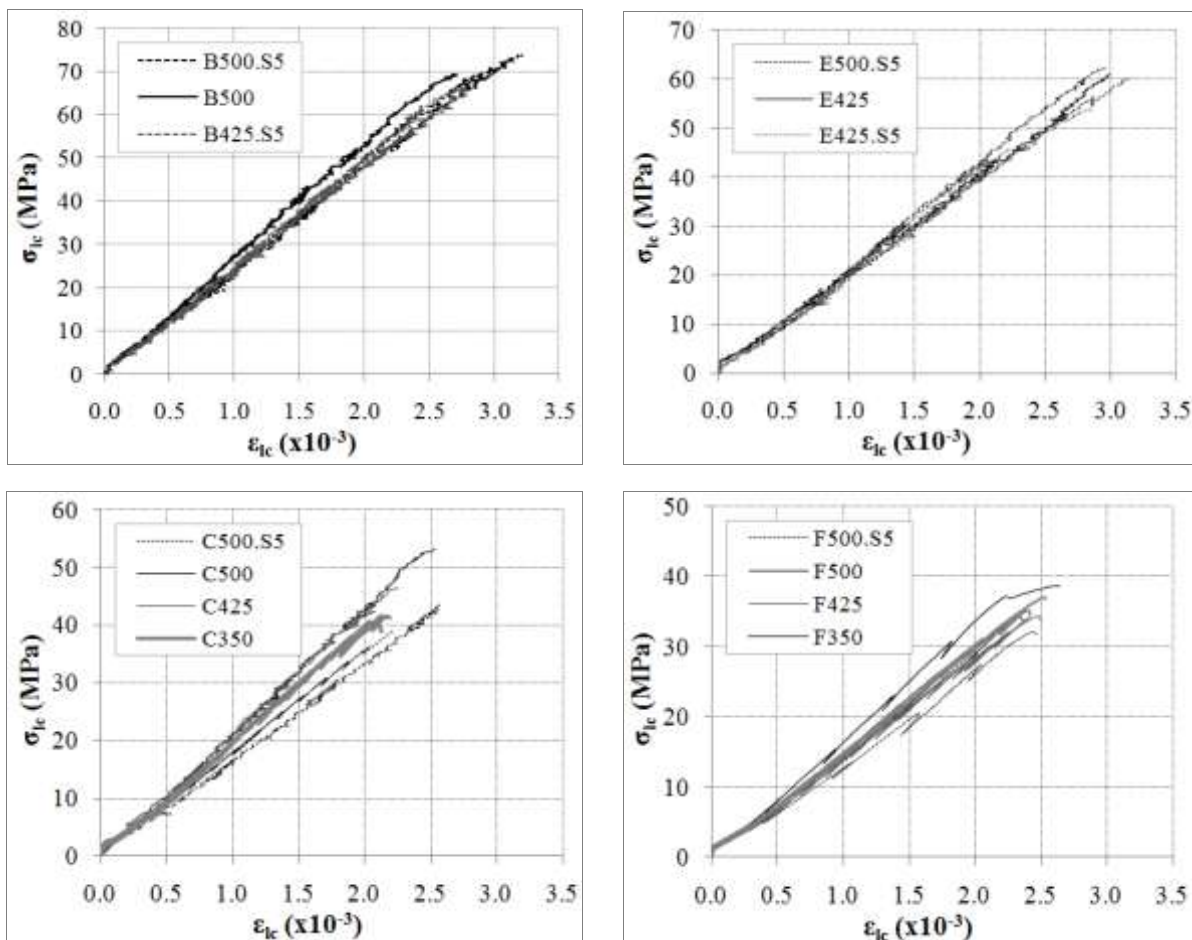


Figura 5.56 – Relação σ_{lc} - ε_{lc} dos provetes de BEAL (tipologias B, C, E e F).

O tipo de rotura foi sempre frágil e o modo de rotura predominante consistiu na formação de duas pirâmides, nas extremidades do provete, devidas ao confinamento por atrito com os pratos da prensa, desenvolvendo-se dois planos de fissura longitudinais em cada provete (Figura 5.57).



Figura 5.57 – Rotura dos provetes prismáticos de BEAL sujeitos a compressão uniforme.

5.4. Conclusões

5.4.1. Composição dos BEAL

No Capítulo 3 apresentou-se um novo método de composição de BEAL, baseado na previsão da resistência da matriz ligante pela expressão de Feret, definindo-se assim os parâmetros da pasta, e no ajuste otimizado do conjunto dos agregados à curva de referência de Faury. Concluiu-se que:

- O método de composição de BEAL desenvolvido permite flexibilizar o ajuste à massa volúmica e à resistência mecânica pretendidas, uma vez que foi implementada a pré-mistura, com proporções volumétricas relativas e complementares, do conjunto dos agregados finos e do conjunto dos agregados grossos; assim, o ajuste granulométrico à curva de Faury é realizado entre os dois conjuntos de agregados, onde cada um depende das correspondentes proporções relativas de pré-mistura, tendo aumentado a capacidade de adequação às especificações.
- A previsão da resistência à compressão do BEAL provou ter elevada fiabilidade, com uma boa correlação com os resultados experimentais. Esta previsão, neste método, é obtida pelo produto entre a resistência da matriz ligante e o respectivo coeficiente de redução da resistência, intrínseco aos agregados leves usados. A resistência da matriz ligante é definida pela expressão de Feret, em função do ligante (cimento e adições). Através da combinação de

várias correlações, realizadas entre as propriedades dos agregados leves e as respectivas reduções de resistência no betão, foi possível obter uma única expressão que permite quantificar o coeficiente de redução de resistência final de cada mistura, C_f ; assim, este coeficiente é calculado facilmente (5.14), conjugando os valores intrínsecos de todos os agregados leves de cada mistura, dependendo apenas das respectivas dosagens volumétricas e dos valores da massa volúmica das partículas.

$$C_f = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,20 \times 0,51^{\rho_{p0,i}^{2,9}} \right) \quad (5.14)$$

- A previsão do módulo de elasticidade apresentou igualmente uma elevada correlação com os resultados experimentais. A previsão, desenvolvida para o novo método, resulta do produto do módulo de elasticidade previsto para a matriz ligante, com o produto entre dois coeficientes: um de redução de rigidez e outro associado à consistência do betão. O coeficiente de redução de rigidez, C_E , é assim igualmente calculado através de uma expressão única (5.15), conjugando os valores intrínsecos de todos os agregados leves de cada mistura, tendo sido obtido, igualmente, pela conjugação de várias correlações.

$$C_E = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,23 \times 0,63^{\rho_{p0,i}^{2,9}} \right) \quad (5.15)$$

A metodologia utilizada na composição do BEAL com requisitos especiais baseou-se, essencialmente, no método desenvolvido para o BEAL: (i) no caso do BEALAC, os parâmetros da composição foram adaptados aos parâmetros volumétricos característicos dos betões auto-compactáveis; (ii) no caso do BLACRF aplicou-se o mesmo procedimento, adaptando os parâmetros a um betão de referência, sem fibras, incorporando adicionalmente diferentes percentagens volumétricas de fibras, constituindo-se, assim, as diferentes misturas; (iii) no caso do BEALAA, considerou-se a resistência da matriz ligante com base nos parâmetros do LAA, sendo o restante procedimento totalmente adequado. Tiraram-se as seguintes conclusões:

- O método usado revelou-se adequado para todos os BEAL com requisitos especiais, uma vez que foram obtidas elevadas correlações entre as previsões da densidade e os correspondentes valores obtidos experimentalmente.
- A previsão da resistência à compressão, com base na resistência da matriz ligante e no coeficiente de redução de resistência, revelou, igualmente uma boa aproximação aos resultados experimentais em todos os BEAL com requisitos especiais.

- A previsão do módulo de elasticidade, com base no módulo de elasticidade da matriz ligante, no coeficiente de redução de rigidez e no coeficiente de consistência, apresentou uma boa correlação com os resultados experimentais, para o BEALAC e para o BLACRF, tendo-se observado desvios elevados para o BEALAA.

5.4.2. Consistência, auto-compactabilidade

- Os resultados obtidos para a consistência do BEAL e do BEALAA, enquadram-se nas correspondentes classes de consistência definidas inicialmente. Apesar de alguns betões, dos tipos C, F e H, tenham sido definidos com consistência muito plástica (S4), observaram-se pequenos desvios, enquadrando-se, alguns destes, na fronteira entre as classes S3 e S4.
- Os BEALAC apresentaram um bom desempenho no que respeita à trabalhabilidade e ao comportamento reológico no estado fresco, tendo-se observado elevadas capacidades de escoamento e de auto-compactação, com libertação do ar da matriz ligante. Os resultados obtidos nos ensaios de fluidez, viscosidade, capacidade de passagem e resistência à segregação, comprovaram, para todos os BEALAC, o elevado desempenho em todos os parâmetros. Ainda assim, verificou-se uma pequena redução de desempenho do BEALAC mais leve (L1.70), em fluidez, viscosidade e capacidade de passagem, comparativamente aos restantes com maior densidade, uma vez que estes parâmetros são condicionados pelo peso próprio.
- No que respeita aos parâmetros de auto-compactabilidade dos BLACRF, apesar de se ter verificado um bom desempenho de fluidez e de viscosidade na mistura de referência L1.9_0.00, este reduz com o aumento da dosagem volumétrica de fibras. Além disso, a introdução de fibras na matriz provocou uma redução significativa da capacidade de passagem; contudo, a resistência à segregação provou ser elevada nestes betões.

5.4.3. Densidade e modo de rotura

- Provou-se a elevada fiabilidade na previsão da massa volúmica de todos os BEAL produzidos, uma vez que o desvio, entre os valores previstos e caracterizados no estado fresco, foi inferior, em média, a 1%. Devido à perda de água por secagem, a massa volúmica no estado endurecido, com secagem ao ar, foi de 99%, em média, relativamente à massa volúmica no estado fresco.
- A análise da superfície de rotura dos provetes do BEAL e do BEALAC demonstrou que esta ocorreu conjuntamente pela matriz ligante e pelos agregados; foi possível observar, ainda, a distribuição homogénea dos agregados na matriz de cada betão.

- O modo e a superfície de rotura dos provetes de BLACRF, com fibras, foram diferentes dos ocorridos no BEAL, uma vez que a introdução de fibras na matriz provoca um aumento significativo da capacidade de deformação, impedindo também o destacamento dos fragmentos do betão; contudo, a rotura ocorreu pela matriz ligante e agregados, mobilizando a seguir a resistência das fibras até se verificar a rotura por escorregamento destas na matriz.
- Os provetes de BEALAA revelaram um modo de rotura semelhante ao do BEAL; contudo, e uma vez que a matriz ligante destes betões tem reduzida/moderada resistência à compressão (entre 30 e 37 MPa), a superfície de rotura revelou uma elevada influência da rigidez e da resistência dos agregados leves: os betões das tipologias LA_A e LA_B, com agregados grossos leves mais resistentes (HD4/12), tiveram rotura predominante pela matriz ligante e pela interface agregado-matriz, com reduzida rotura desses agregados; os betões das tipologias LA_C e LA_D, com agregados grossos leves de resistência moderada (MD), apresentaram rotura pela matriz ligante e pelos agregados.

5.4.4. Resistência mecânica

A análise dos resultados obtidos para as resistências mecânicas do BEAL, do BEALAC e do BEALAA, permitiu obter as conclusões apresentadas seguidamente.

- Os valores obtidos para a resistência à compressão dos BEAL e dos BEALAC provaram uma elevada influência dos agregados leves usados e das respectivas dosagens na redução de resistência do betão, em relação à resistência da matriz ligante. A evolução da resistência desses betões não se enquadra totalmente no padrão de endurecimento proposto pelos códigos, uma vez que se observou um aumento mais acentuado em idades jovens, relativamente à curva de previsão, e uma evolução menos acentuada, a partir dos 28 dias. Uma vez que a diferença foi maior nos betões com maior dosagem de agregados grossos leves, propôs-se uma correcção ao parâmetro s_p , da curva de endurecimento (5.1), multiplicando-o por um coeficiente, λ_p , que depende do intervalo de dosagem desses agregados; a expressão de endurecimento, assim corrigida, provou ter um ajuste mais adequado à evolução dos correspondentes resultados experimentais.
- À semelhança dos BEAL, a resistência à compressão foi superior nos BEALAA: (i) produzidos com agregados grossos mais densos (HD), comparativamente aos produzidos com agregados grossos mais leves (MD); (ii) produzidos com areia de densidade normal, comparativamente aos produzidos com uma mistura de areia leve e de densidade normal; (iii) produzidos com adição de sílica de fumo, em relação aos produzidos com LAA sem adição. A evolução da resistência à compressão dos BEALAA apresenta um padrão semelhante à

evolução da resistência em betões com matriz de CP, com evolução acentuada em idade jovem, atenuando-se para idade superior a 28 dias. Porém, o parâmetro s_c , da expressão de endurecimento, depende do tipo de cimento, não tendo enquadramento para os LAA; assim, ajustou-se o valor $s_c=0,25$, por permitir o melhor enquadramento com os resultados experimentais; salienta-se que este valor é válido para as condições usadas (EAF como ligante base; KOH com activador alcalino; condições de cura com $HR=100\%$ e $T=20^\circ\text{C}$, podendo não se observar para outras condições).

- Obtiveram-se boas correlações entre as resistências à tracção e à compressão do BEAL e do BEALAC caracterizados; contudo, apesar de se terem ajustado funções de potência, a relação linear entre os valores médios das resistências à tracção e à compressão no BEAL e no BEALAC variou entre 0,06 e 0,08.
- Compararam-se os valores médios da resistência à tracção, do BEAL e do BEALAC, com as correspondentes previsões efectuadas pelos códigos considerados no presente estudo; foi possível concluir que a previsão dos códigos EC2 e MC10 é igual e mais conservativa do que a previsão do ACI, sendo os resultados experimentais superiores aos previstos, em média, em 25% e 15%, respectivamente. Assim, considerando os desvios que ocorrem na caracterização da resistência à tracção, considera-se que a abordagem do EC2 e do MC10 é mais adequada.

Ao analisar os resultados obtidos para as resistências mecânicas do BLACRF, obtiveram-se as conclusões relativas, não só à sua evolução e amplitude, mas também à dosagem volumétrica de fibras na matriz.

- Observou-se um aumento da capacidade de deformação dos provetes, mesmo após ter sido detectada a fractura da matriz, mantendo uma elevada capacidade de carga, devida à mobilização das fibras na matriz fracturada.
- Provou-se o aumento tendencial da resistência à compressão do BLACRF com o aumento da dosagem de fibras, tendo-se obtido um bom ajuste assumindo uma correlação linear; ainda assim, o aumento foi reduzido, sendo de apenas 8% com o aumento de uma unidade percentual do volume de fibras.
- O aumento da resistência à tracção, por compressão diametral, foi relevante apenas para o betão com maior dosagem de fibras; assim, uma vez que este ensaio permite caracterizar apenas a resistência até à rotura do betão, não é possível caracterizar a resistência adicional proporcionada pelas fibras.

- Dos ensaios de flexão, concluiu-se que o aumento da dosagem de fibras na matriz do betão proporciona o aumento da resistência máxima à flexão, bem como da ductilidade. Da correlação obtida, entre o valor médio da resistência à tracção por flexão e a percentagem volumétrica de fibras, verificou-se um aumento significativo da resistência à flexão, de cerca de 250%, comparativamente ao betão sem fibras, por cada unidade V_f . Contudo, apesar do aumento significativo da capacidade de deformação, o aumento da ductilidade não é linear com o aumento de V_f , tendendo a estabilizar para dosagem de fibras próxima de 1%.
- Os valores médios da energia de fractura permitiram obter uma boa correlação, de tendência linear, com a percentagem volumétrica de fibras na matriz do betão; a energia de fractura aumenta cerca de 100 vezes, comparativamente ao betão sem fibras, com o aumento de uma unidade de V_f .
- Nos ensaios de punçoamento efectuados, foi evidente o aumento da resistência ao punçoamento, bem como da ductilidade do provete submetido a esta solicitação, com o aumento da dosagem de fibras; concluiu-se que a força máxima de rotura aumentou cerca de 45% para o aumento de 1% na dosagem volumétrica de fibras, assumindo uma correlação de tendência linear.

5.4.5. Módulo de elasticidade

- Os valores obtidos para o módulo de elasticidade do BEAL e do BEALAC provaram existir uma elevada influência dos agregados leves usados e das respectivas dosagens na redução do módulo de elasticidade do betão, em relação ao da matriz ligante. Além disso, a relação A/L afecta, juntamente com o adjuvante, a consistência do betão e, apesar de influenciar a resistência à compressão, provou ter uma influência mais elevada no módulo de elasticidade desses betões, sendo por isso importante considerar o seu efeito. A evolução dos resultados obtidos para o módulo de elasticidade do BEAL e do BEALAC apresenta um bom enquadramento nas curvas de endurecimento do EC2. Contudo, a evolução prevista, em função do coeficiente de endurecimento corrigido, provou um excelente ajuste aos resultados experimentais. A evolução é muito acentuada até cerca dos 7 dias, idade em que tende a estabilizar, apresentando um aumento posterior muito reduzido.
- O módulo de elasticidade foi superior nos BEALAA: (i) produzidos com agregados grossos mais densos (HD), comparativamente aos produzidos com agregados grossos mais leves (MD); (ii) produzidos com areia de densidade normal, comparativamente aos produzidos com uma mistura de areia leve e de densidade normal. A evolução do módulo de elasticidade dos

BEALAA, com a idade, provou ter um bom enquadramento com a previsão de endurecimento do EC2, em função do parâmetro adoptado para a evolução da resistência.

- Nos BLACRF, verificou-se um aumento muito pouco significativo do módulo de elasticidade com o aumento da dosagem de fibras, o que era expectável, uma vez que o aumento da resistência à compressão também não foi muito elevado. O padrão de evolução com a idade enquadra-se, igualmente, na previsão de endurecimento proposta.
- Ao comparar os valores médios do módulo de elasticidade, do BEAL e do BEALAC, com as correspondentes previsões dos códigos, concluiu-se que os resultados experimentais são tendencialmente: (i) superiores, em 9%, à previsão do ACI; (ii) inferiores às previsões do EC2 e do MC10, em 11%. Além disso, verificou-se que os maiores desvios à previsão do EC2 e do MC10 ocorreram nos betões com maior relação A/L e, conseqüentemente, com consistência mais fluida. Assim, estudou-se uma correcção ao coeficiente η_E , relacionando-o com a classe de consistência do betão, de modo a obter a convergência mais adequada entre a previsão e os resultados experimentais. As previsões do EC2 e do MC10, assim corrigidas em função do parâmetro proposto, resultam numa boa correlação com os resultados experimentais.
- Ao comparar os valores médios do módulo de elasticidade dos BEALAA com os correspondentes valores previstos pelas expressões dos códigos, concluiu-se que a previsão do ACI é muito próxima dos resultados experimentais, comprovada pela boa correlação linear obtida. Porém, os resultados experimentais foram bastante inferiores, em cerca de 27%, à previsão do EC2 e do MC10, provando que esta é inadequada para estes betões. A correcção proposta para os BEAL também não melhora significativamente a correlação com os resultados experimentais; esta diferença de comportamento, comparativamente aos betões de cimento *Portland*, evidencia a necessidade de um estudo específico sobre a influência dos vários parâmetros dos LAA nas diversas propriedades mecânicas dos betões.
- Através da caracterização da lei constitutiva, em compressão uniforme, dos provetes de BEAL verificou-se que a relação tensão-extensão é aproximadamente linear até cerca de 95% da tensão máxima de rotura. Além disso, verificou-se que a extensão última dos betões das tipologias B e E, com os agregados leves grossos (HD2/4), foi em média de $2,98 \times 10^{-3}$; a extensão última dos betões das tipologias C e F, com agregados leves grossos de maior granulometria (HD4/12), foi em média de $2,36 \times 10^{-3}$.

6. Propriedades Diferidas dos BEAL

6.1. Revisão bibliográfica

A retracção do betão representa a variação dimensional, com o tempo, dos elementos constituídos por este material, desde a fase de compactação até ao equilíbrio dimensional com o ambiente, sem aplicação externa de tensão. Apesar de ser importante conhecer o efeito final da retracção, esta é constituída pelas seguintes componentes [114, 176]:

- (i) retracção plástica – retracção que ocorre antes da presa do betão, devida ao assentamento plástico dos constituintes sólidos da matriz ligante;
- (ii) retracção química – retracção originada, no início da presa do betão, pela reacção de hidratação dos ligantes, a qual se desenvolve até ao fim de presa e resulta na redução volumétrica dos constituintes hidratados;
- (iii) retracção térmica – retracção resultante do arrefecimento da matriz do betão, posterior ao aquecimento provocado pela reacção de hidratação dos ligantes;
- (iv) retracção autogénea – retracção caracterizada pela auto-dessecação da matriz ligante do betão, após a hidratação dos ligantes durante a presa; a reacção das partículas não hidratadas do ligante provoca a redução da humidade no interior do betão endurecido, esvaziando parcialmente os poros da matriz e aumentando a tensão capilar, o que origina uma redução volumétrica;
- (v) retracção de secagem (ou hidráulica) – retracção originada pela migração da humidade para as faces expostas do betão, por evaporação na superfície do betão ou por capilaridade, onde a parcela da água adsorvida tem um forte contributo;

(vi) retracção por carbonatação – retracção originada pela carbonatação do betão.

As componentes da retracção que originam as deformações mais significativas são a retracção autógena e a retracção de secagem, sendo estas apresentadas esquematicamente na Figura 6.1.

A fluência do betão é a deformação ao longo do tempo para tensão constante, resultante do seu comportamento viscoelástico, a qual tem início após a deformação elástica provocada pelo carregamento. Embora seja importante conhecer a deformação total de fluência, esta pode ser analisada em duas componentes (Figura 6.1):

- (i) fluência básica – definida como uma propriedade constitutiva do material, uma vez que não depende das dimensões ou das condições de cura;
- (ii) fluência de secagem – parcela da fluência que depende dos parâmetros de composição do betão, além das dimensões e das condições de cura do betão.

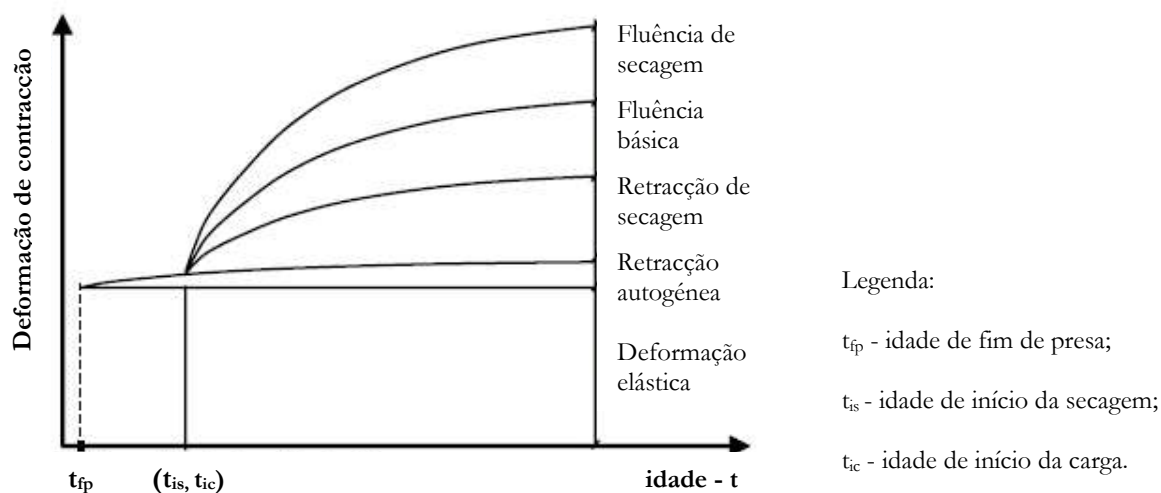


Figura 6.1 – Evolução das deformações por contracção do betão com a idade [114].

6.1.1. Retracção

Embora a retracção se traduza, geralmente, por uma diminuição dimensional ou volumétrica, essa variação pode ser de expansão, a qual pode ocorrer em meios húmidos ou pode depender dos constituintes, essencialmente adjuvantes redutores de retracção e/ou adições expansivas. A retracção total é uma soma de efeitos e depende de vários factores, quer dos constituintes e respectivas dosagens na composição, quer das condições termo-higrométricas do ambiente [176].

A retracção plástica do BEAL deve ser evitada ou atenuada, uma vez que pode originar fissuração em idades jovens que podem comprometer as propriedades mecânicas do betão. Esta pode ser provocada pela absorção da água da matriz por parte dos agregados leves, caso estes não se

encontrem com elevado teor de absorção antes da amassadura, e por uma reduzida razão A/L . A retracção plástica do betão deve também ser evitada através da compactação adequada, devido ao risco de fissuração, principalmente nas zonas das armaduras em elementos de laje [67, 176].

A retracção térmica, apesar de ser geralmente reduzida, assume importância em idade jovem em elementos de betão que atinjam elevadas temperaturas de hidratação, podendo ser atenuada com o uso de adições e adjuvantes. A retracção química e a retracção por carbonatação não são geralmente relevantes, sendo a retracção de secagem e a retracção autogénea as mais importantes [114, 176]. Embora alguns códigos [26, 140] prevejam a quantificação destas duas componentes, em separado, o essencial é conhecer o seu efeito em conjunto, já que não são dissociáveis. Assim, designa-se frequentemente por retracção, ε_{ct} , ou retracção total, à variação dimensional provocada pela retracção de secagem, ε_{cs} , e pela retracção autogénea, ε_{ca} . A sua evolução é normalmente mais acentuada nos primeiros dias e vai atenuando ao longo do tempo, estabilizando praticamente a partir dos 90 dias de idade [68, 91].

O aumento da retracção nos betões é influenciado pelos seguintes factores que, na sua maioria, são contemplados nos códigos de dimensionamento: (i) acréscimo da dosagem dos ligantes e do calor de hidratação; (ii) aumento da relação A/L , com maior dosagem de água; (iii) aumento do volume de ar da pasta e da permeabilidade do betão; (iv) agravamento das condições termo-higrométricas de cura, com temperaturas elevadas e baixo valor da humidade relativa; (v) idade reduzida no início da secagem; (vi) menor rigidez dos agregados; e (vii) redução das dimensões da secção transversal das peças [135, 176].

A retracção dos betões deve ser caracterizada ou prevista com fiabilidade pois, caso seja excessiva, provoca efeitos indesejados para os elementos de betão armado e pré-esforçado, nomeadamente: (i) fissuração transversal, devida à restrição das armaduras, comprometendo a resistência e a durabilidade dos elementos estruturais; (ii) perdas excessivas de pré-esforço, alterando o comportamento estrutural, em especial na verificação da segurança dos Estados Limite de Serviço. Assim, os parâmetros de composição dos betões devem atender à minimização da retracção, além de cumprir as restantes especificações, contribuindo assim para a garantia de qualidade e durabilidade das estruturas.

Piquett [154] desenvolveu um modelo e apresentou uma expressão logarítmica para estimar a retracção do BDN (6.1), baseada na retracção da pasta ligante, na fracção volumétrica dos agregados no betão e nas correspondentes propriedades mecânicas de ambas as fases [114];

$$\log\left(\frac{\varepsilon_{cs,bp}}{\varepsilon_{cs}}\right) = \log\left(\frac{1}{1-g}\right) \times \alpha; \quad \alpha = \left(\frac{3 \times (1 - \nu_c)}{1 + \nu_c + 2 \times (1 - 2 \times \nu_a) \times (E_c / E_a)}\right) \quad (6.1)$$

em que: α é um parâmetro que permite quantificar o efeito dos agregados na restrição à deformação; $\varepsilon_{cs,bp}$ e ε_{cs} são as retracções da matriz da pasta ligante e do betão, respectivamente; g e u são as dosagens volumétricas dos agregados e do cimento não-hidratado, respectivamente; ν_c e ν_a são os coeficientes de *Poisson* do betão e dos agregados; E_c e E_a são os módulos de elasticidade do betão e dos agregados.

6.1.1.1. Influência dos agregados leves

Nos BDN, a retracção da matriz de argamassa ligante é parcialmente restringida pela elevada rigidez dos agregados correntes, resultando numa retracção, no betão, menor do que na matriz de argamassa e ainda menor do que na pasta ligante. Assim, a reduzida rigidez dos agregados leves dos BEAL, comparativamente aos agregados correntes, deveria necessariamente originar um aumento da retracção. Contudo, provou-se em diversos estudos [18, 67, 114, 124, 182, 188, 197] que a retracção dos BEAL é geralmente menor que a dos BDN, principalmente com matriz de elevada resistência. Isto ocorre quando se utilizam agregados leves saturados, uma vez que se proporciona uma cura interna melhorada, causada pela hidratação lenta e contínua da matriz ligante, evitando assim a auto-dessecação [67, 91, 121]. Esta hidratação é gerada pelo fluxo da humidade existente na estrutura interna alveolar dos agregados leves para a matriz ligante, gerando deformação autogénea de expansão, o que contraria a retracção de secagem, originando deste modo reduzidas amplitudes da retracção total [74, 124, 188]. Além disso, este processo proporciona ainda menor porosidade da matriz ligante, essencialmente na zona de transição matriz-agregado leve, reduzindo a saída de água por evaporação [91, 122, 195]. Mas a eficiência da cura interna e a redução da retracção nos BEAL é influenciada por vários factores, nomeadamente: dosagem dos agregados leves; grau de saturação dos agregados leves; dimensão da secção do elemento; idade de início da retracção de secagem; tipo de cimento e das adições [67, 121, 123, 152]. O tipo de estrutura porosa dos agregados leves também tem uma influência significativa na retracção, sendo os agregados de estrutura porosa alveolar, fechada com uma casca de reduzida permeabilidade, os mais adequados ao processo de cura interna. Em contrapartida, os agregados de estrutura porosa aberta ou semiaberta levam a um fluxo mais rápido de água entre os agregados e a matriz, o que não é tão eficiente [68, 152].

Em síntese, apesar da menor rigidez dos agregados leves, a retracção é menor nos BEAL do que nos BDN, porque os factores associados à cura interna são, geralmente, mais influentes [48, 91, 121].

6.1.1.2. Influência da matriz ligante

A elevada resistência de um BEAL é obtida, essencialmente, através da elevada resistência da matriz ligante, com reduzida relação A/L e com adições pozolânicas, principalmente de sílica de fumo [98]. No entanto, devido à elevada susceptibilidade de auto-dessecação da matriz ligante, estes parâmetros provocam um aumento da retracção em betões de elevada desempenho, produzidos com agregados correntes, aumentando, por isso, o risco de fissuração em idade jovem [22, 65, 89]. Ainda assim, este risco pode ser reduzido pela utilização de adjuvante redutor de retracção [19] ou pelo uso de adições expansivas [146]; alternativamente, uma cura saturada em idades jovens contribui para a redução do risco de fissuração e para uma cura melhorada [67, 90].

Nos BEAL com matriz ligante de elevado desempenho, apesar da cura interna melhorada, existe o risco de fissuração superficial em idades jovens, devido à retracção diferencial entre a camada exterior de argamassa e o interior do elemento de betão. Por isso, é necessário especial cuidado na cura superficial do betão, sendo aconselhado o uso de uma membrana de cura ou a utilização de um adjuvante redutor de retracção.

6.1.1.3. Previsão dos códigos

De acordo com o EC2 e com o MC10 [26, 140], a retracção total, ε_{ct} , dos BDN pode ser estimada através da soma da retracção de secagem, ε_{cs} , com a retracção autogénea, ε_{ca} , podendo esta ser negativa, em ambientes predominantemente húmidos. No caso dos BEAL, a retracção é prevista com base nas expressões apresentadas para os BDN, corrigidas através de um coeficiente, η_3 .

Contudo, a soma considerada é uma simplificação, uma vez que ambas as deformações são devidas à redução da HR do betão, o que, no caso da retracção de secagem, ocorre devido à evaporação na superfície do elemento de betão, enquanto, no caso da retracção autogénea, é causada pelo esvaziamento parcial dos poros da matriz ligante, como consequência da reacção de hidratação [123]. Se o betão tem uma HR baixa, devida à auto-dessecação, terá uma retracção reduzida quando é submetido à secagem, mas se tem elevada humidade interna, devida à cura interna com agregados leves húmidos, então terá também uma retracção muito reduzida, podendo mesmo sofrer uma retracção autogénea negativa (deformação de expansão) [98, 123]. Esta retracção autogénea pode considerar-se uniforme no elemento de betão, ocorrendo maioritariamente no primeiro mês de idade, enquanto a retracção de secagem não é uniforme na secção transversal, sendo mais elevada nas faces expostas do elemento, comparativamente ao seu interior, dependendo sobretudo do fluxo de humidade para as superfícies onde se dá a secagem. Por isso, a retracção autogénea e a retracção de secagem não são independentes e a sua soma não

corresponde, na realidade, à retracção total [123]. Nas previsões do EC2 e do MC10, a evolução da retracção de secagem, com a idade, depende essencialmente da resistência do betão, do tipo de cimento, da geometria da secção; das condições termo-higrométricas de cura e da idade de início da retracção de secagem; enquanto a evolução da retracção autogénea depende, no caso do EC2, da resistência do betão e, no caso do MC10, da resistência à compressão e do tipo de cimento. No que respeita à retracção autogénea dos BEAL, e embora os dois códigos regram que estes podem apresentar retracção muito reduzida, quando produzidos com agregados leves húmidos, devido à sua cura interna melhorada, essa redução não é quantificada.

O código da JSCE [102] considera, além dos principais parâmetros previstos no EC2 e no MC10, as dosagens de água e de cimento, bem como a relação A/C , para a previsão da retracção. Para a previsão da retracção total, é proposta igualmente a soma da retracção autogénea com a retracção de secagem. Contudo, e apesar de indicar que a retracção total dos BEAL pode ser superior ou inferior à dos BDN, dependendo da cura interna, considera iguais valores de previsão.

A abordagem do ACI [1, 4] para a previsão da retracção dos BEAL é realizada recorrendo a uma expressão diferente dos códigos anteriormente referidos, não quantificando a componente de retracção autogénea. De acordo com este código, além dos parâmetros considerados no EC2 e no MC10, a evolução da retracção também depende de alguns parâmetros da composição do betão, tais como; (i) a consistência; (ii) o volume de ar na matriz de betão; (iii) a proporção de agregados finos em relação ao total de agregados; e (iv) a dosagem de cimento.

Nenhum dos códigos de estruturas de betão considera a humidade existente no interior dos agregados leves na previsão da retracção. Contudo, para produzir BEAL, principalmente de elevado desempenho, é aconselhável utilizar agregados leves saturados, parcial ou totalmente, sendo ainda essencial quantificar e controlar correctamente o teor de humidade interior e a absorção de água dos agregados leves [120]. À partida, também podem ser usados agregados leves secos, considerando a água adicional de absorção, a qual é adicionada durante a amassadura, embora este procedimento resulte numa mistura com agregados parcialmente saturados, apresentando um maior risco de incumprimento da consistência especificada; além disso, pode aumentar a retracção plástica do betão fresco. Assim, é preferível misturar previamente a água de absorção, devidamente quantificada em função do tipo de agregados e do seu teor de humidade em condições de armazenamento, com os agregados leves, durante cerca de dois minutos. De outro modo, estes agregados irão absorver a água efectiva da matriz ligante, comprometendo a trabalhabilidade, bem como as restantes propriedades especificadas [35, 36]. Por estes motivos, o efeito benéfico da humidade interna dos agregados leves para a cura interna e,

consequentemente, para a deformação autogénea de expansão, ou retracção autogénea negativa, deve ser considerada na quantificação da retracção dos BEAL.

Os resultados obtidos em diversos trabalhos de investigação são por vezes divergentes [48, 67, 121, 114], devido ao elevado número de factores que influenciam a retracção. Contudo, as previsões de retracção dos BEAL, propostas pelo EC2 e pelo MC10, conduzem a valores muito mais elevados, comparativamente aos medidos experimentalmente, principalmente para BEAL de elevado desempenho [39, 40]; a previsão do ACI resulta, em alguns casos, em valores ainda mais elevados [38, 39], existindo, assim, uma necessidade óbvia de aprofundar este assunto. Neste sentido, desenvolveu-se um estudo com o objectivo de quantificar a influência dos parâmetros dos BEAL na evolução da retracção e de melhorar a previsão dos códigos. Tanto a resistência à compressão como o módulo de elasticidade dos BEAL dependem essencialmente da matriz ligante, bem como no tipo e na dosagem dos agregados leves [35, 36, 37]. Por este motivo, o estudo experimental da retracção focou-se, essencialmente, nas misturas de BEAL apresentadas no Capítulo 3, com diferentes parâmetros da matriz e dos agregados leves, no sentido de quantificar a sua influência na evolução da retracção.

Adicionalmente, considerou-se igualmente importante alargar o referido estudo aos BEAL de requisitos especiais, nomeadamente os BEALAC, os BLACRF e os BEALAA, apresentados no Capítulo 4, verificando do mesmo modo a influência dos correspondentes parâmetros intrínsecos.

6.1.2. Fluência

A fluência é uma propriedade diferida do betão que se deve ao comportamento viscoelástico do material. Caracteriza-se pelo aumento das deformações com a idade, quando sujeito a um estado de tensão constante; esse aumento é mais acentuado logo após a aplicação da carga e reduz com o aumento da idade, tendendo a estabilizar, geralmente, antes de um ano de idade. O parâmetro mais representativo desta propriedade é o coeficiente de fluência, φ_c (6.2), o qual é definido como o quociente entre a deformação de fluência, ε_{cr} , e a deformação elástica, ε_{ce} .

$$\varphi_c = \varepsilon_{cr} / \varepsilon_{ce} \quad (6.2)$$

Apesar de esta proporcionalidade ser indicada essencialmente para valores da relação entre a tensão aplicada e a resistência à compressão situados entre 0,3 e 0,4, considera-se válida fora deste domínio [135], embora apresente um limite superior de cerca de 0,6. Assim, a tensão aplicada tem influência na deformação de fluência, mas não no coeficiente de fluência, desde que não exceda o limite referido.

Embora existam diversos factores que afectam a fluência do betão, os principais estão geralmente associados, directa ou indirectamente, às propriedades das suas fases constituintes: a matriz ligante e os agregados. A fluência do betão deve-se essencialmente à matriz de ligante de cimento hidratado, tendo os agregados, à partida, um papel de oposição.

A idade em que se aplica o carregamento é igualmente um factor importante, uma vez que, quanto menor for, maior será a fluência; este factor assume especial importância em elementos pré-esforçados prefabricados, devido à necessidade de otimizar o tempo de produção, e em elementos pré-esforçados *in situ* por pós-tensão, para a definição do instante de aplicação do pré-esforço.

As condições termo-higrométricas representam, igualmente, um factor determinante na evolução da fluência, traduzindo-se a redução da humidade relativa e o aumento significativo da temperatura no aumento elevado da fluência [15, 64, 91, 176]. Conforme foi referido, apesar de existirem duas componentes da fluência, fluência básica e fluência de secagem, é difícil quantificá-las separadamente e, na realidade, interessa conhecer o valor total da fluência, em função dos parâmetros que a influenciam de modo relevante [114, 135].

As dimensões do provete representam também um importante factor, uma vez que a fluência reduz com o aumento da secção transversal. Esta influência deve-se essencialmente ao facto de o betão de periferia estar sujeito a secagem, o que aumenta a sua deformação por fluência; assim, quanto maior for a secção transversal, maior será a relação área/perímetro e, portanto, menor a influência das condições de secagem periféricas e, conseqüentemente, a fluência também será menor [115, 135].

6.1.2.1. Influência dos agregados leves

O tipo de agregados usados na produção do betão, não só a sua constituição mineralógica, mas também o seu módulo de elasticidade, afecta a fluência do betão; agregados com maior módulo de elasticidade exercem maior oposição à deformação de fluência da matriz ligante hidratada [135]. Os agregados leves têm geralmente um módulo de elasticidade mais reduzido, embora próximo do da matriz ligante, do que os agregados de densidade normal. Assim, os betões produzidos com agregados leves, com reduzida rigidez, apresentam menor oposição à deformação por fluência. Acresce que a fluência nos BEAL tende a estabilizar mais tardiamente do que nos BDN, facto que se justifica igualmente pela reduzida rigidez dos agregados leves. Uma vez que a matriz ligante é a responsável pelo comportamento viscoelástico, a transferência gradual de parte das suas tensões para os agregados leves é influenciada pela rigidez destes; ou seja, quanto mais rígidos os agregados, mais rápida é essa transferência, reduzindo assim a tensão

na matriz ligante, estabilizando a deformação mais cedo [68, 91]. Além disso, a deformação por fluência nos BEAL é geralmente de maior amplitude, comparativamente aos BDN com uma resistência equivalente, mas o seu coeficiente de fluência é menor, devido ao facto de terem menor módulo de elasticidade e, conseqüentemente, maior deformação elástica [120, 135].

O tipo de agregados, a sua dosagem volumétrica e o grau de saturação, são factores determinantes na fluência dos betões. Uma vez que a porosidade dos agregados afecta o fluxo da humidade no interior da matriz de betão, esta tem uma influência indirecta na hidratação do cimento. Conseqüentemente, a fluência é mais elevada nos betões produzidos com agregados porosos, caso estes se encontrem com reduzido teor de humidade interior. Por outro lado, se os agregados porosos tiverem elevado teor de humidade no seu interior, inverte-se o fluxo de hidratação durante o endurecimento do betão, proporcionando uma cura interna melhorada da matriz ligante, resultando na redução da fluência [91, 114, 115, 135]. Assim, a elevada porosidade dos agregados leves e, conseqüentemente, o seu teor de humidade e a sua absorção, são determinantes na evolução da fluência [115]. O tipo de agregados leves e a sua dosagem na matriz de betão são, assim, dois factores importantes na evolução da deformação de fluência dos BEAL.

6.1.2.2. Influência da matriz ligante

Além dos agregados utilizados no betão, bem como das suas propriedades, a matriz da pasta ligante tem um papel essencial na evolução da fluência, principalmente a sua proporção volumétrica na mistura. Contudo, a sua influência não é linear, dependendo significativamente da quantidade de cimento hidratado na matriz ligante, entre outros parâmetros, traduzida através da expressão (6.3), válida para BDN assim como para BEAL [135, 161]:

$$\log\left(\frac{\varepsilon_{cr,bp}}{\varepsilon_{cr}}\right) = \log\left(\frac{1}{1-g-u}\right) \times \alpha; \quad \alpha = \left(\frac{3 \times (1-\nu_c)}{1+\nu_c + 2 \times (1-2\nu_a) \times (E_c/E_a)}\right) \quad (6.3)$$

onde: $\varepsilon_{cr,bp}$ e ε_{cr} são as deformações de fluência da matriz da pasta ligante e do betão; g e u são as dosagens volumétricas dos agregados e do cimento não-hidratado, respectivamente; ν_c e ν_a são os coeficientes de *Poisson* do betão e dos agregados; E_c e E_a são os módulos de elasticidade do betão e dos agregados.

O tipo e dosagem de cimento e a relação A/L também afectam a fluência do betão; contudo, e uma vez que têm uma elevada influência na resistência da matriz ligante do betão, a resistência do betão à idade de aplicação da carga é um parâmetro importante, que engloba indirectamente os restantes. Também a maior maturidade dos BEAL, proporcionada pelo aumento da temperatura de hidratação comparativamente aos BDN, influencia a redução da fluência nestes betões. Com

efeito, a deformação por fluência do betão reduz com o aumento da sua resistência à compressão. Além disso, foi amplamente comprovada a proporcionalidade entre a relação tensão/resistência à compressão e a deformação por fluência. Apesar de muitos dos estudos usarem diferentes tipos e dosagens de adições na pasta ligante, estas influenciam principalmente a resistência da matriz ligante, afectando indirectamente a amplitude e o desenvolvimento da fluência [15, 16, 114, 135]. O parâmetro mais importante da matriz ligante é, assim, a sua resistência, uma vez que esta está fortemente associada aos outros factores.

Ainda assim, tendo em conta que a deformação de fluência é influenciada principalmente pela matriz ligante, o coeficiente de fluência dos BEAL é inferior ao dos BDN de resistência equivalente, uma vez que o seu módulo de elasticidade é muito menor, devido à maior deformação elástica [135].

6.1.2.3. Previsão dos códigos

A previsão da fluência, proposta pelos códigos depende, directa ou indirectamente, dos factores acima referidos. Contudo, existem diferenças de previsão no que respeita aos BEAL. A extensão total de fluência nos BEAL varia geralmente entre 65 e 90 ($\times 10^{-6}/MPa$), situando-se o coeficiente de fluência, geralmente, entre 1,5 e 2,5 [27, 31, 91].

A evolução do coeficiente de fluência, φ_s , ao longo da idade, t , é prevista pelo EC2 [140] e pelo MC10 [26], para os BDN, em função dos seguintes parâmetros: idade de carregamento; tipo de cimento; dimensões da secção transversal; resistência à compressão do betão; condições termo-higrométricas (humidade relativa e temperatura). O coeficiente de fluência, φ_s , proposto para os BEAL resulta do produto entre o valor do coeficiente, resultante das expressões preconizadas para BDN com a mesma resistência, e o coeficiente η_E , expressão (6.4), o qual depende da massa volúmica do BEAL, ρ . Além dos parâmetros referidos, o EC2 considera um termo corrector para o coeficiente de fluência, quando o nível de tensão aplicada, σ_b , é superior a 45 % do valor característico da tensão de rotura. O MC10 considera um termo corrector, quando o nível de tensão aplicada, σ_b , se situa entre 40% e 60% do valor médio da tensão resistente à compressão.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (6.4)$$

À semelhança do que acontece na previsão da retracção, o JSCE considera, além dos principais parâmetros indicados anteriormente, as dosagens de água e de cimento, bem como a relação A/C , para a previsão da fluência. Contudo, este código efectua a previsão da fluência em função da soma das parcelas de fluência básica e de fluência de secagem. Além disso, o código indica

ainda que o coeficiente de fluência nos BEAL pode variar entre 60% e 85% do respectivo coeficiente nos BDN, propondo um valor de 75% [102].

A previsão de evolução do coeficiente de fluência dos BEAL, pelo ACI [1, 4], é efectuada em função dos seguintes parâmetros: idade de carregamento; dimensões da secção transversal; condições termo-higrométricas (humidade relativa e temperatura); dosagem de cimento; consistência do betão; percentagem de finos no conjunto dos agregados; teor de ar na matriz ligante. Verifica-se, à semelhança do que o ACI considera na previsão da retracção, que alguns parâmetros da composição do betão são igualmente importantes para a fluência [1, 4]. O ACI prevê a possibilidade de se obterem valores do coeficiente de fluência nos BEAL ainda superiores, podendo atingir o dobro dos verificados para um BDN [2]. Contudo, e uma vez que estas considerações são baseadas maioritariamente em trabalhos experimentais, o largo espectro de valores que daí resulta poderá dever-se ao facto de terem sido usados agregados leves de diferentes composições mineralógicas, como a argila, a cinza volante, o xisto e a ardósia expandidos.

Os coeficientes de fluência dos BEAL, que resultam das previsões dos códigos, são geralmente superiores aos valores observados experimentalmente em vários trabalhos de investigação [5, 64, 91, 189]. Contudo, o facto de estes betões estabilizarem mais tarde, pode justificar uma margem maior em relação aos BDN, cujas previsões são menores. Ainda assim, Lopez *et al.* [114, 115] provaram que a fluência nos BEAL é menor, comparativamente aos BDN com resistência equivalente, sendo influenciada pelo aumento da maturidade nesses betões. Provou ainda que o teor de humidade dos agregados leves é determinante para a fluência, sendo esta inferior em cerca de 45% nos BEAL produzidos com agregados leves saturados, comparativamente aos mesmos betões produzidos com agregados leves secos.

A divergência existente nas previsões da fluência dos BEAL, por parte dos códigos, motivou a realização de um estudo experimental, focado, essencialmente, em algumas misturas de BEAL apresentadas no Capítulo 3, alargando posteriormente o estudo aos BEALAC e BLACRF. Assim, pretendeu avaliar-se a influência dos diferentes parâmetros, não só da matriz ligante mas também dos agregados leves, na evolução da fluência.

6.2. Caracterização experimental

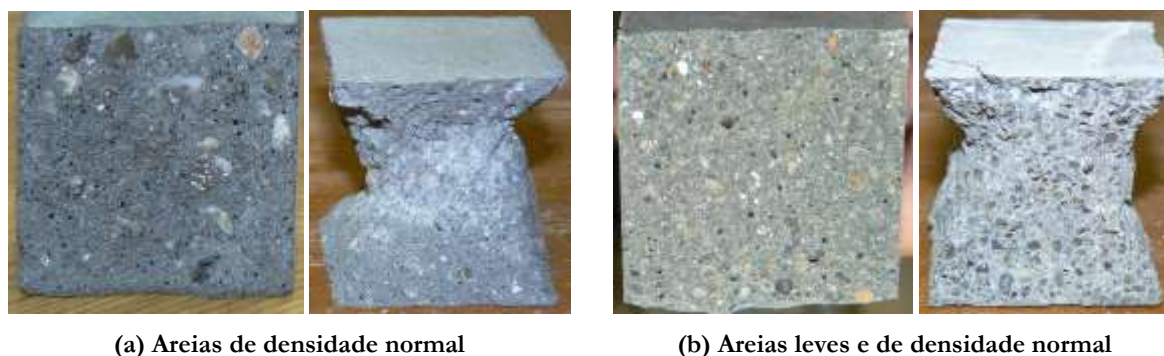
6.2.1. Retracção

A retracção foi medida para as misturas de BEAL apresentadas no Capítulo 3, bem como para os BEAL com requisitos especiais: BEALAC, BLACRF e BEALAA. Além da caracterização

experimental da retracção nos BEAL, efectuou-se igualmente a medição da retracção para as argamassas mais representativas das tipologias B, E, C e F, definidas na Tabela 3.4, no sentido de avaliar a influência dos respectivos parâmetros na retracção. Todos os provetes, de betão e de argamassa, foram desmoldados às 24 horas de idade e colocados, seguidamente, na câmara termo-higrométrica, calibrada com os parâmetros normativos: temperatura de 20°C ($\pm 2^\circ\text{C}$) e humidade relativa de 50% ($\pm 5\%$).

6.2.1.1. Matriz das argamassas

As matrizes de argamassa seleccionadas para a caracterização da retracção foram as correspondentes às composições dos seguintes betões: tipologias B e E, com consistência S5; tipologias C e F, com consistência S4. As proporções dos constituintes, de cada uma das argamassas, obtiveram-se dividindo as proporções correspondentes, das misturas de BEAL, pela proporção volumétrica da matriz de argamassa no betão. As misturas das tipologias E e C contêm apenas areias de densidade normal, enquanto as misturas E e F contêm areia leve de Leca[®], XS (Figura 6.2).



(a) Areias de densidade normal

(b) Areias leves e de densidade normal

Figura 6.2 – Superfícies de rotura dos provetes das argamassas [35].

No entanto, e devido à reduzida dimensão média das partículas de areia XS, a humidade existente no seu interior é reduzida, além de poder migrar rapidamente para a matriz ligante. A retracção das argamassas, ϵ_{ms} , foi medida em três provetes de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ (Figura 6.3), para cada mistura, com início às 24 horas de idade, até se deixar de registar uma evolução significativa.



Figura 6.3 – Medição da retracção em provete de argamassa.

6.2.1.2. BEAL

Tanto a retracção total, ε_{cs} , como a retracção autogénea, ε_{ca} , das misturas dos BEAL e dos BEALAC foram medidas experimentalmente, em dois pares de provetes de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$, após a desmoldagem às 24 horas de idade. Efectuou-se a medição da deformação longitudinal, através de relógios comparadores de elevada precisão ($1 \mu\text{m}$). Estes foram acoplados ao provete de ensaio por meio de acessórios metálicos de fixação (Figura 6.4), iguais aos usados para medir as deformações elásticas na caracterização do módulo de elasticidade (Secção 5.2.4), sendo a distância, entre pontos de leitura das deformações, de 300 mm [59].



Figura 6.4 – Medição da retracção total em provetes de BEAL.

Os provetes usados para caracterizar a retracção autogénea, ε_{ca} , foram devidamente envolvidos com uma camada tripla de filme plástico (Figura 6.5) e selados com cola quente; efectuou-se a pesagem dos mesmos, não tendo sido registadas variações de massa, garantindo a ausência de evaporação de água do interior dos provetes para o ambiente envolvente.



Figura 6.5 – Medição da retracção total e da retracção autogénea em provetes de BEAL.

No caso das misturas dos BEALAA e dos BLACRF efectuou-se a caracterização da retracção total, ε_{ct} , recorrendo a dois provetes de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$. A medição da deformação longitudinal foi efectuada entre as extremidades, através do equipamento de medição, provido de relógio comparador de elevada precisão ($1 \mu\text{m}$), na extremidade (Figura 6.6). Neste caso, os pontos de leitura foram materializados com *inserts* metálicos, próprios para o efeito, embebidos durante a betonagem nas extremidades de cada provete.



Figura 6.6 – Medição da retracção em provetes de BEALAA.

6.2.2. Fluência

A caracterização experimental da fluência do betão consiste, geralmente, em efectuar o seguinte ensaio, cuja evolução pode ser esquematicamente observada na Figura 6.7:

- (1) carregar o provete de betão com um determinado nível de carga, geralmente entre 30 a 40% da sua resistência à compressão, medindo a deformação elástica, ε_{el} ;
- (2) manter o nível de carga ao longo do tempo, t , medindo a correspondente evolução da deformação total, ε_{ct} ;

(3) calcular, à idade t , a deformação de fluência, ε_{cr} , através da diferença entre a deformação total e a soma da deformação elástica com a retracção total, expressão (6.5);

$$\varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{ct}(t) - (\varepsilon_{ce} + \varepsilon_{cs}(t)) \quad (6.5)$$

(4) determinar a evolução do coeficiente de fluência com a idade, $\varphi_c(t)$, através do quociente entre a deformação de fluência e a deformação elástica, expressão (6.6);

$$\varphi_c(t) = \left(\frac{\varepsilon_{cr}(t)}{\varepsilon_{ce}} \right) \quad (6.6)$$

(5) no final do ensaio, à idade definida para a caracterização, descarregar o provete e medir a recuperação instantânea, $\varepsilon_{ai,r}$;

(6) medir a evolução da recuperação de fluência, $\varepsilon_{cr,r}(t)$, até estabilizar, registrando a deformação residual, $\varepsilon_{c,r}$

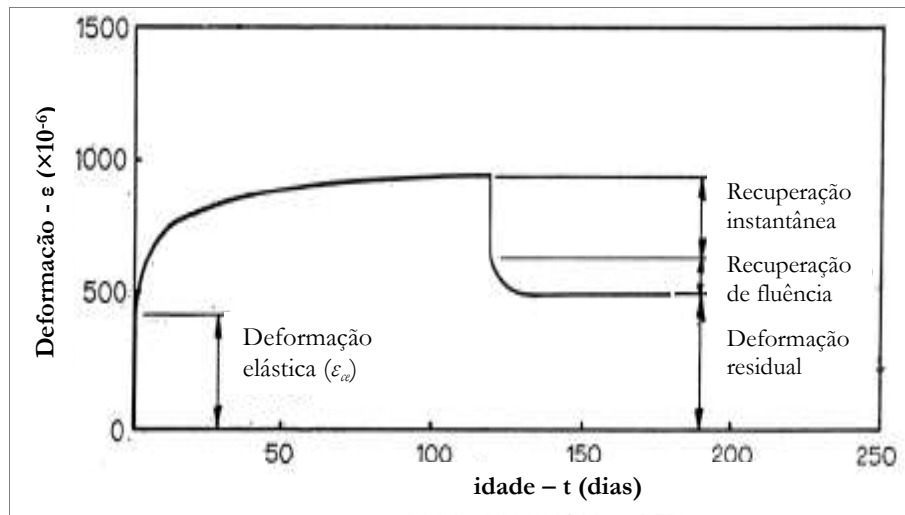


Figura 6.7 – Evolução das deformações no ensaio completo de fluência [114].

A fluência dos BEAL, dos BEALAC, e dos BLACRF foi caracterizada experimentalmente, através do ensaio de fluência por compressão [60], em provetes de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$, utilizando equipamento específico (Figura 6.8). Cada unidade de equipamento de fluência é constituída pelos seguintes componentes: (i) um pórtico metálico rígido de reacção, servindo ainda para acoplagem do sistema de pressão; (ii) um macaco hidráulico, colocado como base do provete, sendo constituído por dupla placa de aço, rígida e plana, e por uma almofada plana em chapa de aço (com uma forma circular e bordo toroidal), permitindo um curso até 15 mm ; (iii) um sistema hidráulico misto, de óleo e de azoto, de aplicação e manutenção da pressão aplicada ao provete. A garrafa de azoto, do sistema de pressão, é carregada com a pressão pretendida, através de uma garrafa de recarga com $9,5 \text{ m}^3$ de azoto comprimido (a 300 BAR de pressão), sendo esta equipada com um transvazador, com manómetro de pressão e válvula de purga.



Figura 6.8 – Equipamento para o ensaio de fluência.

A carga e a descarga do provete são efectuadas com o sistema de óleo, recorrendo a uma bomba manual de óleo de duplo efeito. Durante o ensaio de fluência, a válvula de corte entre os circuitos de azoto e de óleo encontra-se aberta, para que o azoto compense as perdas do circuito de óleo, originadas pela deformação do provete e por pequenas fugas e ajustes.

Teoricamente, a pressão do sistema e a tensão aplicada ao provete podem ser correlacionadas através da relação entre a área de pressão do macaco e a área do provete de betão. No entanto, essa correlação foi determinada experimentalmente, através do registo simultâneo da pressão no sistema do macaco e da força instrumentada com célula de carga calibrada, para um provete cúbico (150 *mm* de aresta), carregado com força crescente (Figura 6.9).



Figura 6.9 – Ensaio de calibração entre a pressão no sistema de fluência e a força aplicada.

Definida a correlação de calibração dos equipamentos, cada um destes foi submetido a um teste de pressão, após a verificação dos apertos das ligações, válvulas e fusíveis. O procedimento de preparação do equipamento, para o carregamento de cada provete à tensão pretendida, e posterior caracterização da evolução da fluência com a idade, consiste nas seguintes etapas:

- (1) encher a almofada de óleo através da bomba manual, com a válvula de corte fechada, purgando todo o ar do sistema, e colocá-la na base do pórtico;
- (2) abrir as válvulas, de corte e de entrada de azoto, injectando óleo para enchimento da garrafa de azoto até ao nível correcto, o qual é atingido quando o óleo é purgado pela válvula do azoto, fechando-a em seguida;
- (3) fechar a válvula de corte e encher o restante volume da garrafa, com azoto, até atingir a pressão pretendida, usando a garrafa de recarga equipada com transvazador e manómetro;
- (4) colocar o provete centrado no pórtico, registando a leitura dos comparadores, e efectuar o carregamento, com a bomba de óleo, até à pressão desejada, até verificar a condição normativa de centragem;
- (5) abrir a válvula de corte, colocando as duas partes do sistema em contacto, permitindo o equilíbrio da pressão em todo o sistema e efectuar eventuais ajustes injectando pressão de azoto ou de óleo;
- (6) efectuar a medição da deformação elástica no provete, colocar o pórtico dentro da câmara termo-higrométrica e efectuar as medições da deformação total com o tempo.

A medição da deformação longitudinal foi efectuada através de relógios comparadores de elevada precisão ($1 \mu m$), Figura 6.10, semelhantes aos usados na medição da retracção (Secção 6.2.1.2). Consideraram-se duas idades distintas de carregamento, aos 7 e aos 28 dias.



Figura 6.10 – Equipamentos com os provetes em ensaio de fluência.

6.3. Análise dos resultados

6.3.1. Retracção

6.3.1.1. Retracção nas matrizes de argamassa dos BEAL

Na Figura 6.11, apresenta-se a evolução da retracção nas matrizes de argamassa, ϵ_{ms} , para as misturas caracterizadas.

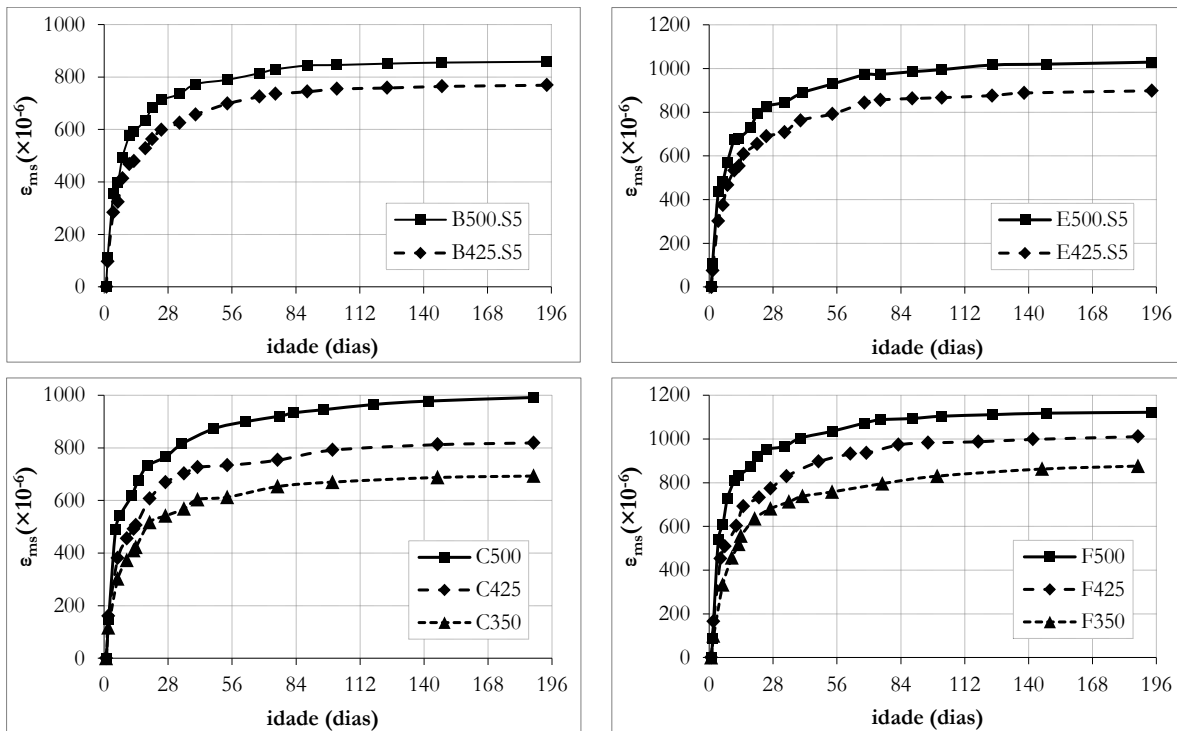


Figura 6.11 – Evolução da retracção das matrizes de argamassa dos BEAL, ϵ_{ms} , com a idade.

Verifica-se que a evolução das curvas é muito semelhante, embora com diferentes amplitudes. Aproximadamente 80% da deformação ocorreu durante os primeiros 28 dias de idade, atenuando-se significativamente depois disso, com tendência a estabilizar por volta dos 90 dias de idade. Da análise dos resultados obtidos, verificou-se que a retracção das matrizes de argamassa dos BEAL aumenta com os seguintes parâmetros: (i) aumento da dosagem de cimento, embora com redução da relação A/L ; (ii) selecção de mistura de areias leves e de densidade normal (misturas E e F), em vez da utilização de areias de densidade normal na matriz (misturas B e C); (iii) redução da dosagem do conjunto dos agregados finos, obtida através do aumento da dosagem de agregados grossos leves na matriz de BEAL. De referir que esta análise foi efectuada apenas nas matrizes de argamassa, em provetes de reduzida dimensão, os quais sofrem uma secagem rápida. Uma vez que a incorporação dos agregados leves grossos, geralmente com elevado teor de humidade interna, na matriz dos BEAL provoca alterações significativas na cura interna da matriz ligante [123], considera-se essencial efectuar o estudo em provetes de BEAL.

6.3.1.2. Retracção nos BEAL

A evolução da retracção total, ε_{cs} , medida nos provetes produzidos com as misturas de BEAL, estudo descrito no Capítulo 3, apresenta-se na Figura 6.12.

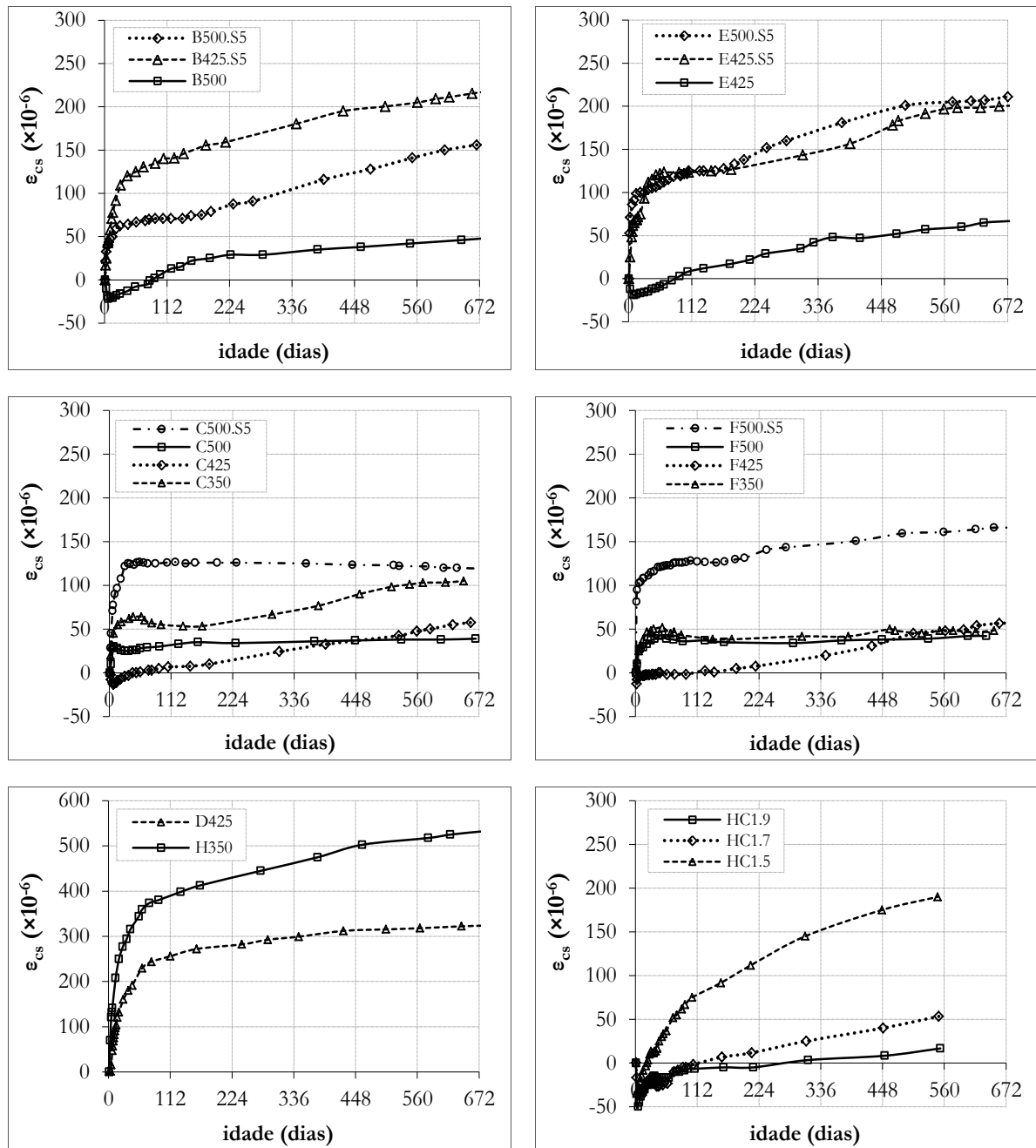


Figura 6.12 – Evolução da retracção total, ε_{cs} dos BEAL.

Verifica-se uma evolução da retracção com o tempo, embora tenham sido observados, tendencialmente, dois comportamentos diferentes: (i) ligeira expansão em idade muito jovem, até cerca de 7 dias, seguida de retracção gradual sem elevada amplitude, predominantemente nos betões B, C, E, F e HC, com consistência S3/S4; (ii) evolução acentuada da retracção em idade jovem, até cerca de 7 dias, seguida de evolução gradual, predominantemente nos betões B, C, E e

F, com consistência S5, e nos betões H350 e D425. De um modo geral, a evolução da retracção dos BEAL tende a estabilizar entre os 28 e os 56 dias, apresentando uma evolução menor, depois dessa idade, sendo esta, ainda assim, maior nos BEAL dos tipos B e E.

A evolução da retracção total, ϵ_{cs} , foi comparada com a correspondente previsão do EC2 e apresenta-se na Figura 6.13. As curvas propostas pelo EC2 resultam da soma das retracções de secagem e autógena.

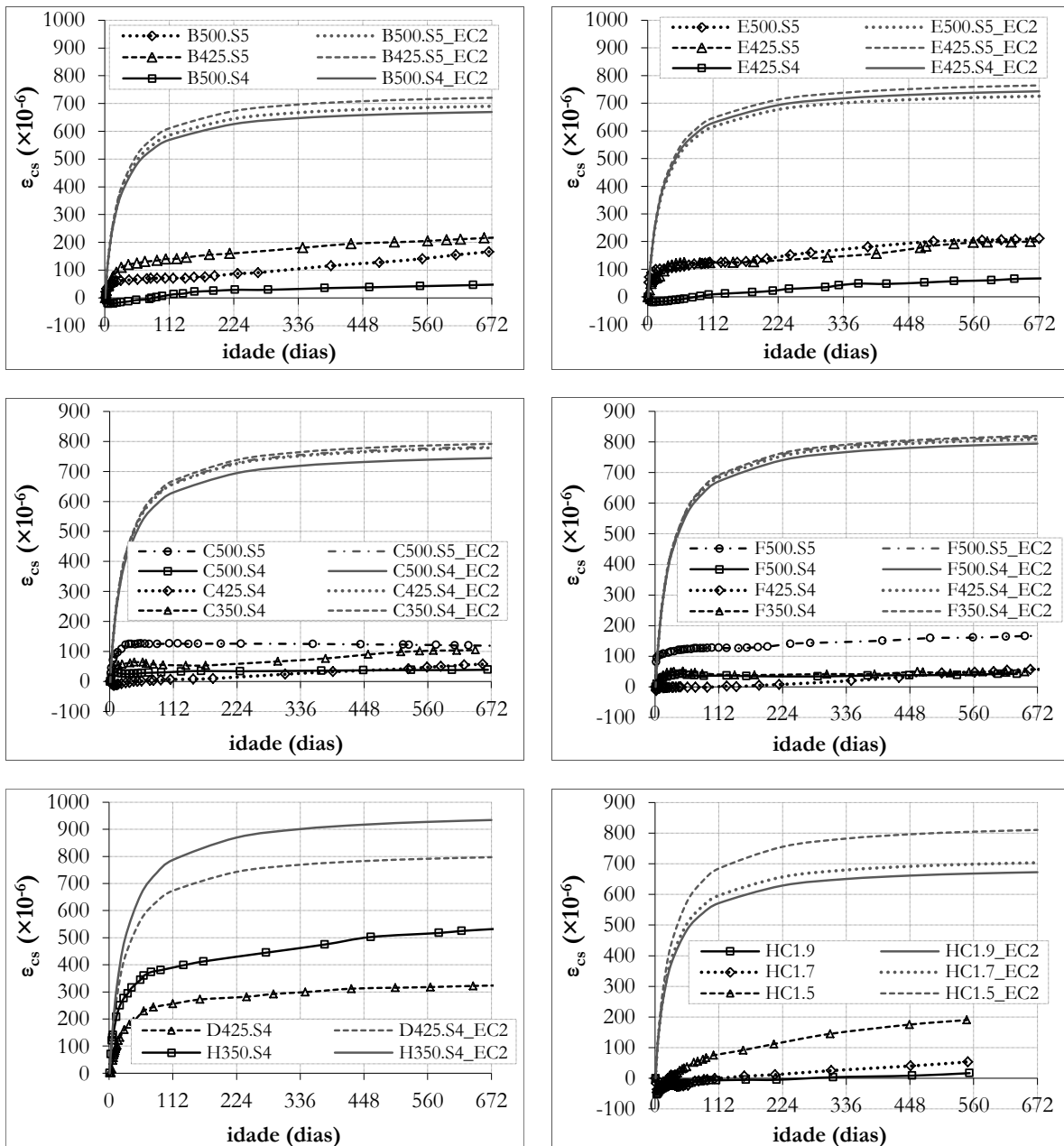


Figura 6.13 – Evolução da retracção total, ϵ_{cs} , dos BEAL, com a previsão do EC2.

As curvas de retracção total propostas pelo MC10, para as misturas de BEAL, são apresentadas na Figura 6.14, sendo igualmente comparadas com os resultados experimentais obtidos.

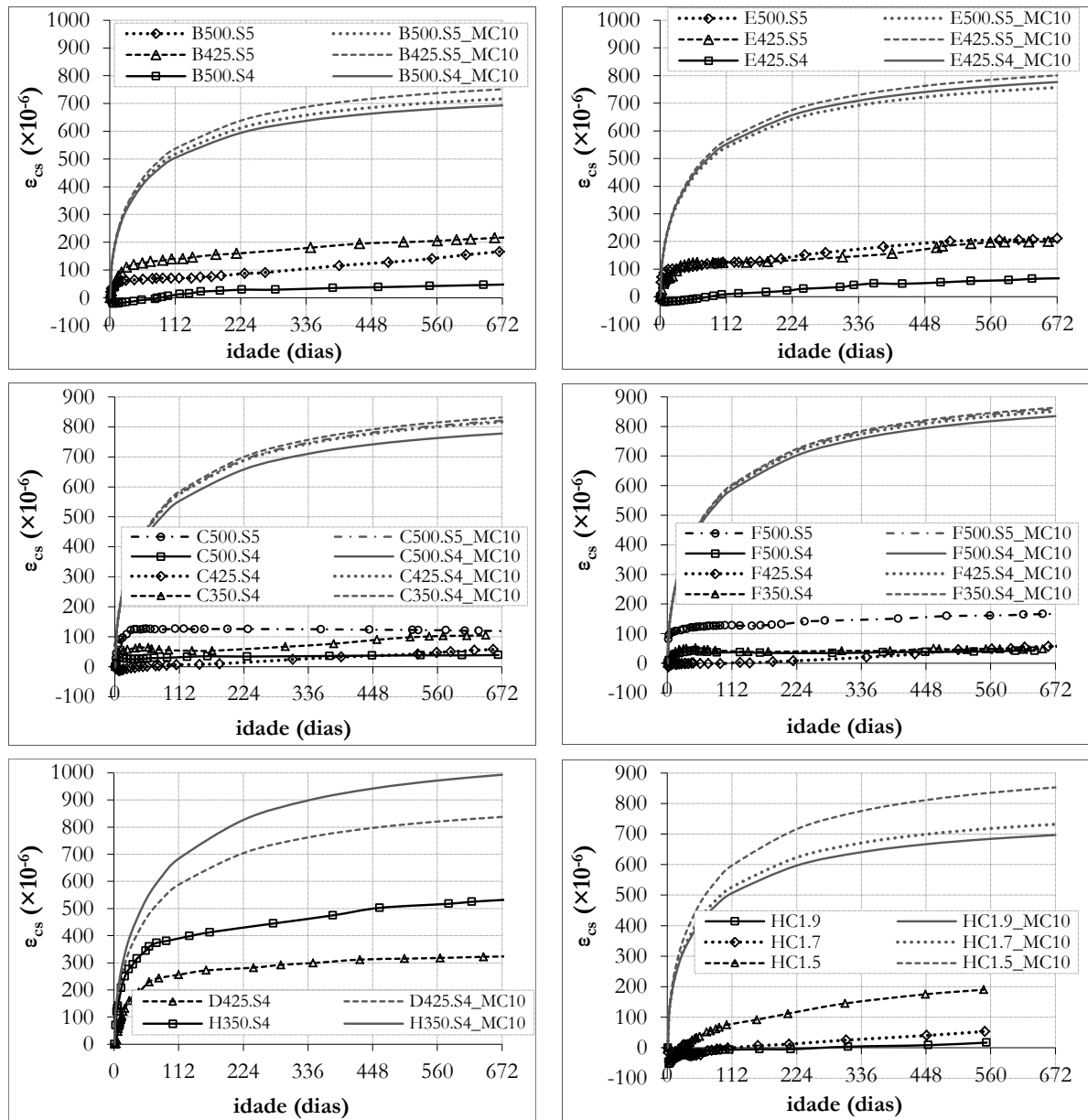


Figura 6.14 – Evolução da retracção total, ϵ_{cs} , dos BEAL, com a previsão do MC10.

Apesar de depender dos mesmos parâmetros das expressões do EC2, a previsão da retracção do MC10 resulta em curvas com um desenvolvimento diferente, embora com amplitudes semelhantes.

As curvas de retracção total propostas pelo ACI, para as misturas de BEAL, apresentam-se na Figura 6.15, sendo igualmente comparadas com os resultados experimentais obtidos. Neste caso, a previsão é obtida através de uma expressão geral, a qual depende de vários parâmetros (sendo alguns de composição), embora não considere a resistência, nem a densidade, do BEAL.

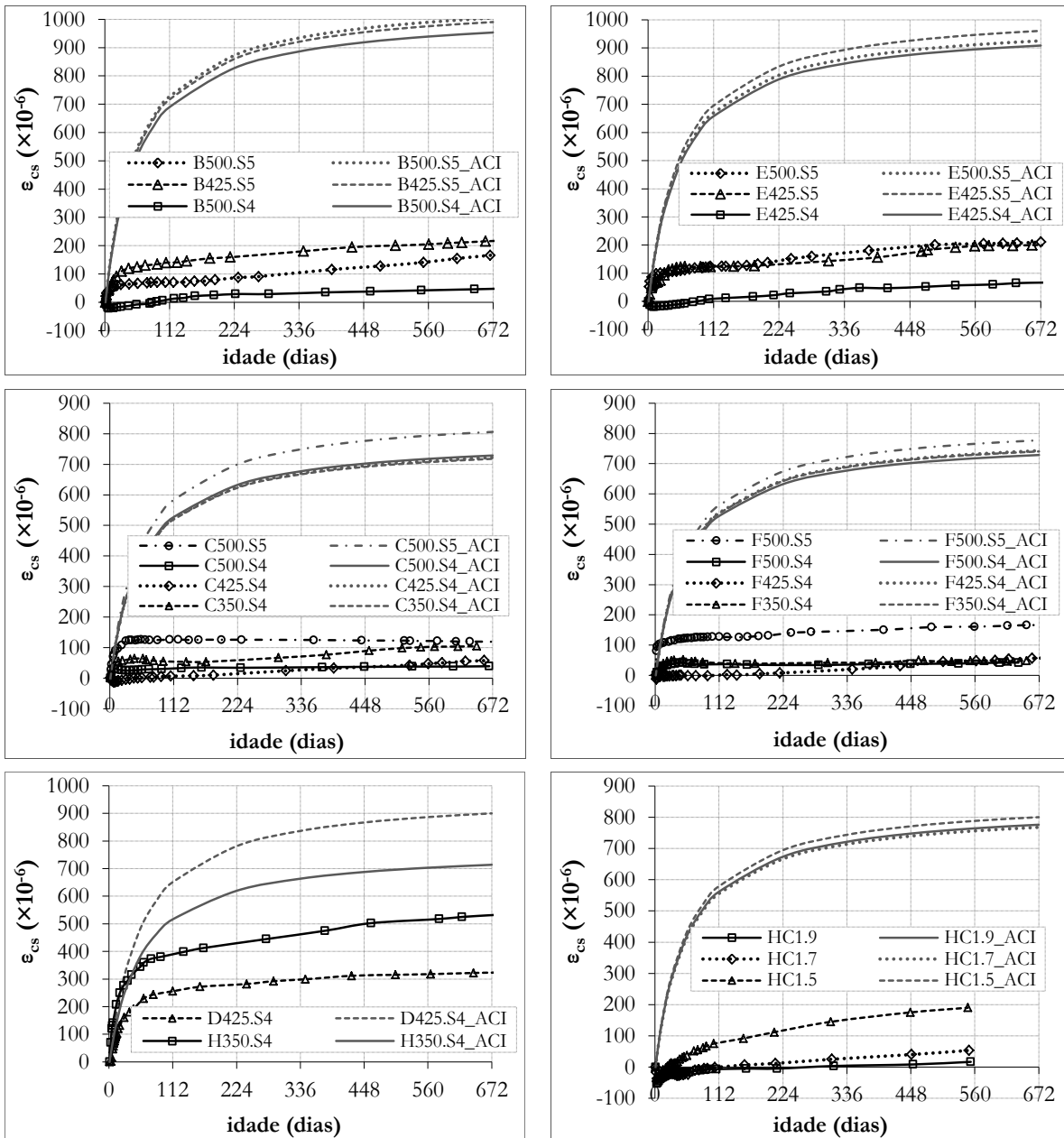


Figura 6.15 – Evolução da retracção total, ϵ_{cs} , dos BEAL, com a previsão do ACI.

Comparando as curvas de previsão do ACI com as respectivas previsões do EC2 e do MC10, verifica-se que as primeiras têm retracção mais elevada, nas misturas B, E e D, e retracção mais reduzida, nas misturas C, F e H. A previsão do ACI, para a retracção das misturas HC, também apresenta diferenças em relação às correspondentes previsões do EC2 e do MC10. As diferenças observadas devem-se ao facto de as previsões, entre os códigos referidos, não dependerem dos mesmos parâmetros, resultando em previsões divergentes. Além disso, e de um modo geral, as previsões são muito superiores aos resultados experimentais. Contudo, analisando as relações entre os resultados experimentais e as previsões dos códigos, verifica-se que as previsões do EC2, e até do MC10, são as que apresentam relações mais coerentes e com melhor enquadramento do seu desenvolvimento, embora com grande diferença de amplitude.

Para as misturas de BEAL produzidas com agregados leves grossos de elevada massa volúmica (HD), os resultados experimentais mostraram o seguinte: (i) as misturas com maior rácio A/L e, conseqüentemente, com consistência fluida, exibiram maior retracção, comparativamente às restantes misturas de consistência plástica; (ii) a retracção medida nestes betões foi inferior, em média, a 20% das previsões do EC2 e do MC10, para as misturas plásticas, sendo essa relação de cerca de 30% para as misturas mais fluidas. Para as misturas produzidas com agregados grossos mais leves, principalmente a D425 e a H350, a proporção entre a retracção experimental e as correspondentes previsões do EC2 foram de cerca de 40% e 60%, respectivamente. Assim, pode afirmar-se que, à medida que se utilizam agregados grossos mais leves em BEAL com a mesma matriz ligante, além da redução óbvia da densidade, da resistência e do módulo de elasticidade, existe um aumento da retracção do betão. Contudo, este aumento não é linear, e parece acentuar-se quando se utilizam agregados leves grossos com uma massa volúmica abaixo de determinado valor, sendo esta relação analisada à frente. Apesar de esta propriedade apresentar, estatisticamente, coeficientes de variação elevados, o valor médio do rácio entre a retracção experimental e a previsão dos códigos (EC2 e MC10), $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,calc}$ de todos os BEAL caracterizados, foi de 0,1, com valores mínimo e máximo de 0,06 e 0,6, respectivamente.

(i) Retracção autogénea

No presente estudo, utilizaram-se agregados leves previamente saturados na produção dos BEAL caracterizados. Assim, da análise dos resultados, foi possível avaliar a eficiência dos agregados leves para o armazenamento de humidade no seu interior e, conseqüentemente, a migração prolongada dessa humidade para a matriz ligante, proporcionando uma cura interna melhorada e influenciando a deformação autogénea em expansão. No sentido de quantificar esse efeito nos BEAL, mediu-se a evolução da deformação autogénea para algumas das misturas, sendo os resultados apresentados na Figura 6.16, agrupados pelas seguintes tipologias: betões com menor granulometria (B e E); betões com maior granulometria (C, F e D); betões da tipologia HC, com igual matriz ligante e diferentes combinações de agregados.

Os resultados da retracção total apresentam-se como positivos, embora correspondam, na realidade, a deformações negativas. Assim, e uma vez que as deformações autogéneas dos BEAL foram de expansão, assumiu-se, para a análise dos resultados, como retracções negativas. Este efeito e tratamento de resultados foram também observados em outros estudos sobre o assunto em estudo [18, 109, 121]. Uma vez que se verificou uma evolução da retracção autogénea, ε_{ca} , semelhante para todas as misturas, com os agregados leves saturados, pode concluir-se que as diferenças observadas na retracção total devem-se à retracção de secagem, ε_{cd} . Assim, além dos parâmetros da matriz ligante, os agregados leves têm um papel fundamental na retracção de

secagem, sendo importante identificar a influência das suas propriedades na retracção dos BEAL. Esta influência pode ser explicada pelo facto de os agregados leves mais densos, que têm maior resistência e rigidez, terem maior capacidade de oposição à retracção da matriz ligante, contribuindo para uma redução da retracção de secagem, comparativamente aos agregados leves menos densos. Além disso, a estrutura interna alveolar dos agregados leves está relacionada com a sua massa volúmica e tem uma elevada influência na capacidade de absorção de água, bem como na velocidade de migração desta para a matriz ligante, durante o endurecimento do betão. Assim, e apesar da variação da sua porosidade aberta, os agregados leves saturados, mais densos e resistentes, têm uma elevada eficiência na hidratação prolongada da matriz ligante. Consequentemente, estas condições de cura interna proporcionam uma zona de transição, entre os agregados leves e a matriz ligante envolvente, de desempenho melhorado, com reduzida porosidade e permeabilidade [91, 195]. Por esta razão, a influência da densidade dos agregados leves na retracção de secagem é exercida: (i) directamente, quando os agregados mais densos a contrariam, através da sua maior rigidez; (ii) indirectamente, quando os agregados leves mais densos, e saturados, promovem uma cura interna melhorada, reduzindo a permeabilidade da matriz ligante, bem como a retracção de secagem. Quando se utilizam agregados leves parcialmente saturados na produção dos BEAL, a cura interna é menos eficiente e a retracção autógena negativa (expansão) é menor [67, 121, 197], devendo esse parâmetro ser considerado.

Com o objectivo de efectuar uma previsão da retracção autógena, $\varepsilon_{ca,p}$, ajustou-se uma curva de referência, traduzida pela expressão (6.7) e baseada na expressão do EC2, em função do tempo e de uma retracção autógena de referência, ε_{ca0} (Figura 6.16). Esta deformação depende da dimensão máxima dos agregados leves, uma vez que os agregados leves de menor dimensão têm menor eficiência na cura interna, provada pelos resultados apresentados. Assim, com o objectivo de se poder efectuar, posteriormente, uma previsão conservativa da retracção de secagem, consideraram-se três valores para a retracção, ε_{ca0} : 110, para as misturas B e E; 130, para as misturas C, F, D e H; 150, para as misturas HC. As misturas HC revelaram maior retracção autógena, comparativamente às misturas C, F, D e H, com granulometria semelhante, tendo sido adoptado, por esse motivo, um valor superior para ε_{ca0} . Na Figura 6.16, os valores são apresentados até aos 140 dias, idade a partir da qual se interrompeu a medição, pelo facto de os valores tenderem a estabilizar. Contudo, a medição foi efectuada para idades superiores, apenas nas misturas HC, tendo-se comprovado uma estabilização coerente com a curva de referência estabelecida.

$$\varepsilon_{ca,p} = -\varepsilon_{ca0} \times \left(1 - \exp\left(-0,35 \times (t - t_0)^{0,5}\right)\right) \quad (6.7)$$

Além disso, segundo alguns autores [67, 124], os BEAL produzidos com agregados leves parcialmente saturados apresentam cerca de metade da deformação autógena, comparativamente às mesmas misturas produzidas com agregados leves totalmente ou quase saturados. Assim, o parâmetro ε_{ca0} deverá depender, igualmente, do grau de saturação dos agregados leves.

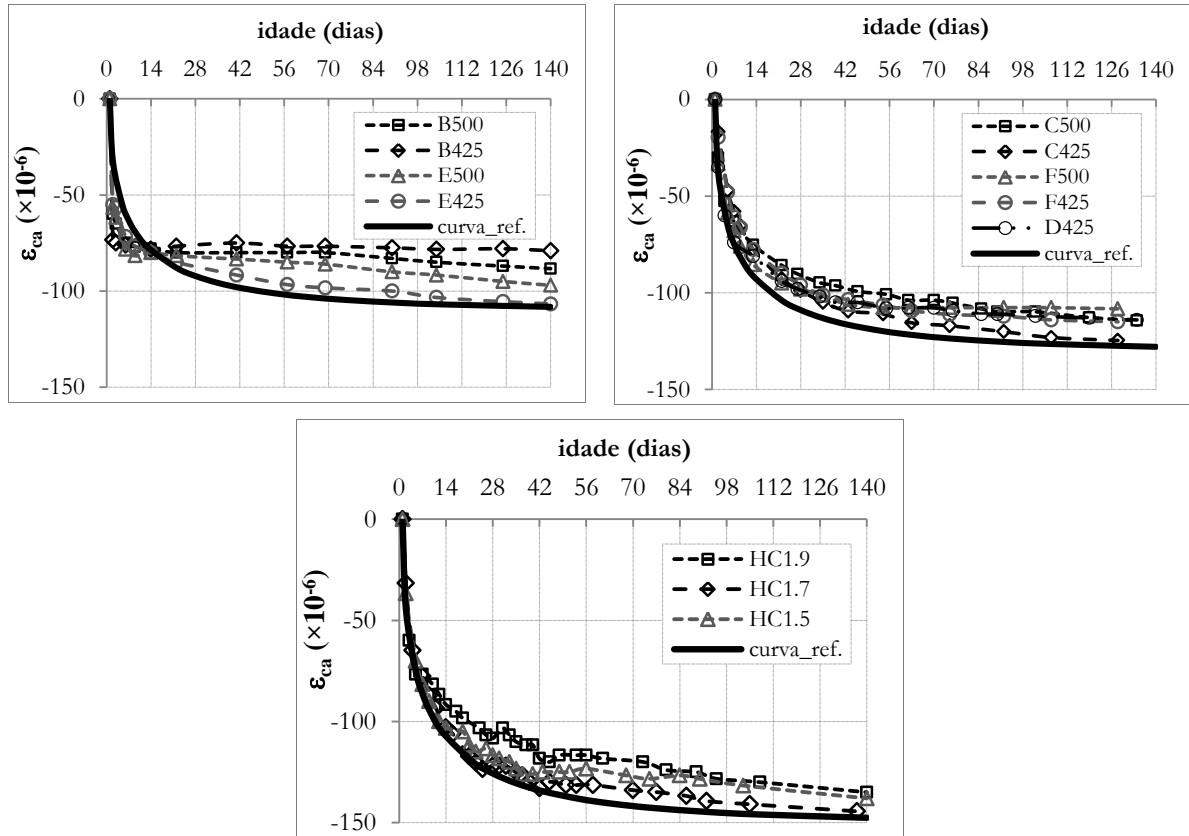


Figura 6.16 – Resultados, e curva de referência, da evolução da deformação autógena, ε_{ca} , dos BEAL.

A produção de BEAL recorrendo a agregados leves secos não deve ser efectuada, uma vez que estes irão absorver a água efectiva da matriz ligante, sendo necessário adicionar água à mistura para garantir a consistência pretendida. Todavia, a quantificação desta parcela de água não é rigorosa, podendo alterar as propriedades especificadas para o betão, tanto no estado fresco como no estado endurecido. Ainda assim, quando se produzem BEAL com agregados leves secos, ou quase secos, a retracção autógena é geralmente negativa (expansiva), embora de reduzida amplitude [67, 124], devido à absorção de água da matriz e posterior migração para a mesma, contribuindo para a cura interna.

Contudo, o mais aconselhável é adoptar agregados leves totalmente ou parcialmente saturados nas misturas de BEAL, resultando numa cura interna mais eficiente e em retracção autógena negativa. Combinando os resultados obtidos neste estudo com os resultados obtidos por outros autores [67, 124, 197], são apresentadas, na secção seguinte, novas recomendações para a previsão da retracção autógena dos BEAL, em função desse parâmetro.

(i) Retracção de secagem

Embora a retracção de secagem, ε_{ab} não possa ser medida em sistemas reais, pela elevada dificuldade em quantificá-la correctamente de forma isolada, efectuou-se uma aproximação simplificada à quantificação da sua evolução. Esta consistiu em subtrair os valores previstos para a retracção autogénea, $\varepsilon_{ca,p}$, resultantes da expressão (6.7), aos valores medidos da retracção total, ε_{cs} , resultando na evolução apresentada na Figura 6.17. Esta abordagem foi considerada no sentido de seguir a abordagem simplificada dos códigos, EC2 e MC10, e ainda com o objectivo de quantificar a influência dos parâmetros de composição na retracção dos BEAL.

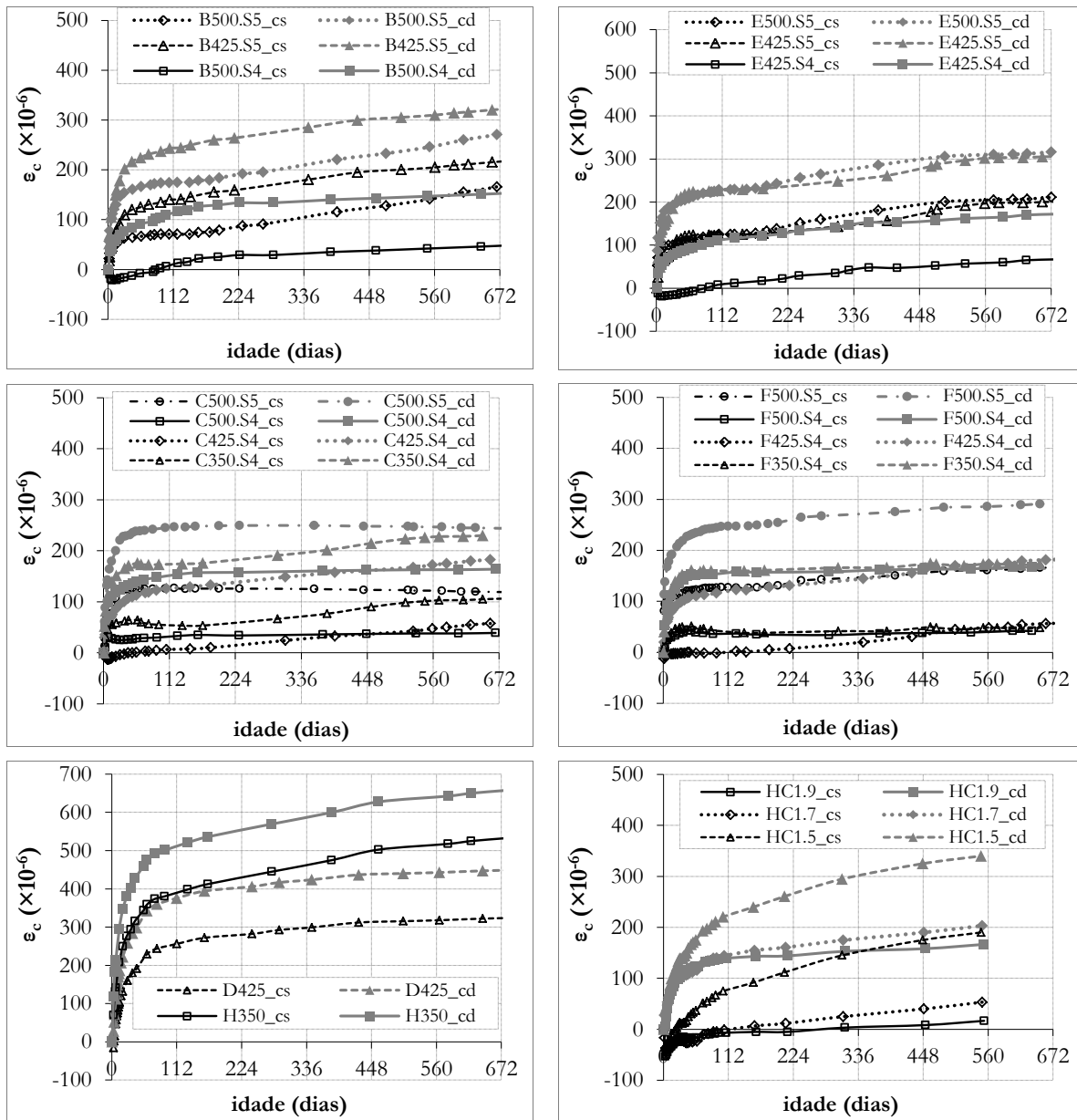


Figura 6.17 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , e da retracção de secagem, ε_{cd} , dos BEAL.

Analisando os resultados obtidos, e comparando-os com as previsões calculadas através dos códigos, identificaram-se quatro aspectos essenciais na influência da retracção dos BEAL: (i) a

resistência da matriz ligante, a qual pode ser muito diferente da resistência do betão, em função da densidade pretendida; (ii) o tipo e a dosagem dos agregados leves, seleccionados em função das propriedades especificadas, principalmente a densidade e a resistência; (iii) o grau de saturação dos agregados leves, corroborando as conclusões de outros estudos [67, 124]; (iv) o rácio A/L , que está relacionado, conjuntamente com o tipo e dosagem de adjuvante, com a consistência do betão. Assim, propõe-se que o valor médio da resistência à compressão do betão, f_{cm} (sendo f_{lcm} para os BEAL), correntemente adoptado nos códigos (EC2 e MC10) para a previsão da retracção de secagem, seja substituído pelo valor da resistência da matriz ligante, f_{bp} . Esta proposta é justificada pelo facto de os BEAL, com uma matriz ligante de elevada resistência e com um volume significativo de agregados leves, terem uma elevada redução de densidade e de resistência, embora tenham apresentado reduzida retracção. A previsão da retracção dos códigos, baseada na resistência do betão, apresenta desvios elevados relativamente à caracterização experimental; com a alteração proposta, a previsão corrigida permitirá reduzir esses desvios. O parâmetro que representa a resistência da matriz ligante, f_{bp} , pode ser previsto pela expressão de Feret (3.4). Alternativamente, este valor pode ser obtido pela divisão entre a resistência à compressão do BEAL, f_{lcm} , e o coeficiente de redução de resistência, C_f (3.5), intrínseco aos agregados leves, e às correspondentes dosagens, usados na mistura. Todavia, este coeficiente depende muito dos parâmetros da composição, sendo difícil de quantificar pelo projectista, pelo desconhecimento dessa informação. Assim, com base nos valores das misturas dos BEAL aqui apresentadas, bem como nos valores obtidos nas misturas de BEAL efectuadas por Costa *et al.* [44], apresenta-se, na Figura 6.18, a relação entre os coeficientes C_f e a correspondente massa volúmica dos BEAL, ρ . Observa-se que, para a mesma massa volúmica do BEAL, o coeficiente C_f pode variar significativamente, em função do conjunto de agregados seleccionados. Assim, enquadrou-se a gama de pontos entre duas rectas ($C_{f,máx}$ e $C_{f,mín}$), ajustadas aos valores superiores e inferiores, respectivamente.

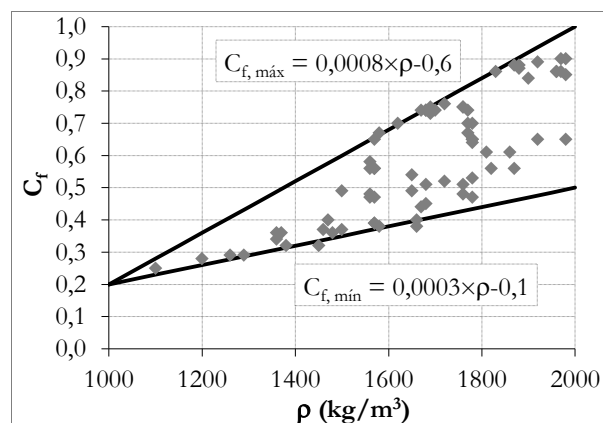


Figura 6.18 – Relação entre a massa volúmica do BEAL e o coeficiente C_f .

Contudo, para estimar a resistência da matriz ligante, f_{lp} , de uma forma conservativa, com base na resistência do BEAL, f_{lm} , e no coeficiente C_β , este deve ser obtido recorrendo à recta superior.

Da análise dos resultados, comparando misturas com a mesma matriz ligante e diferentes combinações de agregados, verificou-se que os tipos e dosagens dos agregados leves têm uma influência significativa na retracção de secagem. De facto, uma elevada dosagem de agregados leves de reduzida densidade (M, MD) e, conseqüentemente, de reduzida rigidez, tem menor eficiência na oposição à elevada retracção da matriz ligante, quando comparada com dosagem semelhante de agregados leves de maior densidade (HD). No entanto, verificou-se que a perda de eficiência, na oposição à retracção da matriz ligante, não depende linearmente da densidade dos agregados leves. Assim, no sentido de quantificar este comportamento, determinou-se um coeficiente, C_{sh} , que considera esse efeito. Este obteve-se analisando, inicialmente, a influência do tipo e da dosagem volumétrica, V_{abs} (dm^3/m^3), de cada agregado leve no aumento da retracção de secagem, ajustando, posteriormente, as funções lineares representadas na Figura 6.19. Em seguida, foi possível determinar uma correlação (Figura 6.20) entre o módulo do declive de cada função, m_{sh} , e a correspondente massa volúmica das partículas secas de agregado, ρ_{p0} , à semelhança das correlações apresentadas no Capítulo 3, para a resistência e para o módulo de elasticidade. Verificou-se que os agregados leves, com valor de ρ_{p0} superior a aproximadamente 1,1, garantem uma rigidez que proporciona uma elevada oposição à retracção da matriz ligante; porém, para valores inferiores, a sua eficiência baixa, aumentando o declive de perda, tendendo a estabilizar para um valor de ρ_{p0} de 0,7.

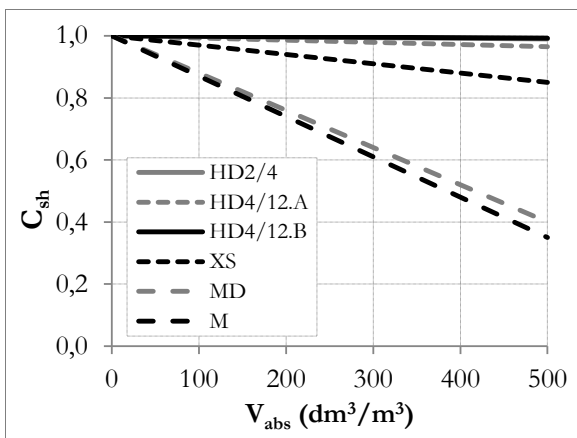


Figura 6.19 – Variação do coeficiente C_{sh} com o volume, V_{abs} , para cada agregado leve.

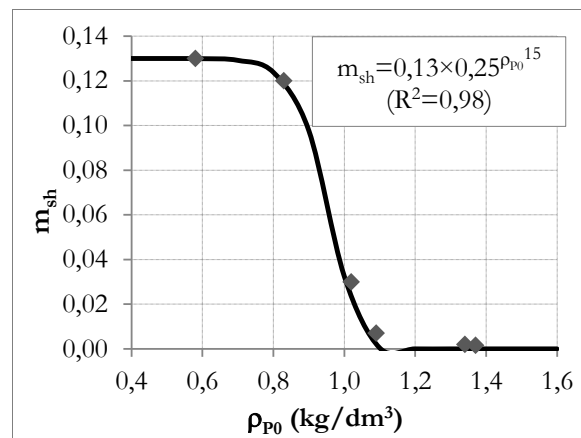


Figura 6.20 – Correlação entre ρ_{p0} e m_{sh} .

A consistência do BEAL está relacionada, maioritariamente, com a relação A/L e com o tipo e dosagem do adjuvante. Verificou-se que a redução da razão A/L , mantendo os restantes parâmetros, contribui para a redução da retracção de secagem, principalmente devido à redução

da água na matriz ligante, mas também devido à redução da sua permeabilidade. Através do estudo da influência da razão A/L na retracção de secagem, entre misturas com tipos e dosagens de agregados leves semelhantes e com igual dosagem de ligante e de teor de ar na matriz, obteve-se um coeficiente de correcção, $C_{A/L}$, em função desse parâmetro, apresentado na expressão (6.9). Finalmente, a retracção de secagem dos BEAL pode ser prevista considerando as correcções propostas no presente estudo, juntamente com as expressões do EC2. As mesmas correcções poderão ser igualmente aplicadas às expressões do MC10, uma vez que as previsões têm amplitudes semelhantes, embora com diferentes curvas de evolução.

6.3.1.3. Nova proposta de previsão da retracção nos BEAL

Apesar de não ser totalmente correcto dissociar a retracção de secagem da deformação autogénea, com base na abordagem dos códigos, apresenta-se uma proposta de correcção, utilizando a mesma abordagem, sendo a retracção total obtida pela soma das duas parcelas.

(i) Retracção de secagem

Com base no estudo descrito anteriormente, apresentam-se seguidamente duas sugestões de alteração às expressões propostas pelo EC2, com o objectivo de melhorar a previsão da retracção de secagem, ε_{cd} .

(1) Substituir a resistência à compressão, f_{lcm} , usada na expressão de cálculo do parâmetro $\varepsilon_{cd,0}$ (anexo B.2.1 do EC2), pela resistência da matriz ligante, f_{bp} . Esta pode ser estimada correctamente pela expressão de Feret (3.4) ou, de modo simplificado e conservativo, através da expressão (6.8), obtida da Figura 6.18.

$$f_{bp} = \left(\frac{f_{lcm}}{C_f} \right); \quad C_f = 0,0008 \times \rho - 0,6 \quad (6.8)$$

(2) Substituir o coeficiente η_3 (definido na Secção 11.3.3 do EC2), usado para corrigir a previsão da retracção de secagem, pelo coeficiente obtido pela expressão (6.9), onde se considera o coeficiente adicional, $\gamma_{sb,p}$ além do efeito da relação A/L e do tipo e dosagem dos agregados leves; estes são quantificados através dos respectivos coeficientes $C_{A/L}$ e C_{sb} , dados pelas expressões (6.10) e (6.11).

$$\eta_3 = \gamma_{sb,i} \times C_{A/L} / C_{sb} \quad (6.9)$$

$$C_{A/L} = 1,7 \times (A/L)^{0,8} \quad (6.10)$$

$$C_{sb} = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,13 \times 0,25^{\rho_{p0,i}^{15}} \right) \quad (6.11)$$

Para o parâmetro C_{sb} , uma vez que depende de dados da composição do BEAL, podem considerar-se, simplificadamente, com base nos resultados obtidos no presente estudo, os seguintes valores: $C_{sb}=1,0$, para BEAL, com $\rho \geq 1600 \text{ kg/m}^3$, produzido com agregados leves de resistência elevada (normalmente com ρ_{p0} superior a 1,0, aproximadamente); $C_{sb}=0,7$, para BEAL, com $\rho \geq 1600 \text{ kg/m}^3$, produzido com agregados leves de baixa resistência; $C_{sb}=0,4$, para BEAL com $\rho < 1600 \text{ kg/m}^3$, produzido com agregados leves de baixa resistência. Com as correcções propostas, a previsão da retracção de secagem apresenta uma boa aproximação aos resultados experimentais dos BEAL, produzidos com agregados leves de argila expandida (Figura 6.21).

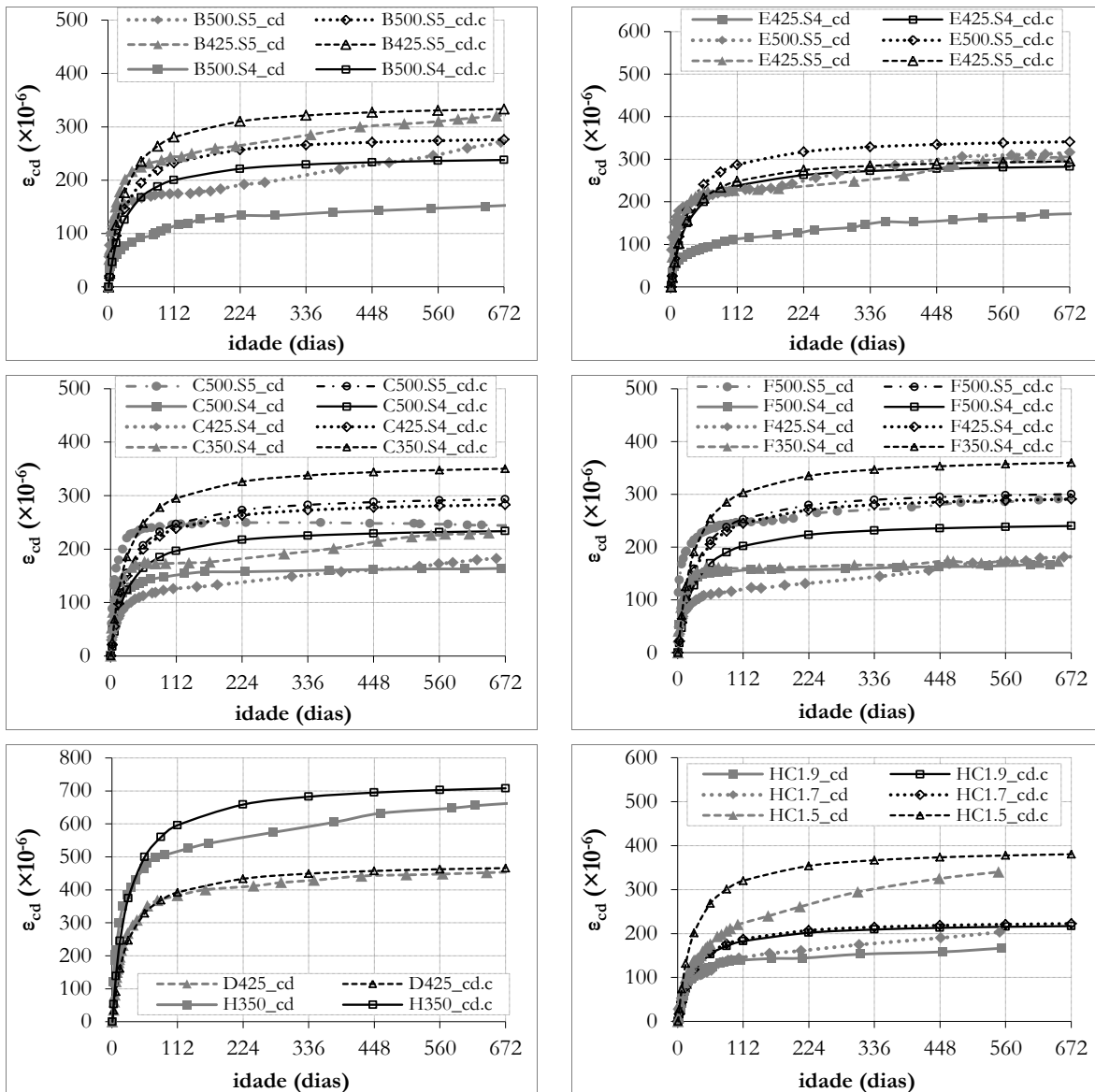


Figura 6.21 – Comparação entre as evoluções da retracção de secagem dos BEAL (experimental, ϵ_{cd} , e prevista com correcção, $\epsilon_{cd.c}$).

Comparando com a previsão original do EC2, as previsões assim corrigidas permitem aumentar o rácio entre a retracção de secagem e a correspondente previsão, $\varepsilon_{ad}/\varepsilon_{ad,cor}$ de 0,2 para 0,7, aumentando a fiabilidade da previsão proposta. Apesar de esta estimativa ser conservativa, e devido à elevada variação da retracção dos BEAL, recomenda-se que o coeficiente $\gamma_{sh,p}$ da expressão (6.9), seja 1,5.

(ii) Retracção autogénea

No que respeita à retracção autogénea, ε_{ca} , e com base nos resultados obtidos no presente estudo, combinados com os resultados de outros estudos [67, 124, 197], esta pode ser prevista através das recomendações apresentadas na Tabela 6.1, dependendo do grau de saturação dos agregados leves. Apesar das deformações obtidas na caracterização experimental, estas são aqui estimadas de forma conservativa, considerando um limite inferior do parâmetro $\varepsilon_{ca,0}$. Este limite baseia-se nas seguintes justificações, em função da saturação dos agregados leves:

- (i) quando a saturação é elevada, não inferior a 60%, a retracção autogénea é negativa, sendo definida pela expressão (6.7), considerando $\varepsilon_{ca,0}=120/1,5=80$ (redução do valor caracterizado);
- (ii) quando a saturação é média, entre 30% e 60%, a retracção autogénea é negativa, mas cerca de metade da obtida com agregados saturados, sendo definida pela expressão (6.7), com $\varepsilon_{ca,0}=40$;
- (iii) quando a saturação é reduzida, entre 10% e 30%, a retracção autogénea é desprezável;
- (iv) quando a saturação é muito reduzida, inferior a 10%, a retracção autogénea é positiva, considerando a previsão do EC2.

Tabela 6.1 – Recomendação de previsão da deformação autogénea dos BEAL.

| Grau de saturação dos agregados leves (%) | Deformação autogénea | Recomendação para ε_{ca} |
|---|----------------------|---|
| [0; 10[| retracção | $\varepsilon_{ca} = \varepsilon_{ca(\infty)} \times (1 - \exp(-0,20 \times (t - t_0)^{0,5}))$; EC2 [140] |
| [10; 30[| desprezável | $\varepsilon_{ca} = 0$ |
| [30; 60[| expansão | $\varepsilon_{ca} = -\varepsilon_{ca0} \times (1 - \exp(-0,35 \times (t - t_0)^{0,5}))$; com $\varepsilon_{ca,0}=40$ |
| [60; 100] | expansão | $\varepsilon_{ca} = -\varepsilon_{ca0} \times (1 - \exp(-0,35 \times (t - t_0)^{0,5}))$; com $\varepsilon_{ca,0}=80$ |

6.3.1.4. Retracção nos BEALAC e nos BLACRF

A evolução da retracção total, ε_{cs} , dos BEALAC foi caracterizada experimentalmente para as misturas L2.00, L1.85 e L1.70, bem como para a mistura L1.9_0.00 (betão de referência, sem fibras, para o estudo dos BLACRF), sendo apresentada na Figura 6.22, e enquadrada nas previsões dos códigos EC2 e MC10.

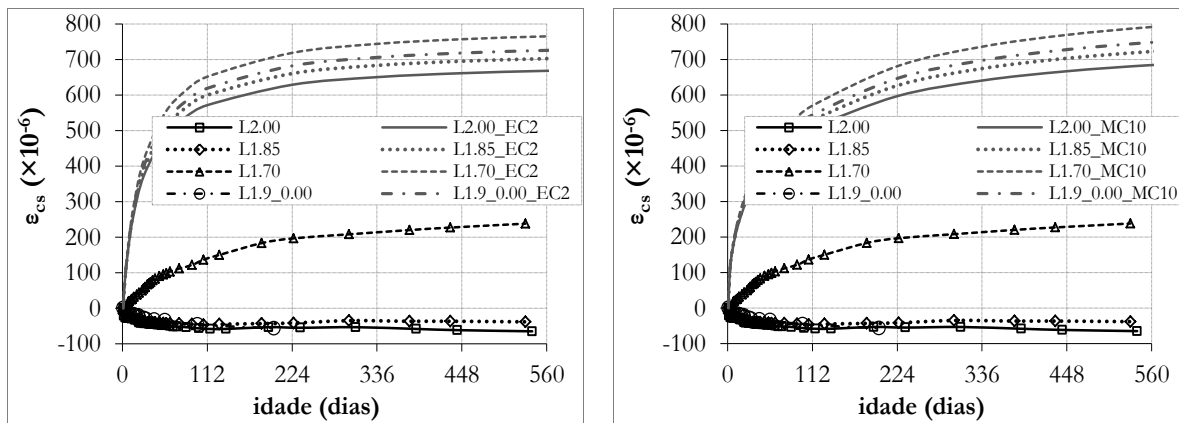


Figura 6.22 – Evolução da retracção total dos BEALAC e previsão dos códigos EC2 e MC10.

À semelhança do que se verificou para os BEAL, os betões produzidos com agregados leves mais resistentes (HD) têm retracção total muito reduzida, sendo a retracção, neste caso, negativa (expansiva), com um valor de cerca de $-50 \mu m/m$, estabilizando por volta dos 100 dias de idade, com valores quase coincidentes para os três betões (L2.00, L1.85 e L1.9_0.00).

Por outro lado, o BEALAC produzido com agregados leves MD apresentou uma deformação de retracção semelhante à verificada no betão HC1.5, igualmente produzido com agregados leves MD. Aliás, ao efectuar a comparação directa entre os betões L (L2.00, L1.85 e L1.70) e os correspondentes betões HC (HC1.9, HC1.7, HC1.5), verifica-se a semelhança da evolução da retracção, entre os betões com a mesma selecção de agregados leves: (i) L2.00 e HC1.9, produzidos com HD4/12 e HD2/4; (ii) L1.85 e HC1.7, produzidos HD4/12, HD2/4 e XS; (iii) L1.70 e HC1.5, produzidos com MD, HD2/4 e XS.

Comparando ainda os resultados com as previsões dos códigos, verifica-se uma elevada divergência entre ambos. No caso dos betões L2.00 e L1.85, a retracção total medida não é, sequer, positiva, sendo a retracção medida, no caso do betão L1.70, aproximadamente 40% da retracção prevista. Os BEALAC, apesar de auto-compactáveis, são na realidade BEAL com parâmetros especiais: a matriz ligante assume maior proporção na mistura, com elevada fluidez e viscosidade, comparativamente aos BEAL; a proporção relativa entre agregados grossos e finos é diferente das proporções habituais nos BEAL.

Assim, uma vez que os BEALAC têm igual matriz ligante, mas diferentes combinações e proporções de agregados, resultam em misturas com diferentes densidade, resistência e rigidez. Portanto, a abordagem efectuada para os BEAL, no sentido de identificar a influência destes parâmetros na evolução da retracção, indicia ter igual aplicação no caso dos BEALAC.

Nesse sentido, mediu-se a evolução da retracção autógena dos BEALAC (Figura 6.23), sendo esta muito semelhante à verificada para os BEAL, tendo-se ajustado o parâmetro ε_{ca0} da curva de

referência, ao valor de 130, na expressão (6.7). Assim, efectuou-se igualmente a estimativa simplificada da retracção de secagem, ε_{cb} com base na subtracção da retracção autógena da curva de referência, ε_{ca} , aos resultados experimentais da retracção total (Figura 6.24).

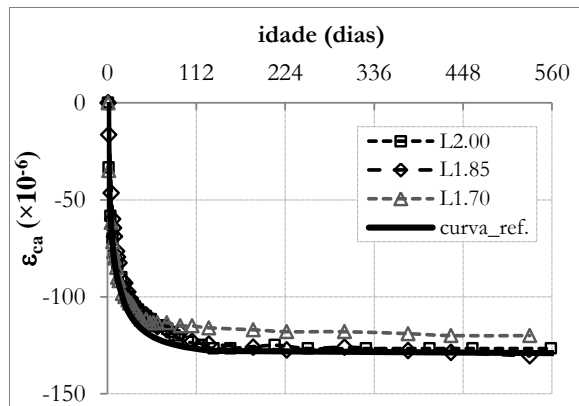


Figura 6.23 – Resultados e referência, da evolução da retracção autógena dos BEAL, ε_{ca} .

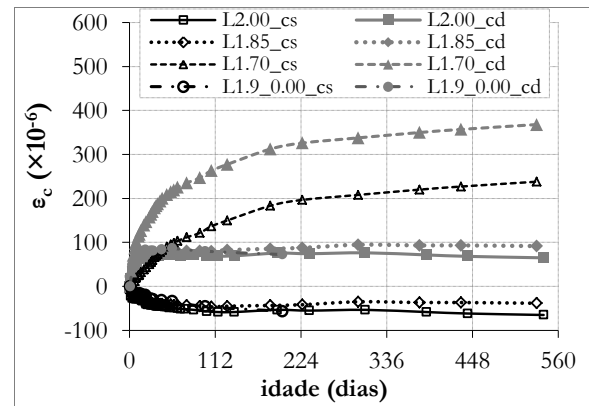


Figura 6.24 – Evolução da retracção total, ε_{cs} , e da retracção de secagem, ε_{cb} , dos BEALAC.

Através da proposta de correcção às expressões do EC2, corrigindo os parâmetros de acordo com o indicado na Secção 6.3.1.3, a previsão assim obtida, para a evolução retracção de secagem, apresenta-se na Figura 6.25, juntamente com os valores caracterizados, simplificados, para a retracção de secagem. Verifica-se que, nos betões produzidos com agregados leves HD, a retracção de secagem assim prevista é cerca do dobro da evolução caracterizada. Contudo, no betão L1.70, produzido com agregados leves MD, a evolução da retracção caracterizada excedeu a previsão proposta, em cerca de 20%. Ainda com este desvio, pode considerar-se um ajuste aceitável, e enquadrado no coeficiente parcial de segurança proposto, em consideração à variabilidade da retracção nos BEAL.

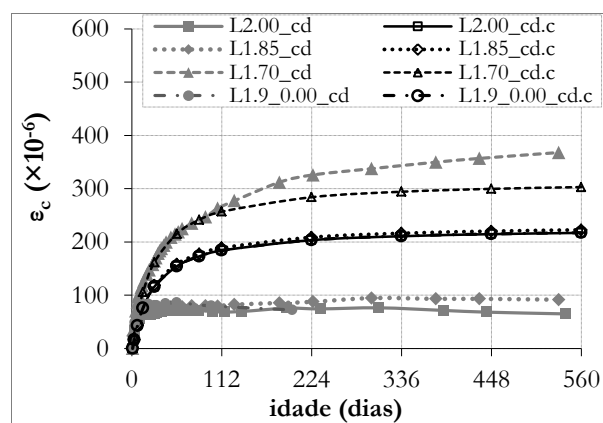


Figura 6.25 – Comparação entre as retracções de secagem dos BEALAC (experimental, ε_{cb} e prevista com correcção, $\varepsilon_{cd.c}$).

A influência da dosagem volumétrica das fibras na evolução e amplitude da retracção das misturas de BLACRF foi igualmente analisada, embora tenha sido caracterizada em provetes de

menor dimensão. A retracção total da mistura L1.9_0.00 foi caracterizada em provetes de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$ e em provetes de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$, mas a retracção das restantes misturas (L1.9_0.25, L1.9_0.50 e L1.9_1.00) foi caracterizada apenas em provetes de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$. A correspondente evolução da retracção total destes betões apresenta-se na Figura 6.26.

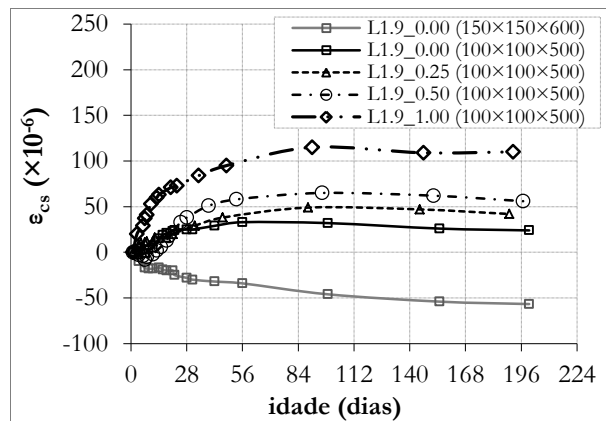


Figura 6.26 – Evolução da retracção total, ϵ_{cs} , dos BLACRF.

Regista-se, conforme esperado, uma elevada influência das dimensões da secção do provete na evolução da retracção, corroborando os resultados obtidos noutros estudos [67, 121]. Contudo, a relação entre as previsões de retracção, efectuadas pelos códigos, para estas duas dimensões da secção transversal ($\epsilon_{cs(100 \times 100)} / \epsilon_{cs(150 \times 150)}$), é de 1,02 no EC2 e de 1,07 no MC10; ou seja, a menor secção tem um acréscimo de retracção de apenas 2%, no EC2, e de 7%, no MC10, em relação à maior secção. Verifica-se assim que a influência da variação da secção transversal é muito maior em secções de reduzida dimensão, comparativamente à previsão dos códigos. Este é um importante aspecto a estudar, principalmente para secções transversais de reduzida dimensão, uma vez que tem elevada influência na eficiência da retracção autógena negativa.

No entanto, da análise da evolução da retracção nos BLACRF, em provetes com a mesma dimensão, não foi observada uma influência significativa da dosagem de fibras, uma vez que os resultados são muito próximos. Ainda assim, verificou-se um desvio na mistura L1.9_1.00, apresentando retracção superior às restantes misturas, facto também esperado, uma vez que foi adicionada uma dosagem de água efectiva à mistura ($5 \text{ dm}^3 / \text{m}^3$), durante a amassadura, com o objectivo de melhorar a trabalhabilidade para efectuar a betonagem.

6.3.1.5. Retracção nos BEALAA

A evolução da retracção total dos BEALAA, medida em provetes de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$, apresenta-se na Figura 6.27. Faz-se, primeiro, a comparação entre os betões com a mesma matriz ligante e diferentes combinações de agregados (LA_A1, LA_B1, LA_C1 e LA_D1) e,

posteriormente, a comparação entre dois tipos de betão (LA_A e LA_B) com diferentes matrizes, com e sem adição de sílica de fumo.

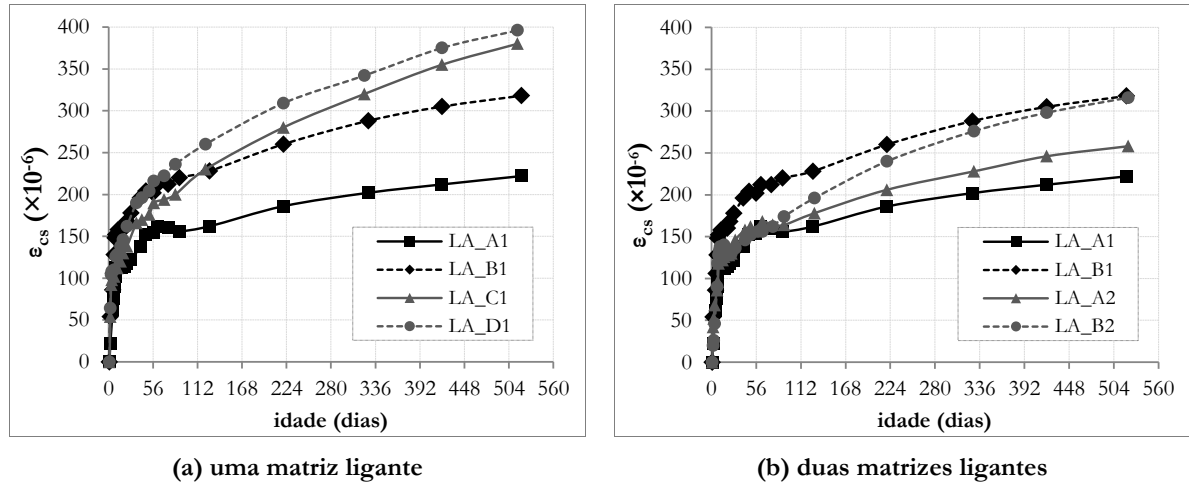


Figura 6.27 – Evolução da retracção total, ϵ_{cs} , dos BEALAA.

Da análise dos resultados, nas misturas com diferentes matrizes ligantes (escória de alto-forno com activação alcalina, sem e com adição de sílica de fumo), conclui-se que a adição de sílica de fumo não tem influência significativa na evolução da retracção dos BEALAA. Contudo, efectuou-se uma análise comparativa dos resultados e identificaram-se os seguintes factores com influência no aumento da retracção: (i) a utilização de agregados leves de menor densidade (MD), comparativamente à utilização dos agregados leves mais densos (HD); (ii) a utilização da mistura de areias finas leves (XS) e de densidade normal, comparativamente à utilização de areias de densidade normal. Assim, à medida que se reduz a densidade do betão, com agregados mais leves, embora mantendo a matriz ligante, verifica-se um aumento da retracção dos BEALAA (Figura 6.28). Pela correlação obtida, este aumento é de cerca de 22% por cada 100 kg/m^3 de redução na massa volúmica, ρ .

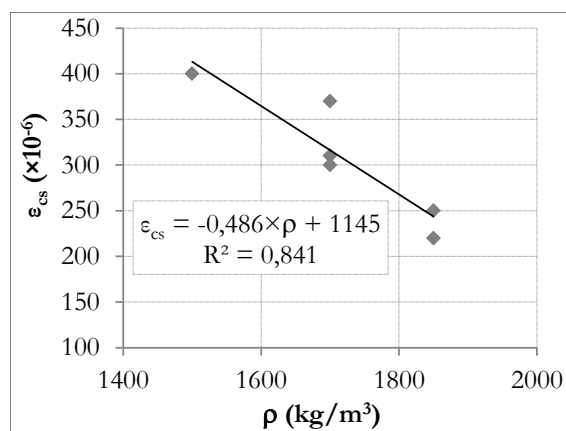


Figura 6.28 – Correlação entre a massa volúmica e a retracção total dos BEALAA.

No entanto, as misturas produzidas têm uma resistência da matriz ligante de cerca de 35 MPa, menos de metade da resistência da matriz ligante utilizada nos BEAL. Assim, existe uma maior compatibilidade de rigidez entre a matriz ligante e os agregados leves dos BEALAA, comparativamente aos BEAL com ligante de cimento *Portland*. Devido a essa compatibilidade, a utilização de agregados leves de menor densidade, poderá ter mais influência no aumento da retracção dos BEALAA caracterizados.

Analisando os resultados do presente estudo, a retracção total destas misturas não é excessiva, considerando a reduzida resistência da matriz ligante, bem como a reduzida dimensão da secção dos provetes, que provou ter elevada influência. Por outro lado, a retracção das matrizes de argamassa produzidas com LAA é mais elevada, comparativamente à das matrizes produzidas com cimento *Portland* [126]. Porém, a reduzida resistência da matriz, associada à reduzida dimensão dos provetes, poderá ter influência na elevada retracção das argamassas de LAA.

Os resultados obtidos, da evolução da retracção total dos BEALAA, foram comparados com os obtidos pelas expressões previstas nos códigos (EC2 e MC10), na Figura 6.29, usando os parâmetros das respectivas misturas. Nesta análise, compararam-se apenas as retracções para as misturas produzidas com LAA, com adição de sílica de fumo (LA_A1, LA_B1, LA_C1 e LA_D1), uma vez que as dos mesmos tipos, sem adição de sílica de fumo (LA_A2 e LA_B2), têm parâmetros de composição semelhantes e apresentaram uma evolução da retracção igualmente semelhante.

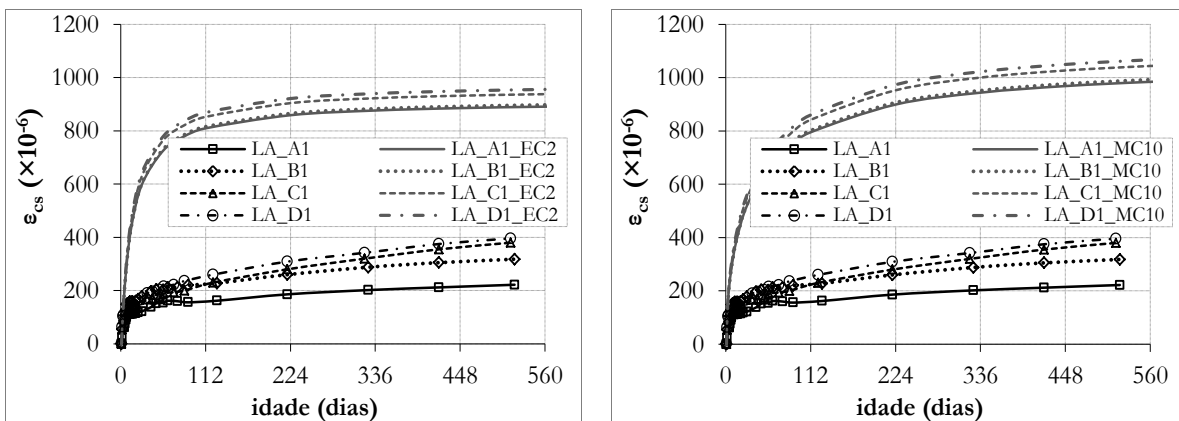


Figura 6.29 – Comparação entre a retracção total dos BEALAA e a previsão dos códigos.

Da análise dos resultados, pode observar-se uma curva de evolução, da retracção total, semelhante à proposta pelos códigos, embora a amplitude das correspondentes previsões corresponda, em média, ao triplo dos resultados experimentais.

A caracterização da retracção autógena não foi efectuada para as misturas de BEALAA; contudo, esta depende essencialmente da cura interna do betão, proporcionada pela humidade

interior dos agregados leves. Por isso, considerou-se a previsão obtida pela expressão (6.7), com o parâmetro ε_{ad} igual a 130, à semelhança dos BEAL. Assim, foi possível obter uma estimativa da retracção de secagem, ε_{ad} , apresentada na Figura 6.30, juntamente com a proposta corrigida, $\varepsilon_{ad,c}$, apresentada para os BEAL, em função dos parâmetros da matriz ligante e dos agregados leves.

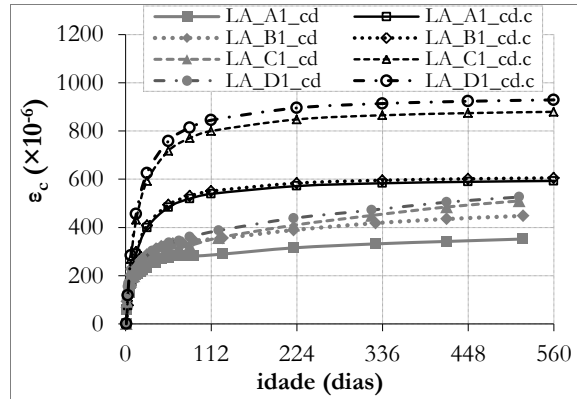


Figura 6.30 – Comparação entre a retracção de secagem dos BEALAA e a proposta corrigida.

Com base na comparação efectuada, verificou-se que a previsão corrigida, $\varepsilon_{ad,c}$ é cerca de 50% superior à retracção de secagem, ε_{ad} para os BEALAA com agregados leves HD, e cerca de 80% superior à retracção de secagem, para os betões com agregados leves MD. A abordagem considerada para os BEAL poderá ser utilizada, de forma conservativa, para os BEALAA, embora seja importante validar este comportamento para misturas com diferentes resistências da matriz ligante.

6.3.2. Fluência

Os resultados obtidos para a caracterização de fluência são apresentados através da evolução, com o tempo, do coeficiente de fluência, $\varphi_c(t)$. Nos primeiros ensaios realizados, nos provetes de BEAL, para os betões B500.S5, E500.S5, C500 e F500, caracterizou-se a fluência em dois provetes, para cada betão. Os resultados obtidos nos dois provetes, de cada betão, provaram ser muito próximos, quase coincidentes. A evolução dos valores médios da fluência foi muito regular, com um desvio médio de 1,4% e um desvio máximo de 2%, provando a reduzida variabilidade desta propriedade para o mesmo betão. Assim, no sentido de otimizar a utilização dos equipamentos para a caracterização da fluência do maior número de betões, e considerando a reduzida variabilidade da fluência, optou-se por caracterizar, nos betões estudados posteriormente, apenas um provete por cada tipo de betão e por cada idade de carregamento. Assim, a perda de redundância não se considera importante uma vez que a análise comparativa das diferentes situações permitiria detectar, igualmente, situações anómalas da caracterização.

6.3.2.1. Fluência dos BEAL

A evolução do coeficiente de fluência, φ_c , apresenta-se na Figura 6.31, com carregamento aos 28 dias de idade, t_{28} , para os seguintes BEAL, com dosagem de cimento de 500 kg/m^3 : B500.S5; E500.S5; C500; F500. Todos os betões apresentados têm igual dosagem de ligante, sendo diferentes os parâmetros da relação A/L , bem como a selecção de agregados, resultando em diversos valores da massa volúmica, compreendidas entre 1600 e 2000 kg/m^3 . Os betões B500.S5 e E500.S5 têm agregados leves de menor dimensão e os betões C500 e F500 foram produzidos com agregados leves mais grossos, facto que condiciona a distribuição inicial das tensões internas na matriz, bem como a sua redistribuição durante a deformação por fluência.

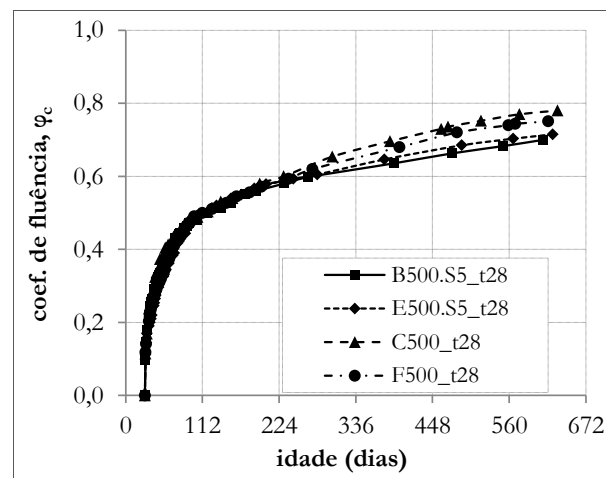


Figura 6.31 – Evolução do φ_c dos BEAL com dosagem $C=500 \text{ kg/m}^3$.

Além dos factos referidos no parágrafo anterior, os segundos possuem uma relação A/L de 0,29, menor que a dos primeiros, de 0,32, garantindo um aumento da resistência da matriz ligante, de cerca de 10%, nos betões C500 e F500. Contudo, da análise dos resultados, verificou-se uma evolução muito semelhante do coeficiente de fluência destes betões, sendo quase coincidente até aproximadamente aos 224 dias. Após esta idade, os betões B500.S5 e E500.S5 apresentaram uma maior tendência de estabilização, comparativamente aos betões C500 e F500, que tiveram uma evolução um pouco mais acentuada, sendo cerca de 10% superior, aos 560 dias. Ainda assim, verificou-se que esta diferença é pouco significativa para a amplitude dos valores resultantes.

Caracterizou-se igualmente a evolução do coeficiente de fluência para os BEAL indicados de seguida, no sentido de compreender as variações de evolução para betões com diferentes parâmetros da matriz ligante e do conjunto dos agregados leves, além das grandes diferenças de densidade, de resistência e do módulo de elasticidade: (i) betões com 425 kg/m^3 de dosagem de cimento, carregados aos 28 dias (t_{28}) - E425 e F425; (ii) betões com 425 kg/m^3 de dosagem de cimento, carregados aos 7 dias (t_7) - B425, E425, C425, F425 e D425; (ii) betões da tipologia HC,

com 420 kg/m^3 de dosagem de cimento, carregados aos 7 dias (t_7) e aos 28 dias (t_{28}) – HC1.9, HC1.7 e HC1.5.

Os resultados da evolução do coeficiente de fluência, para todos os BEAL caracterizados, apresentam-se na Figura 6.32, organizados por tipologia e em função da idade de carregamento, aos 7 e aos 28 dias (t_7 e t_{28}). Verifica-se que a redução da dosagem de cimento, de 500 kg/m^3 para 425 kg/m^3 , tem pouca influência no coeficiente de fluência, quando carregado aos 28 dias, apresentando valores iguais para o betão do tipo F e um aumento de cerca de 10 % no betão do tipo E. Além disso, os BEAL com dosagem de cimento de 425 kg/m^3 , quando carregados aos 7 dias, apresentam diferentes valores do coeficiente de fluência, embora com curvas de evolução semelhantes.

Os betões B425 e E425 têm uma granulometria semelhante, com reduzida dimensão dos agregados leves (HD2/4), e apresentam uma evolução do coeficiente de fluência quase coincidente, embora tenham diferentes agregados finos (a composição B425 tem somente areias de densidade normal e a composição E425 tem uma mistura de areia leve e de areia de densidade normal); contudo, estes betões apresentam um valor médio do rácio entre os coeficientes de fluência para t_7 e t_{28} ($\varphi_{c,t7}/\varphi_{c,t28}$) de cerca de 2,0.

Os betões C425 e F425 têm igualmente uma granulometria semelhante, com agregados leves grossos HD4/12, embora com diferentes agregados finos, e apresentam uma evolução do coeficiente de fluência muito similar; o valor médio do rácio $\varphi_{c,t7}/\varphi_{c,t28}$ é de 1,65, aproximadamente. O betão D425 tem ainda uma granulometria próxima dos anteriores, mas foi produzido com agregados grossos leves MD, apresentando um coeficiente de fluência, para t_7 , superior ao valor correspondente dos betões C425 e F425, em cerca de 11%. Assim, constatou-se que a evolução do coeficiente de fluência dos BEAL depende, para idades jovens de carregamento, da granulometria máxima dos agregados leves, uma vez que os betões B e E, carregados aos 7 dias, apresentaram maior amplitude, 20 % superior em média, em comparação aos betões C, F e D.

Os betões da tipologia HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5) são constituídos pela mesma matriz ligante, mas com diferentes combinações de agregados, resultando em três betões com diferentes propriedades físicas e mecânicas. Contudo, observou-se uma reduzida influência dos agregados leves na evolução e na amplitude do coeficiente de fluência, uma vez que os resultados são muito próximos; assim, os parâmetros da matriz ligante parecem ser os mais condicionantes na evolução do coeficiente de fluência.

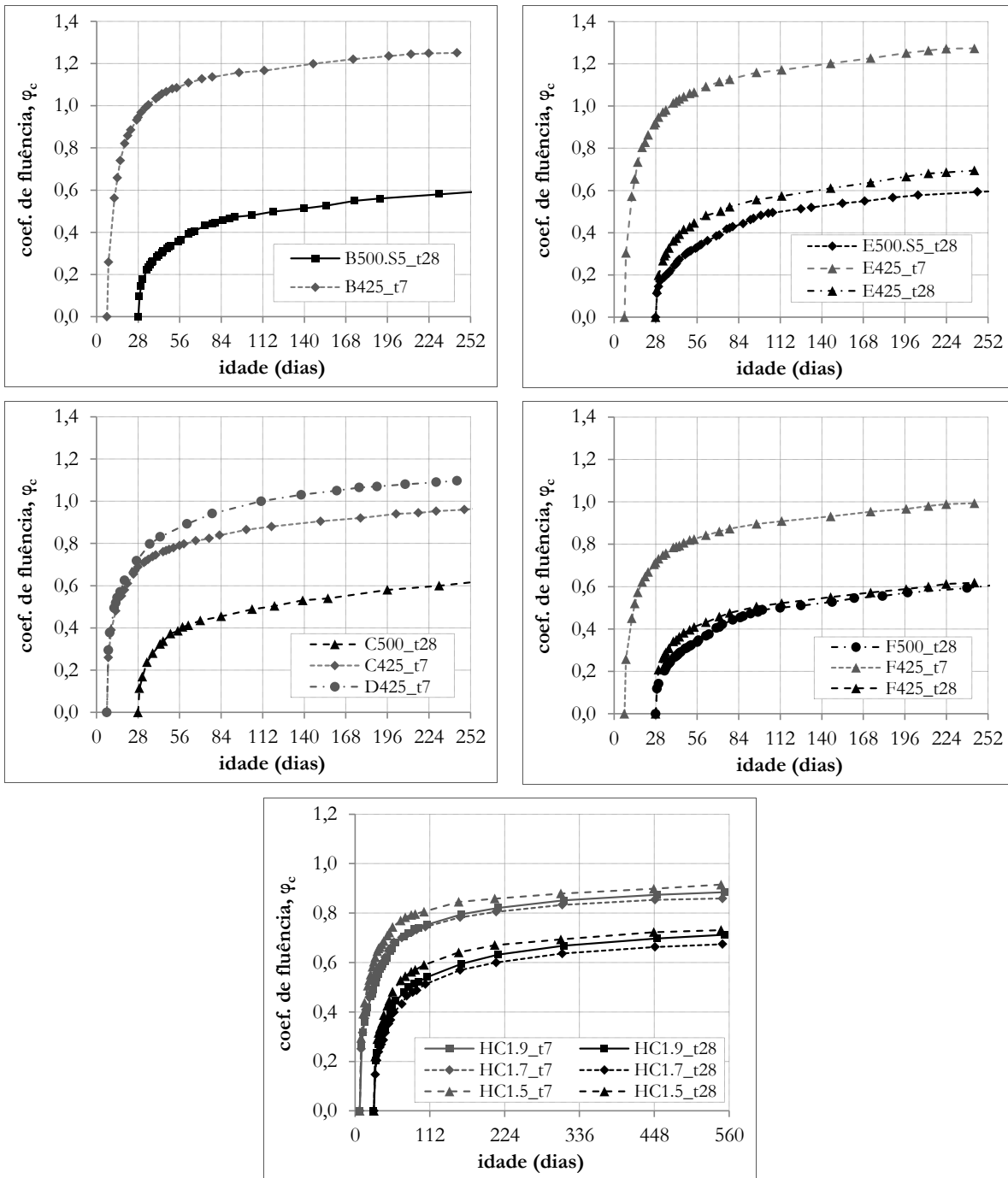


Figura 6.32 – Evolução do coeficiente de fluência para todos os BEAL.

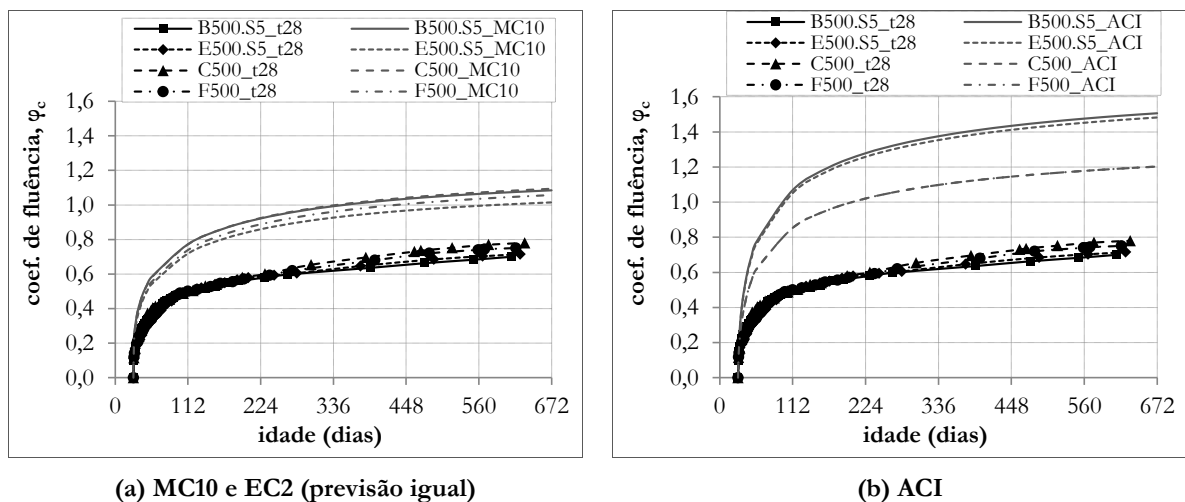
Ainda assim, o betão HC 1.5, produzido com agregados grossos leves MD, tem uma amplitude da curva de fluência ligeiramente superior, em cerca de 5%, relativamente aos restantes, embora a diferença tenda a atenuar com o tempo. O valor médio obtido para o rácio $\varphi_{c,t7} / \varphi_{c,t28}$ foi de 1,26. No entanto, ao comparar esse rácio nos betões HC (1,26) com o dos betões C, F e D (1,65), com granulometria semelhante, verifica-se uma diferença significativa, a qual não pode ser justificada pela diferença do volume de pasta, que é reduzida, além de se ter utilizado, aproximadamente, a mesma dosagem de cimento. Contudo, nas misturas HC, utilizou-se 20 % de adição de cinzas volantes (em massa relativa ao cimento) e, nos betões C, F e D, utilizou-se 5% de adição de sílica

de fumo (em massa relativa ao cimento), podendo ter afectado a diferença de maturidade do BEAL, para as diferentes idades de carregamento, o que poderá ter influenciado a fluência.

Da análise geral das relações apresentadas, constatou-se que a evolução do coeficiente de fluência, com o tempo, apresenta uma curva semelhante para todos os BEAL, embora com diferentes amplitudes. No entanto, de uma forma geral, a evolução é bastante acentuada nos primeiros 28 dias após o carregamento, seguindo-se uma zona de transição que tende a estabilizar, por volta dos 56 dias após o carregamento, com uma evolução posterior marginal.

6.3.2.2. Comparação da fluência dos BEAL com os códigos

Os resultados da evolução do coeficiente de fluência foram comparados com as correspondentes previsões dos códigos. Em primeira análise, efectuou-se uma comparação para os betões B500.S5, E500.S5, C500 e F500, apresentando-se na Figura 6.33.



(a) MC10 e EC2 (previsão igual)

(b) ACI

Figura 6.33 – Comparação do φ_c dos BEAL (dosagem $C=500 \text{ kg/m}^3$) com as previsões.

Observa-se que a previsão do ACI para estes betões apresenta um desvio significativo em relação aos resultados obtidos, com um rácio entre a previsão e os valores experimentais, $\varphi_{c, \text{cód}}/\varphi_c$ que varia de 1,5 a 2,0, aproximadamente, apesar de os resultados experimentais serem quase coincidentes. A previsão do EC2 e do MC10 apresenta resultados muito mais coerentes, comparativamente ao ao ACI, uma vez que as previsões são próximas para todos os betões, à semelhança do que se verificou experimentalmente; além disso, o rácio $\varphi_{c, \text{cód}}/\varphi_c$ apresentou valores próximos de 1,3 que, apesar de ser uma previsão conservativa, não é excessiva; por outro lado, também não é uma previsão muito baixa, tendo em consideração a reduzida variabilidade de resultados do coeficiente de fluência.

Apresenta-se, na Figura 6.34, a comparação entre os resultados experimentais do coeficiente de fluência e a previsão do MC10, igual à do EC2, para todos os BEAL caracterizados. Da análise

dos resultados verifica-se, à semelhança da comparação efectuada para os betões da Figura 6.33, que a previsão do MC10 é significativamente próxima dos resultados experimentais. O rácio $\varphi_{c,oid}/\varphi_c$ para a idade mais avançada da caracterização experimental, variou entre: (i) 0,94 e 1,54, com valor médio de 1,25 e desvio padrão de 0,17, para t_7 ; (ii) 1,20 e 1,58, com valor médio de 1,35 e desvio padrão de 0,12, para t_{28} . Estes resultados provam a fiabilidade da previsão, com um valor médio do rácio $\varphi_{c,oid}/\varphi_c$ de 1,3 e um reduzido valor médio do desvio padrão, de 0,15.

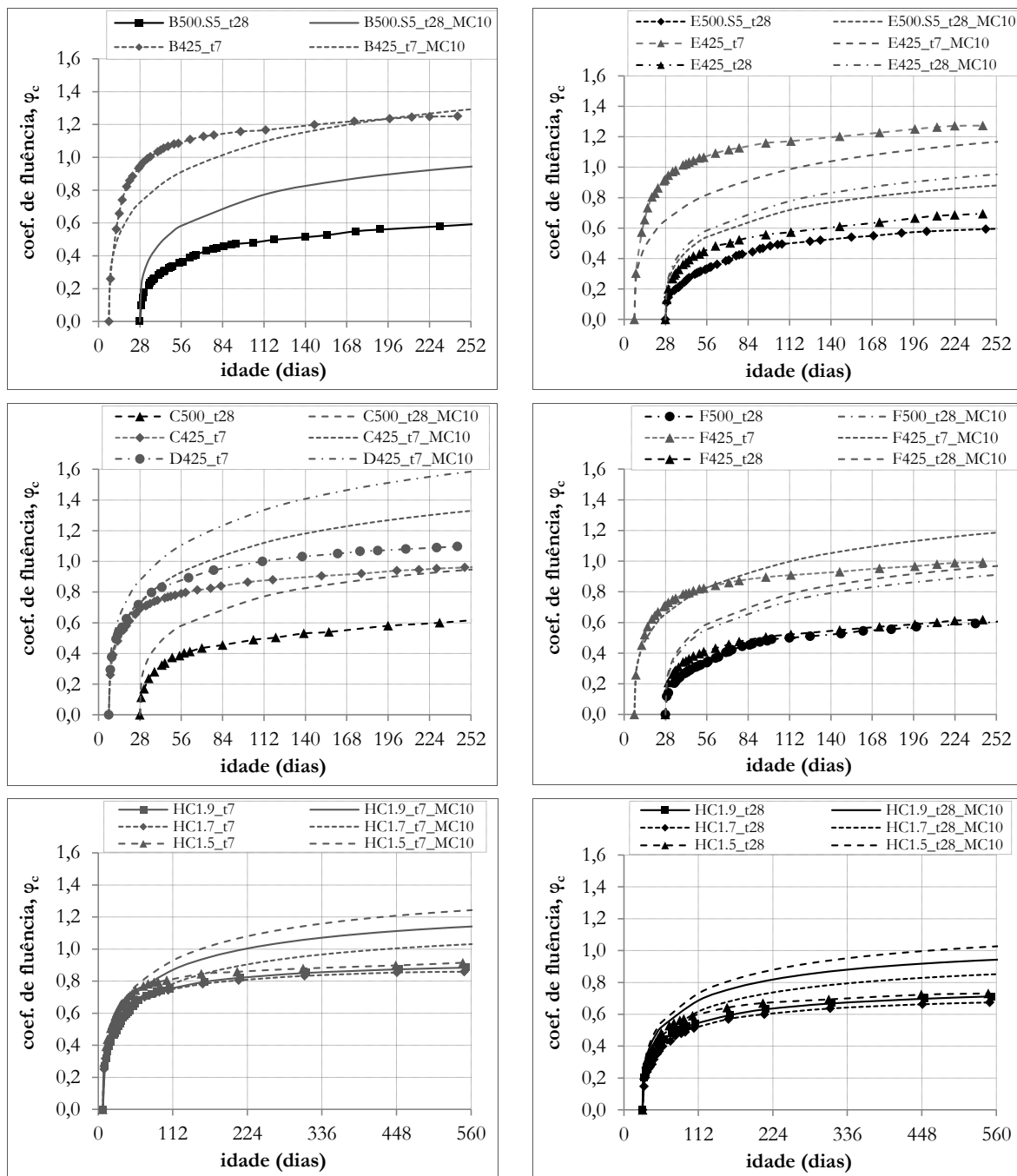


Figura 6.34 – Comparação do φ_c dos BEAL com a previsão do MC10 (igual ao EC2).

Apesar de o rácio do betão E425, carregado a t_7 , ser inferior à unidade, este valor será superior à unidade para uma idade mais avançada, no mínimo superior a um ano. Esta suposição deve-se ao

facto de a evolução experimental do coeficiente de fluência tender a estabilizar mais cedo, comparativamente à evolução prevista pelos códigos MC10 e EC2, principalmente para os BEAL carregados aos 7 dias. Este comportamento é evidente ao observar a evolução dos betões B425 e E425, cujo rácio $\varphi_{e,real}/\varphi_e$ é inferior à unidade até uma idade superior a meio ano, sendo superior à unidade, no mínimo após um ano de idade.

Por fim, a comparação entre os resultados experimentais do coeficiente de fluência e a previsão do ACI, para todos os BEAL caracterizados, é apresentada na Figura 6.35.

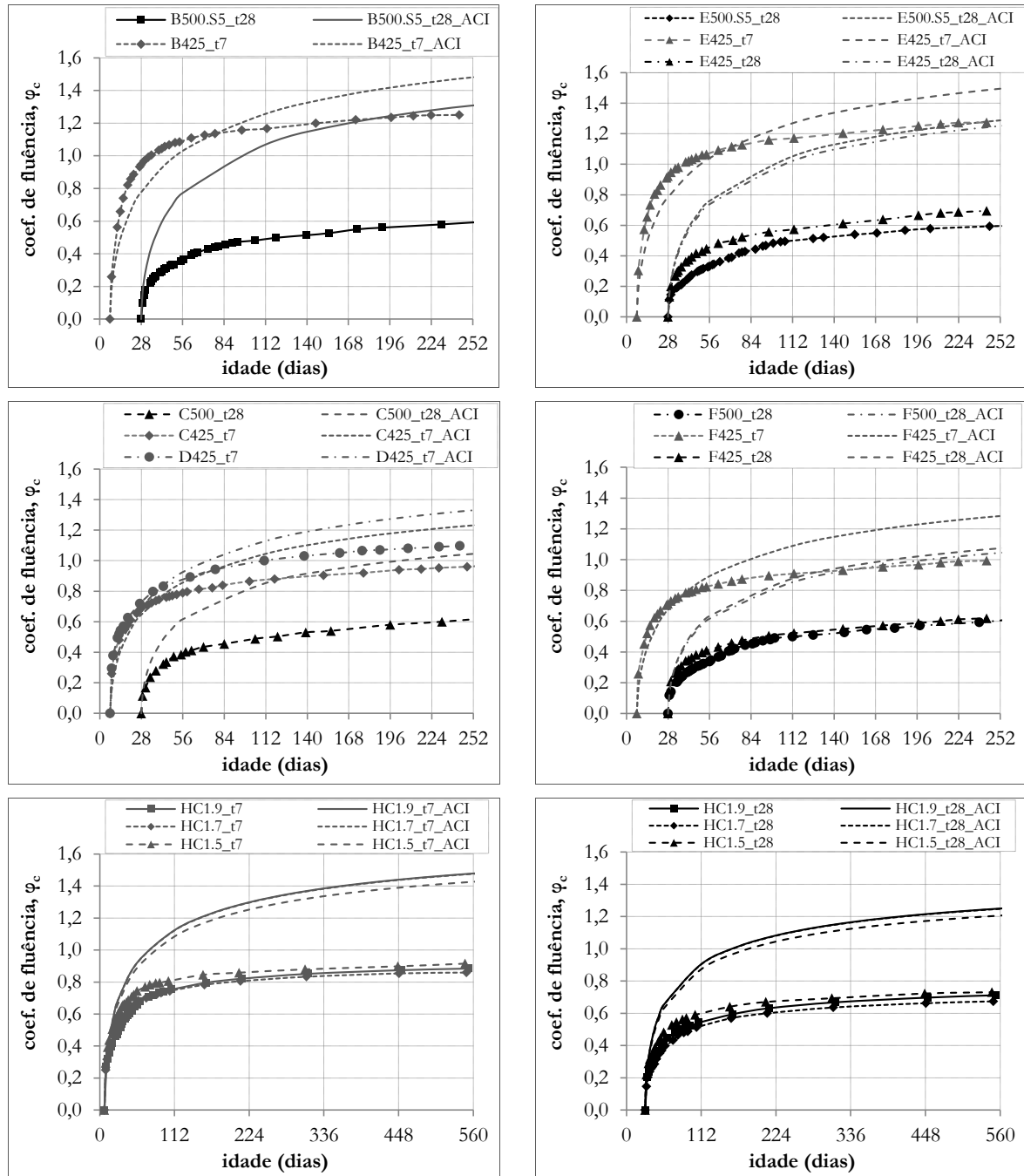


Figura 6.35 – Comparação do φ_e dos BEAL com a previsão do ACI.

Neste caso, após a análise dos resultados obtidos, verifica-se que a previsão do ACI apresenta desvios significativos dos resultados experimentais comparativamente às previsões do EC2 e do MC10; porém, a previsão do MC10 é ainda mais próxima. O rácio $\varphi_{c, \text{cód}}/\varphi_c$ para a idade mais avançada da caracterização experimental, variou entre os seguintes valores: (i) 1,19 e 1,70, com valor médio de 1,38 e desvio padrão de 0,18, para t_7 ; (ii) 1,30 e 2,14, com valor médio de 1,65 e desvio padrão de 0,20, para t_{28} . Estes resultados revelam, ainda assim, uma previsão aceitável, embora mais conservativa comparativamente às do MC10 e do EC2, apresentando também maiores desvios.

No sentido de efectuar uma análise final dos valores do rácio $\varphi_{c, \text{cód}}/\varphi_c$ para os vários códigos, apresenta-se a correlação linear, na Figura 6.36, entre os valores obtidos experimentalmente e os correspondentes valores previstos do coeficiente de fluência, para a idade mais avançada da caracterização.

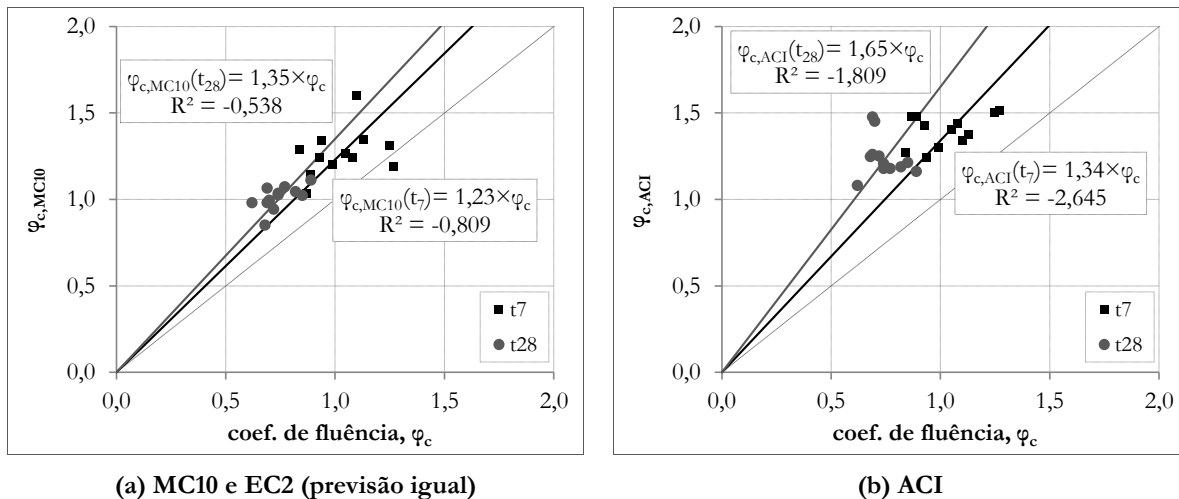


Figura 6.36 – Correlação entre os φ_c dos BEAL e as previsões dos códigos.

Das correlações obtidas, é possível observar que o MC10 e o EC2 garantem uma previsão conservativa, mas com boa proximidade aos resultados experimentais, tanto para t_7 como para t_{28} ; além disso, os reduzidos desvios observados provam uma boa precisão. A previsão do ACI é mais conservativa, comparativamente ao MC10 e ao EC2, apresentando maior afastamento dos resultados experimentais e com maiores desvios.

Os códigos MC10 e EC2, ao considerarem o valor médio da resistência à compressão dos BEAL, f_{cm} , como um dos parâmetros essenciais na previsão da fluência, ignoram a contribuição da resistência da matriz ligante na redução da deformação por fluência; com a redução da massa volúmica do betão, a diferença entre a resistência da matriz ligante e a do respectivo betão aumenta significativamente. No entanto, ao multiplicarem a previsão pelo coeficiente η_E , que depende da massa volúmica do BEAL, corrige indirectamente essa diferença. Esta correcção,

apesar de simples e indirecta, permite corrigir o erro cometido inicialmente, ao considerar a resistência do betão, em detrimento da resistência da matriz ligante. Além disso, o coeficiente η_E é igualmente o parâmetro utilizado para corrigir a previsão do módulo de elasticidade dos BEAL, em relação à expressão dos BDN. Assim, considera-se que as propostas do MC10, e do EC2, para o coeficiente de fluência dos BEAL, apesar de simplificada, é coerente, permitindo obter uma previsão conservativa, com reduzidos desvios.

Por fim, pode efectuar-se uma extrapolação para tempo infinito, t_∞ , em função das curvas de fluência dos códigos, para os resultados obtidos até às idades apresentadas. Considerou-se a curva proposta pelo ACI e determinou-se a relação prevista entre os coeficientes de fluência para as idades de 252 dias e de 100 anos, resultando nos seguintes valores: 0,75 para o ACI; 0,79 para o EC2 e para o MC10. Ao efectuar a mesma relação entre os coeficientes para as idades de 560 dias e 100 anos, obtiveram-se os seguintes valores: 0,83 para o ACI; 0,88 para o EC2 e para o MC10. As idades de 252 e de 560 dias correspondem aos limites de idade definidos na caracterização.

As curvas dos códigos são, ainda assim, conservativas, pois os BEAL apresentados mostraram uma tendência de menor evolução, depois de cerca de 56 dias após o carregamento. Efectuou-se um estudo que incidiu sobre a forma da curva de evolução do coeficiente de fluência do MC10 e do EC2, sem alterar a amplitude de valores a tempo infinito. Considerou-se a mesma expressão (6.12), do parâmetro $\beta_c(t, t_0)$, ajustando o expoente α_{cr} , anteriormente considerado de 0,3, para o valor que permite um melhor ajuste com a idade dos resultados experimentais obtidos. O valor obtido para o expoente α_{cr} foi de 0,2, sendo este o valor aqui proposto para a evolução da fluência dos BEAL.

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{\alpha_{cr}} \quad (6.12)$$

Com a correcção proposta, observa-se um ajuste mais adequado entre os resultados experimentais e a curva de previsão (corrigida) do MC10 e do EC2 (Figura 6.37), embora mantenha uma diferença de amplitude.

Em função da curva corrigida do MC10, determinou-se a relação prevista para os seguintes coeficientes de fluência: (i) entre as idades de 252 dias e de 100 anos, a relação obtida foi de 0,86; (ii) entre as idades de 560 dias e de 100 anos, a relação obtida foi de 0,92. Isto significa que os valores dos coeficientes de fluência, dos BEAL caracterizados até à idade de 252 dias, representam cerca de 86% da deformação total de fluência, sendo esse valor de cerca de 92% relativamente aos valores caracterizados aos 560 dias.

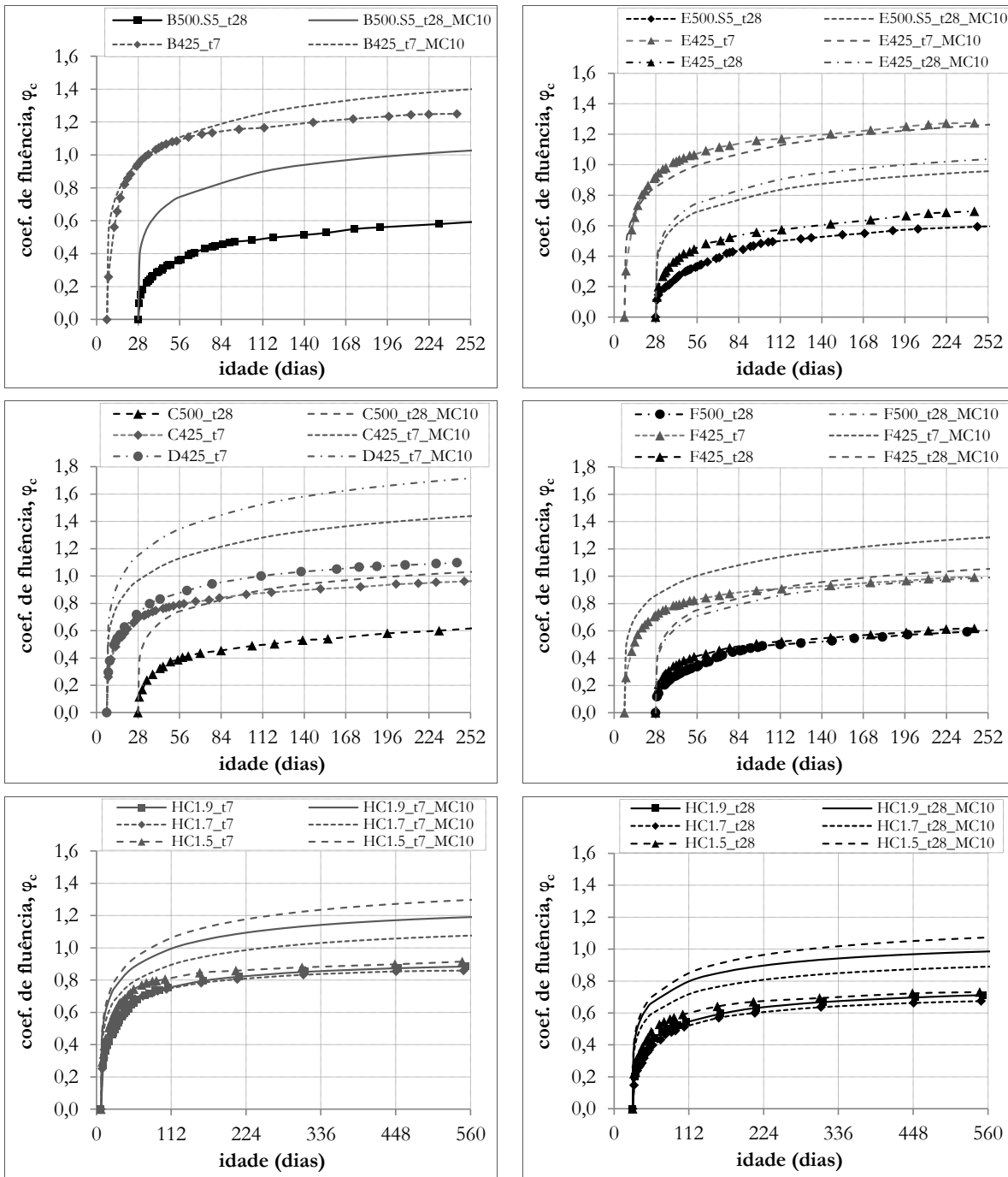


Figura 6.37 – Comparação do φ_c dos BEAL com a previsão corrigida do MC10 e EC2.

Com a correção proposta, o rácio $\varphi_{c,calc}/\varphi_{c,exp}$ para a idade mais avançada da caracterização experimental, variou entre 0,99 e 1,70, com valor médio de 1,37 e desvio médio de 0,17, considerando ambas as idades de carregamento. Apresenta-se, na Figura 6.38, a correlação linear, entre os valores obtidos experimentalmente e os correspondentes valores previstos, calculados com a curva corrigida do MC10 e do EC2.

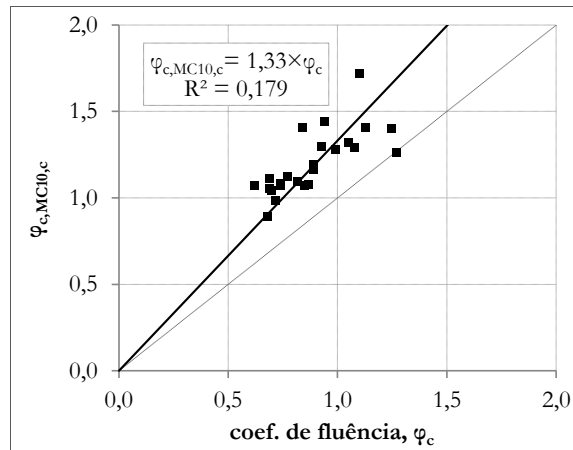


Figura 6.38 – Correlação entre os φ_c dos BEAL com a correção do MC10 e do EC2.

Apesar de a correção ter alterado a evolução da curva proposta pelo MC10, esta correlação não foi alterada significativamente, podendo concluir-se que a previsão é superior, tendencialmente, em cerca de 33% relativamente aos resultados experimentais. Assim, provou-se que a proposta do MC10 para o coeficiente de fluência dos BEAL, com a correção do expoente α_{cr} , além de representar uma previsão fiável e conservativa, e com desvios reduzidos, tem uma curva de evolução mais adequada.

6.3.2.3. Descarga de fluência dos BEAL

No sentido de avaliar a descarga de fluência dos BEAL, mediu-se a recuperação da deformação, na descarga e no período pós-descarga, dos provetes dos betões B500.S5, E500.S5, C500 e F500. Apresenta-se, para o efeito, a evolução da relação entre as deformações $((\varepsilon_{el}-\varepsilon_{cs})/\varepsilon_{el})$ na Figura 6.39, abrangendo as seguintes fases: (i) deformação elástica; (ii) evolução da deformação de fluência; (iii) recuperação da deformação elástica na descarga; (iv) recuperação da deformação de fluência.

A evolução da deformação de fluência foi cerca de 70% e de 76% da deformação elástica, respectivamente para os pares de betões (B500.S5; E500.S5) e (C500; F500). A recuperação da deformação elástica na descarga, apresentou valores médios de 85% e 95% da deformação elástica, respectivamente para os pares de betões (B500.S5; E500.S5) e (C500; F500). Por fim, a recuperação da deformação de fluência ocorreu em cerca de 56 dias, resultando nas deformações residuais de 66% e 61% da deformação elástica, respectivamente para os pares de betões (B500.S5; E500.S5) e (C500; F500).

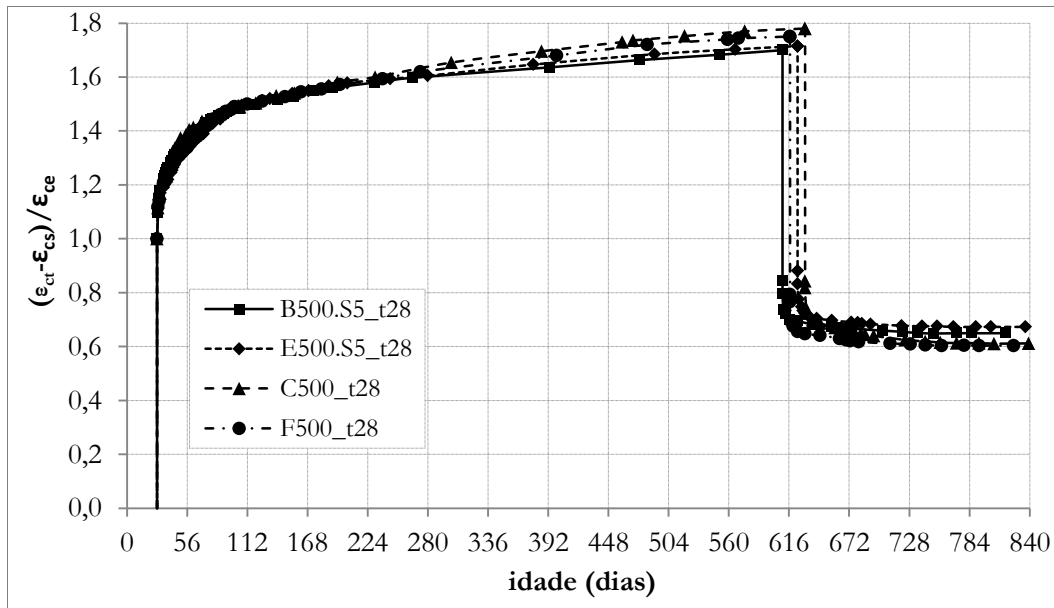


Figura 6.39 – Evolução da relação $(\epsilon_{cr} - \epsilon_{cs}) / \epsilon_{ce}$ para os BEAL (carga, fluência e descarga).

6.3.2.4. Fluência dos BEALAC

A evolução do coeficiente de fluência, φ , dos BEALAC (L2.00, L1.85 e L1.70) apresenta-se na Figura 6.40, com carregamento aos 7 e aos 28 dias de idade, t_7 e t_{28} . Salienta-se que estes betões têm igual matriz ligante, com uma dosagem de cimento de 400 kg/m^3 e adições de 25% de cinzas volantes e de 25% de fíler calcário, relativas à massa de cimento. Contudo, devido às diferentes selecções de agregados, os betões resultantes têm elevadas diferenças de densidade, de resistência e de módulo de elasticidade.

Pela análise dos resultados, verifica-se que os betões com maior massa volúmica, e consequentemente com maior resistência, apresentam uma evolução mais reduzida do coeficiente de fluência; contudo, observou-se que as diferenças tendem a atenuar com a idade, provando igualmente a reduzida influência da massa volúmica dos agregados leves na fluência do betão.

Observa-se ainda, na Figura 6.40, a evolução do coeficiente de fluência para o betão L1.9_0.00, carregado aos 7 dias. Este betão apresenta maior dosagem de cimento (CEM I 52,5R), 460 kg/m^3 de betão, e adições de sílica de fumo e fíler calcário, com dosagens de 5% e 30%, respectivamente, da massa de cimento. Consequentemente, a amplitude do coeficiente de fluência deste betão é menor, comparativamente aos restantes BEALAC.

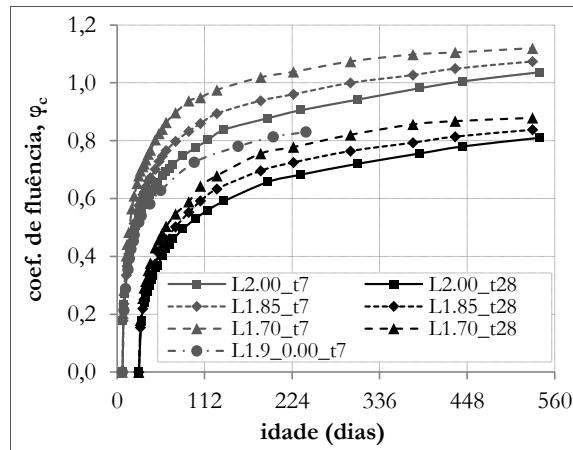


Figura 6.40 – Evolução do coeficiente de fluência dos BEALAC.

Na Figura 6.41, é possível comparar a evolução do coeficiente de fluência entre os BEAL do tipo HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5) e os BEALAC do tipo L (L2.00, L1.85 e L1.70). Estes dois tipos de betões foram produzidos com diferentes parâmetros da matriz ligante, incluindo diferentes tipos e dosagens de cimento, embora ambos com adição de cinzas volantes. Além disso, os três pares de betões têm as seguintes seleções de agregados, embora com diferentes proporções:

- (i) HC1.9 e L2.00, produzidos com os agregados (FS+MS+HD2/4+HD4/12);
- (ii) HC1.7 e L1.85, produzidos com os agregados (FS+XS+HD2/4+HD4/12);
- (iii) HC1.5 e L1.70, produzidos com os agregados (FS+XS+HD2/4+MD).

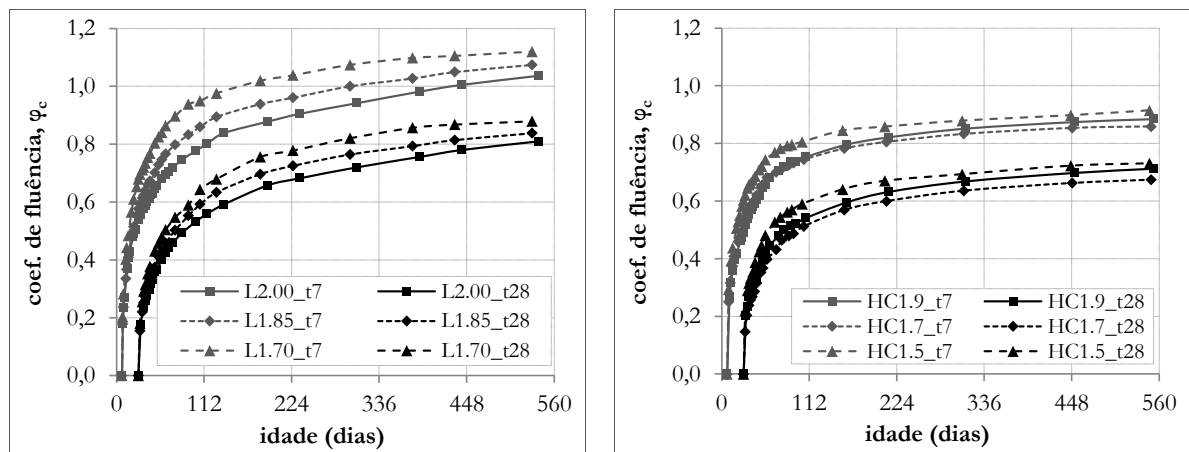


Figura 6.41 – Comparação da evolução do φ_c entre os betões dos tipos L e HC.

De referir que os BEALAC têm maior volume da pasta ligante, bem como maior volume da matriz de argamassa, comparativamente aos BEAL. Observou-se, no geral, que os BEAL têm uma evolução mais acentuada em idade jovem, tendendo a estabilizar mais cedo, comparativamente aos BEALAC, que têm maior evolução ao longo do tempo. Esta tendência observou-se para ambas as idades de carregamento, t_7 e t_{28} , e deve-se, provavelmente, ao maior volume da matriz da pasta ligante e da matriz de argamassa dos BEALAC, uma vez que se

observou que todos os BEAL tendem a estabilizar mais cedo. Além disso, os BEALAC, apesar de terem maior densidade e resistência do que os BEAL do tipo HC, apresentaram maior amplitude das curvas de fluência, devida à menor dosagem de cimento.

Contudo, o valor médio do rácio $\varphi_{c,t7}/\varphi_{c,t28}$ foi de 1,26 para os betões HC e de 1,28 para os BEALAC do tipo L, provando uma proporção semelhante entre os resultados das duas idades de carregamento. Esta proximidade de valores deve-se, provavelmente, à semelhante adição de cinzas volantes, que apresentou valores diferentes nos BEAL com adição de sílica de fumo.

Ao comparar os resultados de evolução do coeficiente de fluência dos BEALAC com as previsões dos códigos (Figura 6.42), constata-se que a evolução enquadra-se bem nas curvas de fluência propostas, embora com diferentes amplitudes.

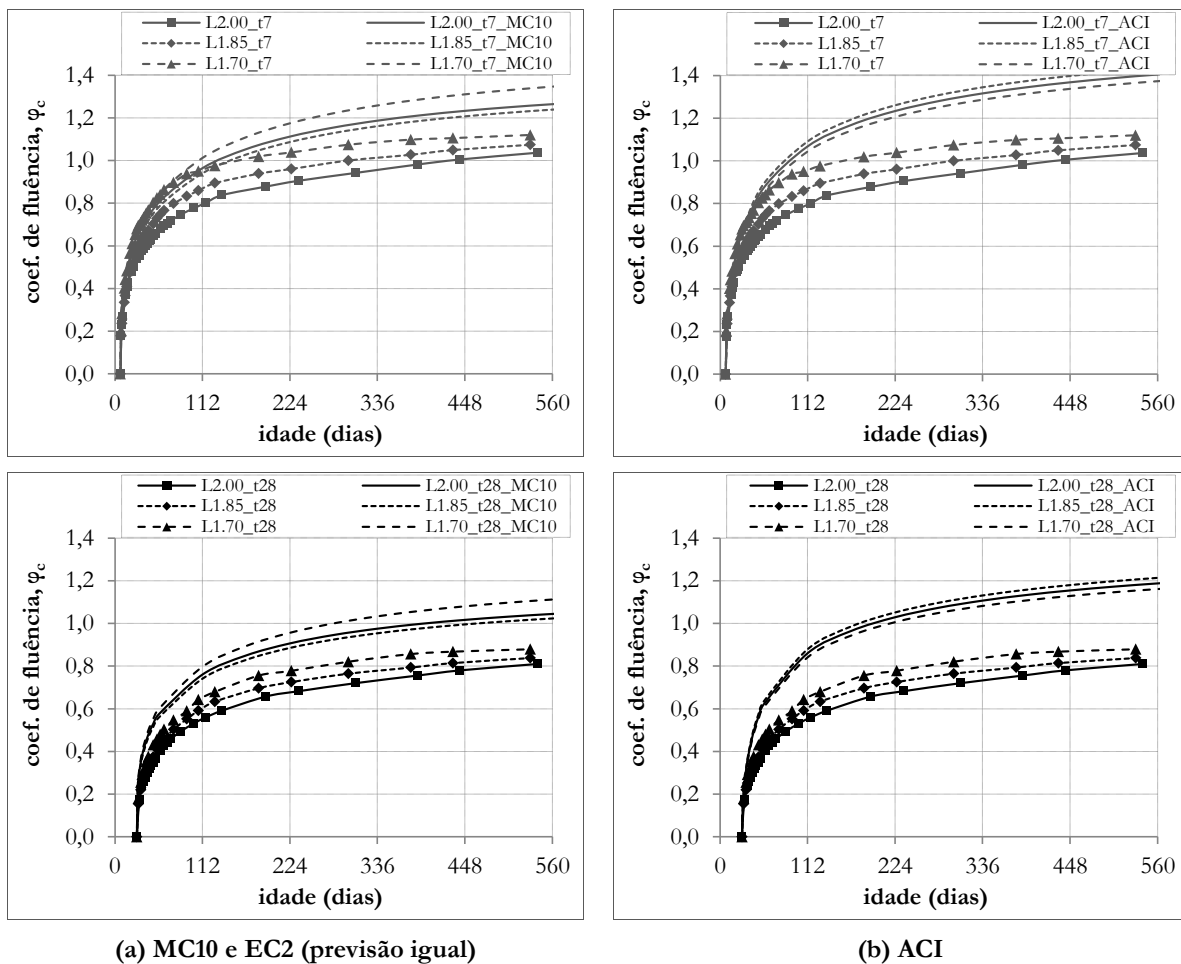


Figura 6.42 – Comparação do φ_c dos BEALAC com as previsões dos códigos.

À semelhança do anteriormente registado nos BEAL, também neste caso o ACI apresenta uma previsão com desvios significativos, principalmente para o carregamento aos 28 dias. Contudo, a previsão do MC10 e do EC2, apesar de ligeiramente conservativa, pode considerar-se mais próxima e precisa, com um rácio médio $\varphi_{c,calc}/\varphi_c$ de 1,19 para t_7 e 1,24 para t_{28} . Devido à

proximidade destes valores, comparativamente aos correspondentes rácios dos BEAL, optou-se por incluí-los nas correlações da análise já apresentada na Figura 6.36.

Conforme foi referido, a evolução dos resultados do coeficiente de fluência dos BEALAC é mais acentuada, em idades posteriores a cerca de 56 dias após o carregamento, comparativamente à evolução dos BEAL nessa fase. Assim, propõe-se que o expoente α_r da expressão (6.12) mantenha o valor proposto de 0,3, para a previsão da fluência dos BEALAC.

6.3.2.5. Fluência dos BLACRF

Caracterizou-se a evolução do coeficiente de fluência dos BLACRF, com o objectivo de avaliar a influência da dosagem de fibras na sua evolução e amplitude. A evolução dos respectivos coeficientes de fluência apresenta-se na Figura 6.43. Da análise dos resultados, observou-se uma evolução semelhante à registada para os BEALAC, não apresentando os valores dos vários BLACRF diferenças significativas. Assim, pode concluir-se que tanto a introdução como o aumento da dosagem de fibras na matriz dos BLACRF não têm, aparentemente, influência na evolução da deformação de fluência, à semelhança do que se verificou para o módulo de elasticidade.

Os resultados obtidos foram ainda comparados com a previsão dos códigos (Figura 6.43), obtida para o betão de referência L1.9_0.00; conclui-se que a previsão do ACI é, neste caso, quase coincidente com as previsões do MC10 e do EC2, as quais são conservativas, sendo o rácio $\varphi_{c, cod} / \varphi_c$ cerca de 1,6, para todos os códigos.

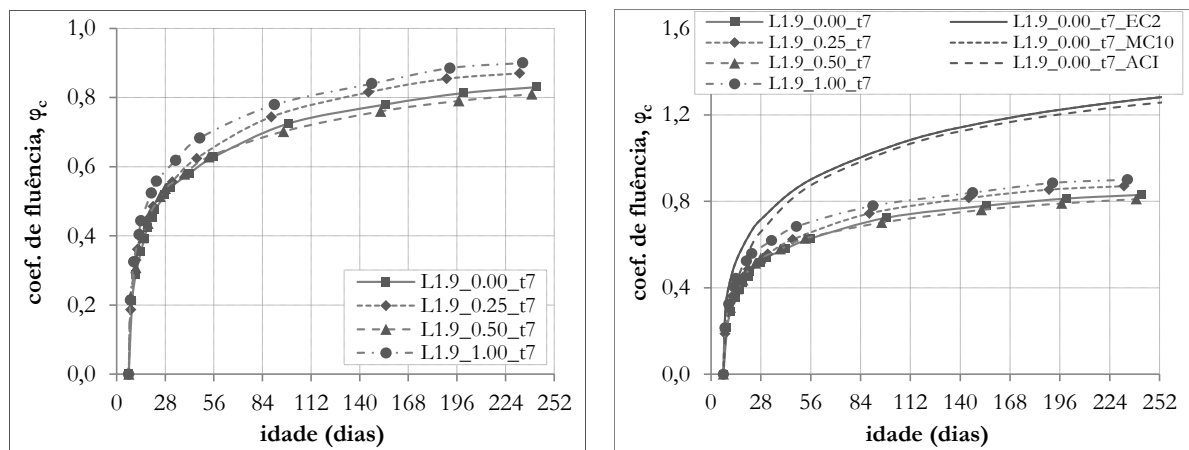


Figura 6.43 – Evolução do φ_c dos BLACRF e comparação com os códigos.

6.4. Conclusões

6.4.1. Retracção

(i) Retracção total

A retracção total considerada nas previsões dos principais códigos abrange normalmente a retracção de secagem e a retracção autogénea, as quais dependem essencialmente dos seguintes parâmetros: resistência do betão; tipo de cimento; geometria da secção transversal e condições de cura. Contudo, a deformação autogénea nos BEAL produzidos com agregados parcialmente ou totalmente saturados é expansiva, não sendo este comportamento quantificado pelos códigos, apesar de ser referido no EC2 e no MC10. Por este motivo, estudou-se a evolução da retracção total dos BEAL considerados nos Capítulos 3 e 4 e compararam-se os resultados com as previsões dos principais códigos de estruturas betão. Da análise dos resultados foi possível obter as conclusões apresentadas seguidamente.

- A retracção total das matrizes de argamassa dos BEAL das tipologias B, E, C e F, apresentou uma evolução, com a idade, semelhante em todas as misturas, embora com diferentes amplitudes; cerca de 80% da deformação ocorreu durante os primeiros 28 dias de idade, atenuando posteriormente, com tendência a estabilizar aos 90 dias de idade. A retracção das matrizes de argamassa dos BEAL aumenta com os seguintes parâmetros: (i) aumento da dosagem de cimento, embora com redução da relação A/L ; (ii) mistura de areias leves e de densidade normal, em alternativa a areias de densidade normal; (iii) redução da dosagem do conjunto dos agregados finos. Contudo, esta análise foi efectuada apenas nas matrizes de argamassa, em provetes de reduzida dimensão, que sofrem uma secagem rápida; uma vez que a incorporação dos agregados leves grossos, geralmente com elevado teor de humidade interna, provoca alterações significativas na cura interna da matriz ligante, estas observações não são conclusivas para os BEAL.
- A evolução da retracção com a idade foi influenciada pela consistência do BEAL, tendo apresentado tendencialmente, em idade jovem, ligeira expansão nos betões de consistência S3/S4, e retracção acentuada nos betões de consistência S5; esse comportamento inicial condiciona a amplitude final da retracção, uma vez que, após esse período, a evolução da retracção tende a estabilizar, entre os 28 e os 56 dias; posteriormente, a evolução é reduzida, e gradual com a idade, para todos os betões e independentemente da consistência.
- As previsões da retracção do EC2 e do MC10, apesar de dependerem dos mesmos parâmetros, resultam em curvas com um desenvolvimento diferente, embora com amplitudes

semelhantes. As curvas propostas pelo ACI são obtidas de uma expressão geral para a retracção total, que depende de vários parâmetros, sendo alguns de composição, embora não considere a resistência e a densidade do BEAL. As curvas de retracção do ACI, uma vez que dependem de diferentes parâmetros das do EC2 e do MC10, apresentam previsões divergentes para alguns betões. Apesar de todas as curvas de previsão dos códigos apresentarem amplitudes muito excessivas, comparativamente aos resultados experimentais, verifica-se que as previsões do EC2 e do MC10 são as que apresentam rácios mais coerentes e com melhor enquadramento do seu desenvolvimento.

- Nos BEAL produzidos com agregados leves grossos de elevada massa volúmica (HD2/4 e HD4/12), os resultados experimentais provaram que o aumento do rácio A/L , com conseqüente aumento da fluidez, provoca maior amplitude da retracção; o rácio entre a retracção experimental e a previsão dos códigos (EC2 e MC10), $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,code}$ foi próximo de 0,2 para os betões de consistência plástica, sendo esse valor de 0,3, aproximadamente, para os betões mais fluidos. Nos BEAL produzidos com agregados grossos mais leves (MD e M), o rácio $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,code}$ foi, aproximadamente, de 0,4 para o betão com agregados MD e de 0,6 para o betão com agregados M. Assim, concluiu-se que, à medida que se utilizam agregados grossos de menor densidade em BEAL com a mesma matriz ligante, além da redução óbvia da densidade, da resistência e do módulo de elasticidade, existe um aumento mais significativo da retracção. Apesar de esta propriedade apresentar, experimentalmente, desvios elevados, o valor médio do rácio $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,code}$ de todos os BEAL caracterizados, foi de 0,1, com valores mínimo e máximo de 0,06 e 0,6, respectivamente.

(ii) Retracção autogénea

A retracção autogénea foi igualmente caracterizada para um conjunto representativo dos BEAL, e comparada com os resultados obtidos por outros autores. No presente trabalho, os betões foram produzidos com agregados leves saturados ou quase saturados.

- A deformação autogénea, ε_{ca} , foi de expansão, devida à cura interna melhorada, proporcionada pela migração lenta da humidade interior dos agregados leves, hidratando continuamente a matriz ligante. Uma vez que os resultados apresentaram uma evolução semelhante para todas as misturas, concluiu-se que as diferenças observadas na retracção total devem-se principalmente à retracção de secagem, ε_{cd} .
- Ajustou-se uma curva de referência para a previsão da deformação autogénea de expansão, $\varepsilon_{ca,p}$ (6.7), em função da idade e de um parâmetro que representa uma deformação de referência, ε_{ca0} . Com o objectivo de se efectuar uma previsão conservativa da retracção de

secagem, ajustaram-se os seguintes valores do parâmetro ε_{ca0} : 110, para as misturas B e E; 130, para as misturas C, F, D e H; 150, para as misturas HC.

- Quando se utilizam agregados leves parcialmente saturados na produção dos BEAL, a cura interna é menos eficiente; consequentemente, a retracção autogénea é negativa mas cerca de metade da retracção relativa às mesmas misturas, produzidas com agregados leves totalmente saturados; assim, o parâmetro ε_{ca0} deverá depender, igualmente, do grau de saturação dos agregados leves.
- A produção de BEAL com agregados leves totalmente secos não deve ser efectuada, uma vez que estes absorvem parte da água efectiva da matriz ligante, sendo necessária água adicional para garantir a consistência pretendida; todavia, a quantificação desta parcela de água não é rigorosa, podendo alterar as propriedades especificadas para o betão. Quando se produzem BEAL com agregados leves quase secos, a retracção autogénea pode ser desprezada, uma vez que ocorre, primeiro, a migração de água da pasta para os agregados e, depois, o fluxo inverso. Contudo, o mais aconselhável é adoptar agregados leves totalmente ou parcialmente saturados nas misturas de BEAL, resultando na cura interna mais eficiente e em retracção autogénea negativa.

(iii) Retracção de secagem

Efectuou-se uma estimativa da retracção de secagem, subtraindo a retracção autogénea à retracção total, à semelhança da abordagem considerada nos códigos; no entanto, esta abordagem é simplificada, uma vez que a retracção de secagem é difícil de medir em sistemas reais, além de não ser dissociável da retracção autogénea, pois ambas dependem das condições termo-higrométricas da cura. Por fim, a retracção estimada de secagem foi comparada com a previsão dos códigos, tendo sido identificados os principais parâmetros que influenciam as diferenças observadas.

- Provou-se que os BEAL com uma matriz ligante de elevada resistência e com um volume significativo de agregados leves apresentam retracção muito baixa, apesar de apresentarem menor densidade e resistência, comparativamente à matriz ligante; este facto é totalmente divergente da previsão da retracção dos códigos, baseada na resistência do betão, ignorando o elevado desempenho da matriz, o que resulta em desvios muito elevados relativamente à caracterização experimental.
- A redução da relação A/L , com a consequente redução da fluidez do betão, reduz a amplitude da retracção de secagem, principalmente devido à redução da água na matriz ligante, mas também devido à redução da sua permeabilidade.

- Observou-se que as propriedades dos agregados leves têm um papel fundamental na retracção de secagem: (i) directamente, em que os agregados mais densos têm maior oposição, através da maior rigidez, à retracção de secagem; (ii) indirectamente, em que os agregados leves mais densos, e saturados, promovem uma cura interna melhorada, reduzindo a permeabilidade da matriz ligante, bem como a retracção de secagem.
- Resumindo, identificaram-se quatro parâmetros essenciais na influência da retracção dos BEAL: (i) a resistência da matriz ligante, a qual é diferente da resistência do betão, em função da densidade; (ii) o tipo e a dosagem dos agregados leves; (iii) o grau de saturação dos agregados leves; (iv) o rácio A/L . Analisou-se a influência destes parâmetros nos resultados obtidos experimentalmente, considerando igualmente as expressões dos códigos, e obtiveram-se coeficientes correctivos, considerados na nova proposta apresentada, a qual pretende quantificar essa influência. Assim, a retracção de secagem dos BEAL pode ser prevista considerando as correcções propostas no presente estudo, juntamente com as expressões do EC2. As mesmas correcções poderão ser igualmente aplicadas às expressões do MC10, uma vez que as previsões têm amplitudes e parâmetros semelhantes, embora com diferenças nas curvas de evolução.

(iv) Proposta de previsão da retracção nos BEAL

Apesar de não ser totalmente correcto dissociar a retracção de secagem da retracção autogénea apresenta-se, com base na abordagem dos códigos, uma proposta de correcção ao EC2 e ao MC10, utilizando esta abordagem, sendo a retracção total obtida pela soma das duas parcelas.

- Apresentam-se duas sugestões de alteração às expressões propostas pelo EC2, podendo ser igualmente aplicadas ao MC10, com o objectivo de melhorar a previsão da retracção de secagem:

(i) substituir o parâmetro da resistência à compressão, f_{lcm} , usada na expressão de cálculo do parâmetro $\varepsilon_{cd,0}$, pela resistência da matriz ligante, f_{bp} , sendo esta estimada pela expressão de Feret (3.4) ou através da expressão (6.13);

$$f_{bp} = \left(\frac{f_{lcm}}{C_f} \right); \quad C_f = 0,0008 \times \rho - 0,6 \quad (6.13)$$

(ii) substituir o coeficiente de correcção da retracção de secagem do EC2, η_3 , pelo coeficiente obtido pela expressão (6.14), onde o efeito da relação A/L e do tipo e dosagem dos agregados leves são considerados, através dos respectivos coeficientes $C_{A/L}$ (6.15) e C_{sb} (6.16), além do coeficiente adicional $\gamma_{sh,i}$.

$$\eta_3 = \gamma_{sb,i} \times C_{A/L} / C_{sb} \quad (6.14)$$

$$C_{A/L} = 1,7 \times (A/L)^{0,8} \quad (6.15)$$

$$C_{sb} = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,13 \times 0,25^{\rho_{p0,i}^{15}} \right) \quad (6.16)$$

- Com as correcções propostas, a previsão da retracção de secagem apresentou uma boa aproximação aos resultados experimentais dos BEAL, produzidos com agregados leves de argila expandida; comparando com a previsão original do EC2, as previsões assim corrigidas permitem aumentar o rácio entre a retracção de secagem e a correspondente previsão, $\varepsilon_{sd} / \varepsilon_{sd,calc}$ de 0,2 para 0,7, aumentando a exactidão da previsão proposta. Apesar de esta estimativa ser conservativa, deve ser considerado o coeficiente adicional $\gamma_{sb,p}$, devido à elevada variabilidade da retracção nos betões, recomendando-se o valor 1,5.
- Com base nos resultados obtidos para a deformação autogénea, ε_{ca} , combinados com os de outros estudos, propõe-se que esta seja prevista em função das recomendações indicadas na Tabela 6.1, dependendo do grau de saturação dos agregados leves.

(v) Retracção dos BEALAC e dos BLACRF

As caracterizações da retracção total, ε_{ca} , e da retracção autogénea, ε_{ca} , dos BEALAC foram caracterizadas experimentalmente para as misturas L2.00, L1.85 e L1.70, bem como para a mistura L1.9_0.00, tendo sido quantificada, igualmente, a retracção de secagem. Os betões do tipo L têm a mesma matriz ligante e diferentes selecções de agregados. Os resultados foram comparados com a abordagem efectuada para os BEAL e com as previsões dos códigos, tendo-se obtido as conclusões apresentadas em seguida.

- Os agregados leves provaram ter uma elevada influência na retracção dos BEALAC, uma vez que os betões com agregados leves mais resistentes (HD), L2.00, L1.85 e L1.9_0.00, apresentaram deformação total de expansão quase coincidente; porém, o BEALAC produzido com agregados leves MD, L1.70, apresentou uma deformação de retracção semelhante à verificada no betão HC1.5, igualmente produzido com agregados leves MD. Ao efectuar a comparação directa entre os betões L (L2.00, L1.85 e L1.70) e os correspondentes betões HC (HC1.9, HC1.7, HC1.5) verificou-se a semelhança da evolução da retracção, entre os pares de betões com a mesma selecção de agregados leves.
- Ao comparar os resultados dos BEALAC com as previsões dos códigos, verificou-se, à semelhança dos BEAL, uma elevada divergência. Concluiu-se que os BEALAC, apesar de

auto-compactáveis, são na realidade BEAL com parâmetros especiais; portanto, a abordagem efectuada para os BEAL, no sentido de identificar a influência dos parâmetros da matriz ligante e dos agregados leves, na evolução da retracção, provou ter igual aplicação no caso dos BEALAC.

- A evolução da retracção autogénea dos BEALAC provou ser semelhante à verificada para os BEAL, tendo-se ajustado o parâmetro ε_{ca0} , ao valor de 130, na curva de referência proposta na expressão (6.7). Assim, obteve-se a estimativa simplificada da retracção de secagem, ε_{ca} , com base na subtracção da deformação autogénea da curva de referência, ε_{ca} , aos resultados experimentais da retracção total.
- Efectuou-se a comparação entre a nova proposta de previsão da retracção de secagem, apresentada para os BEAL, com correcção aos coeficientes e parâmetros dos códigos (EC2 e MC10), e os correspondentes valores caracterizados; conclui-se que esta foi conservativa para os betões produzidos com agregados leves HD, tendo a retracção de secagem do betão produzido com agregados leves MD excedido a previsão proposta, em cerca de 20%; contudo, considerou-se um ajuste aceitável, assumindo a variabilidade da retracção.
- Comprovou-se uma elevada influência das dimensões da secção do provete na evolução da retracção do betão L1.9_0.00, tendo sido registados os seguintes valores: retracção total de 50×10^{-6} , nos provetes com secção de $100 \times 100 \text{ mm}^2$; retracção total negativa (de expansão) de -50×10^{-6} , nos provetes com secção de $150 \times 150 \text{ mm}^2$. Contudo, a relação entre as previsões de retracção, efectuadas pelos códigos, para as duas secções transversais ($\varepsilon_{ca(100 \times 100)} / \varepsilon_{ca(150 \times 150)}$) é de 1,02 no EC2 e de 1,07 no MC10, provando-se uma influência muito superior à da previsão dos códigos.

A influência da dosagem volumétrica das fibras na evolução e amplitude da retracção das misturas de BLACRF foi também analisada, embora caracterizada nos provetes de menor dimensão.

- Pela análise da evolução da retracção nos BLACRF, em provetes com a mesma dimensão, não foi observada uma variação significativa dos resultados, concluindo-se que a dosagem de fibras tem uma influência reduzida na evolução e na amplitude da retracção.

(vi) Retracção dos BEALAA

A evolução da retracção total dos BEALAA foi medida em provetes de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$, tendo-se comparado os resultados entre: os betões com a mesma matriz ligante e diferentes

combinações de agregados; e betões com diferentes matrizes, com e sem adição de sílica de fumo.

- Verificou-se que a adição de sílica de fumo na matriz não tem influência significativa na evolução da retracção dos BEALAA. Porém, da análise comparativa dos resultados, concluiu-se que os seguintes parâmetros têm influência no aumento da retracção destes betões, à semelhança dos BEAL: (i) a utilização de agregados leves de menor densidade (MD), comparativamente à utilização dos agregados leves mais densos HD; (ii) a utilização da mistura de areias leves e de densidade normal, comparativamente à utilização de areias de densidade normal. Assim, a redução da densidade do betão, pela utilização de agregados mais leves, provoca o aumento da retracção dos BEALAA, sendo o aumento, tendencialmente, de 22% por cada $100 \text{ kg}/\text{m}^3$, de redução na massa volúmica, ρ .
- Conclui-se ainda que os resultados da retracção total dos BEALAA caracterizados não são excessivos, considerando a reduzida resistência da matriz ligante, bem como a reduzida dimensão da secção dos provetes, que provou ter elevada influência. A evolução com a idade enquadra-se nas curvas propostas pelos códigos, sendo mais adequada, neste caso, a curva do MC10; contudo, a amplitude das correspondentes previsões é muito superior, com um rácio $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,mod}$ de 0,3, aproximadamente.
- Apesar de não ter sido efectuada a caracterização da deformação autógena nos BEALAA, considerou-se, na análise, a previsão obtida pela expressão (6.7), com o parâmetro ε_{ca0} igual a 130, à semelhança dos BEAL. Assim, foi possível obter uma estimativa da retracção de secagem, ε_{cs} , comparando-a com a proposta corrigida, apresentada para os BEAL, em função dos parâmetros da matriz ligante e dos agregados leves; concluiu-se que a previsão corrigida é cerca de 50% superior à retracção de secagem, para os BEALAA com agregados leves HD, e cerca de 80% superior à retracção de secagem, para os betões com agregados leves MD. Prova-se que a abordagem proposta é conservativa, embora seja fundamental verificar se este comportamento se observa igualmente para outras misturas, com diferentes parâmetros e resistências da matriz de LAA.

6.4.2. Fluência

(i) BEAL

A fluência foi caracterizada experimentalmente em provetes de BEAL para duas idades de carregamento (t_7 e t_{28}), tendo-se analisado os resultados em função do coeficiente de fluência, φ . Além da análise efectuada entre os vários BEAL, com diferentes parâmetros de composição, os

resultados foram comparados com as previsões dos principais códigos (EC2, MC10 e ACI), tendo sido obtidas as conclusões apresentada em seguida.

- O coeficiente de fluência, caracterizado em pares de provetes de BEAL com dosagem de cimento de 500 kg/m^3 (B500.S5, E500.S5, C500 e F500), apresentou um desvio muito reduzido para cada betão, de 1,4% em média, com desvio máximo de 2%, provando a reduzida variabilidade da fluência. Apesar das diferenças de densidade e de resistência, estes betões, carregados a t_{28} , apresentaram amplitudes do coeficiente de fluência muito próximas, sendo quase coincidentes até aos 224 dias de idade, aproximadamente; posteriormente, o coeficiente de fluência dos betões B500.S5 e E500.S5 teve uma evolução menos acentuada, com valor médio de φ_s , aos 560 dias, de 0,70, sendo este valor cerca de 10% superior nos betões C500 e F500.
- A descarga de fluência foi igualmente caracterizada para os BEAL com dosagem de cimento de 500 kg/m^3 (B500.S5, E500.S5, C500 e F500), tendo-se verificado: (i) recuperação da deformação instantânea, de 85% a 95% da deformação elástica; (ii) recuperação reduzida da deformação de fluência, resultando uma deformação residual de 61% a 66% da deformação elástica.
- A evolução do coeficiente de fluência, caracterizado nos vários BEAL com diferentes densidades, resistências e dosagens de cimento, apresenta uma curva semelhante, para diferentes idades de carregamento (t_7 e t_{28}), embora com diferentes amplitudes. O aumento da fluência é bastante elevada nos primeiros 7 dias, após o carregamento, seguindo-se um período de transição, com a atenuação gradual desse aumento, até cerca de 56 dias após o carregamento, tendendo a estabilizar após essa idade; posteriormente, o aumento do coeficiente de fluência com a idade é muito reduzido, representando, às idades de 252 e de 560 dias, cerca de 86% e 96% da fluência estimada para 100 anos de idade.
- A redução da dosagem de cimento, de 500 kg/m^3 para 425 kg/m^3 , tem pouca influência no coeficiente de fluência, quando carregado a t_{28} , apresentando valores iguais para o betão do tipo F e um aumento de cerca de 10% no betão do tipo E. Contudo, quando carregados a t_7 , os BEAL com dosagem de cimento de 425 kg/m^3 , apresentaram diferentes amplitudes do coeficiente de fluência, embora com curvas semelhantes: (i) os betões B425 e E425, com granulometria semelhante (reduzida dimensão dos agregados leves HD2/4), tiveram uma evolução do coeficiente de fluência quase coincidente, apesar de terem diferentes agregados finos; o rácio obtido entre os coeficientes de fluência para t_7 e t_{28} ($\varphi_{e,17}/\varphi_{e,128}$) foi de 2,0; (ii) os betões C425 e F425, com maior granulometria (agregados leves grossos HD4/12), embora

com diferentes agregados finos, apresentaram uma evolução muito próxima; o valor do seu rácio $\varphi_{c,t7}/\varphi_{c,t28}$ foi de 1,65; (iii) o betão D425, produzido com agregados grossos leves MD (de granulometria semelhante aos HD4/12), apresentou um coeficiente de fluência, para t_7 , superior ao valor correspondente dos betões C425 e F425, em cerca de 11%. Conclui-se, assim, que o coeficiente de fluência dos BEAL depende, para idades jovens de carregamento (t_7), da máxima dimensão dos agregados leves, uma vez que os betões B e E apresentaram um coeficiente de fluência superior em 20%, em média, comparativamente aos betões C, F e D.

- Os betões da tipologia HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5), apesar de terem igual matriz ligante, têm diferentes combinações de agregados e, conseqüentemente, diferentes propriedades físicas e mecânicas. Contudo, apresentaram resultados muito próximos para os correspondentes coeficientes de fluência, tanto para t_7 como para t_{28} , provando a reduzida influência dos agregados leves na evolução e na amplitude do coeficiente de fluência. Assim, concluiu-se que os parâmetros da matriz ligante são os mais condicionantes na evolução do coeficiente de fluência, para betões com agregados de granulometria semelhante. Nos betões HC, o valor obtido para o rácio $\varphi_{c,t7}/\varphi_{c,t28}$ foi de 1,26, o qual é bastante inferior ao rácio obtido nos betões C e F ($\varphi_{c,t7}/\varphi_{c,t28}=1,65$). Uma vez que todos estes betões têm granulometria semelhante e uma dosagem de cimento muito próxima, a diferença deve-se, provavelmente, à adição, a qual influencia a maturidade do betão entre as diferentes idades de carregamento: nos betões HC usou-se adição de cinzas volantes (20% da massa de cimento); nos betões C e F usou-se adição de sílica de fumo (5% da massa de cimento).
- Ao comparar a evolução do coeficiente de fluência dos BEAL com as previsões dos principais códigos, verificou-se que, apesar de as curvas de previsão terem um desenvolvimento muito semelhante com a idade, existem diferenças elevadas de amplitude, quer entre códigos, quer entre as previsões destes e os resultados experimentais. Os códigos apresentam curvas com uma evolução mais acentuada, posteriormente aos 56 dias após o carregamento, comparativamente à reduzida evolução dos resultados experimentais. A previsão do ACI resulta em valores elevados do coeficiente de fluência, com os seguintes valores do rácio entre a previsão e os resultados experimentais ($\varphi_{c,cod}/\varphi_c$), para a idade mais avançada da caracterização experimental: valor médio de 1,38 e desvio de 0,18, para t_7 ; valor médio de 1,65 e desvio padrão de 0,20, para t_{28} . Por outro lado, o MC10 e o EC2 apresentam igual previsão, com valores mais coerentes e próximos dos resultados experimentais, comparativamente ao ACI, uma vez que os valores do rácio $\varphi_{c,cod}/\varphi_c$ foram os seguintes: valor médio de 1,25 e desvio padrão de 0,17, para t_7 ; valor médio de 1,35 e desvio padrão de 0,12, para t_{28} . A previsão do

MC10 e do EC2, apesar de ser conservativa, não é excessiva, tendo em consideração a reduzida variabilidade de resultados do coeficiente de fluência.

- As expressões de previsão do MC10 e do EC2, para o coeficiente de fluência dos BEAL, baseiam-se na previsão para BDN, mas são corrigidas pelo coeficiente η_E . Estes códigos, ao considerarem o valor médio da resistência à compressão dos BEAL, f_{kmp} , como um dos parâmetros essenciais na previsão da fluência, ignoram a elevada resistência da matriz ligante dos BEAL e, conseqüentemente, a reduzida deformação por fluência. No entanto, ao multiplicarem a previsão pelo coeficiente η_E , o qual depende da massa volúmica do BEAL, corrige essa diferença. Esta correcção, simples e indirecta, permite atenuar o erro cometido (considerar a resistência do betão em detrimento da resistência da matriz ligante); além disso, é coerente, na medida em que o coeficiente η_E é igualmente o parâmetro utilizado para corrigir a previsão do módulo de elasticidade dos BEAL, em relação à expressão dos BDN.
- Os resultados experimentais dos coeficientes de fluência dos BEAL mostraram uma tendência de evolução menor, após cerca de 56 dias após o carregamento. No sentido de corrigir a forma da curva de fluência do MC10 e do EC2, a qual é definida através do parâmetro $\beta_c(t, t_0)$, sem alterar a amplitude de valores a tempo infinito, ajustou-se o expoente α_{cr} dessa expressão (6.12). Assim, propõe-se o valor de 0,2 para esse expoente da curva dos BEAL, o qual permite um melhor ajuste aos resultados experimentais, comparativamente ao valor inicialmente definido de 0,3. Com esta correcção, o enquadramento da evolução das curvas de fluência é muito mais adequado, mantendo a diferença entre as amplitudes prevista e experimental, a longo prazo; ainda assim, e considerando as duas idades de carregamento, o rácio $\varphi_{c, cod} / \varphi_c$, para a idade mais avançada da caracterização experimental, variou entre 0,99 e 1,70, com valor médio de 1,37 e desvio padrão médio de 0,17. Ajustou-se uma correlação linear entre os coeficientes de fluência, experimental e previsto pelos códigos MC10 e EC2 com correcção da curva, concluindo-se que a previsão é superior, tendencialmente, em cerca de 33% relativamente aos resultados experimentais.

(ii) BEALAC

A evolução do coeficiente de fluência dos BEALAC (L2.00, L1.85 e L1.70) foi igualmente caracterizada, para carregamentos a t_7 e t_{28} ; estes betões, apesar de terem igual matriz ligante (com dosagem de cimento de 400 kg/m^3 e adições de 25% de cinzas volantes e 25% de fíler calcário, relativas à massa de cimento), têm diferentes selecções de agregados, resultando em elevadas diferenças de densidade, de resistência e de módulo de elasticidade. Compararam-se os resultados

obtidos com os principais códigos, à semelhança da análise efectuada para os BEAL, e obtiveram-se as conclusões apresentadas de seguida.

- Os BEALAC com maior massa volúmica, e consequentemente com maior resistência, têm menor amplitude do coeficiente de fluência; contudo, observou-se que as diferenças tendem a atenuar com a idade, provando igualmente a reduzida influência da massa volúmica dos agregados leves, comparativamente aos parâmetros da matriz ligante, na fluência do betão.
- Comparou-se a evolução entre os coeficientes de fluência dos BEALAC do tipo L (L2.00, L1.85 e L1.70) com a dos BEAL do tipo HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5) que, apesar de terem diferentes parâmetros da matriz ligante, têm ambos adição de cinzas volantes e os três pares de betões têm iguais selecções de agregados entre si, embora com diferentes proporções. O valor médio do rácio $\varphi_{e,t7}/\varphi_{e,t28}$ foi de 1,28 para os BEALAC do tipo L e de 1,26 para os betões HC, provando uma proporção semelhante entre os resultados para as duas idades de carregamento. Esta proximidade de valores deve-se, provavelmente, à semelhante adição de cinzas volantes, tendo-se obtidos valores superiores, nos BEAL, com adição de sílica de fumo.
- Os BEALAC apresentaram uma evolução do coeficiente de fluência mais acentuada ao longo do tempo, comparativamente aos BEAL, que tendem a estabilizar mais cedo. Este comportamento observou-se para as duas idades de carregamento, t_7 e t_{28} , e deve-se, provavelmente, ao maior volume da matriz da pasta ligante e da matriz de argamassa dos BEALAC. Assim, considerou-se que a forma da curva de fluência que melhor se ajusta aos resultados dos BEALAC é a obtida pela expressão do MC10 e do EC2 (6.12), em função do parâmetro $\beta_e(t,t_0)$, considerando o expoente inicial α_{cr} de 0,3.
- Comparando os resultados experimentais do coeficiente de fluência dos BEALAC com as previsões dos códigos, verificaram-se diferenças semelhantes às observadas para os BEAL: o ACI apresenta uma previsão com desvios significativos, principalmente para o carregamento aos 28 dias; a previsão do MC10 e do EC2, apesar de conservativa, é mais próxima dos resultados experimentais, com um rácio médio $\varphi_{e,calc}/\varphi_e$ de 1,19 para t_7 e 1,24 para t_{28} .

(iii) BLACRF

A evolução do coeficiente de fluência dos BLACRF foi caracterizada para carregamento a t_7 , com o objectivo de avaliar a influência da dosagem volumétrica de fibras na sua evolução e na amplitude da curva. Pela análise dos resultados obtidos, observou-se uma evolução semelhante à observada para os BEALAC e os valores entre os vários BLACRF não apresentam diferenças significativas. Assim, conclui-se que a introdução e o aumento da dosagem de fibras na matriz dos BLACRF não têm, aparentemente, influência na evolução da deformação de fluência.

7. Interfaces entre Betões de Diferentes Idades

A resistência das interfaces entre betões de diferentes idades é um parâmetro de extrema importância para o comportamento monolítico de estruturas de betão, tanto em obras em estruturas existentes envolvendo o reforço com uma nova camada de betão, como no caso de obras novas envolvendo elementos de betão com partes betonadas em alturas diferentes, e.g. elementos prefabricados com partes betonadas *in situ*. A utilização dos BEAL, nestes dois casos, permite obter soluções competitivas, na medida em que se reduz o peso próprio do conjunto. Destas aplicações resultam elementos estruturais compósitos, constituídos por partes em BEAL e/ou em BDN, betonadas com diferentes idades (Figura 7.1). Além das propriedades dos BDN e dos BEAL, que constituem estas soluções mistas, é essencial conhecer o comportamento da interface entre ambos, uma vez que desta depende o seu comportamento monolítico.



Figura 7.1 – Corte transversal de um elemento com interface entre BDN e BEAL.

7.1. Revisão bibliográfica

7.1.1. Quantificação da resistência da interface entre betões

A resistência da interface entre betões de diferentes idades é influenciada por vários parâmetros, tais como: a resistência à tracção do betão; a rugosidade do substrato, a retracção diferencial, a armadura de ligação, a adopção de ligantes [96]. Nas últimas décadas foram propostas várias expressões de cálculo da resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de betão de diferentes idades, baseadas maioritariamente na teoria do corte-atrito [21] (Figura 7.2).

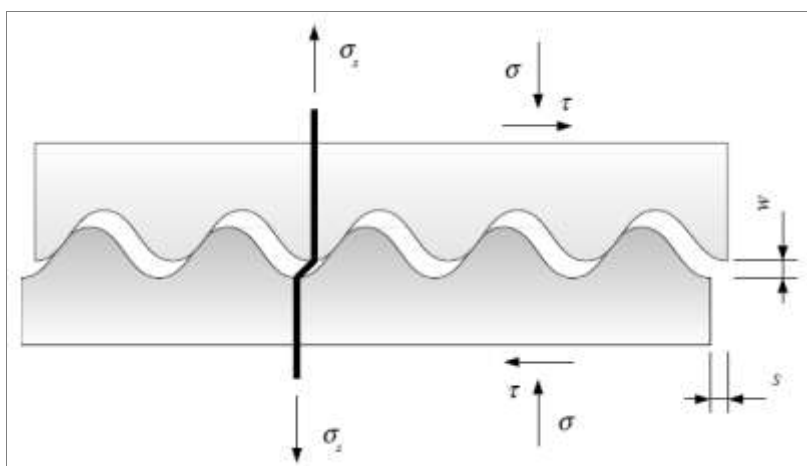


Figura 7.2 – Modelo “dentes de serra” utilizado na teoria do corte-atrito [162].

Santos [162] efectuou a revisão do trabalho de vários investigadores nesta área e identificou as contribuições mais relevantes para a quantificação da resistência ao corte da interface entre betões, ν_u (Tabela 7.1), apresentadas seguidamente: (i) Birkeland e Birkland [21] propuseram a primeira expressão linear, em função do coeficiente de atrito, μ , e da taxa de armadura que atravessa a interface, ρ ; (ii) Mattock e Hawkins [128] propuseram igualmente uma expressão linear, mas introduziram a parcela de coesão e a influência da tensão normal na parcela de atrito da interface; (iii) Loov [116] propôs uma expressão não linear e introduziu a parcela da resistência do betão; (iv) Walraven [187] apresentou uma expressão igualmente não linear, com coeficientes dependentes da resistência do betão; (v) Randl [156] incluiu, além das parcelas de coesão e atrito, a influência do efeito de ferrolho - *dowell action*; (vi) Santos [162] propôs duas expressões, uma apenas para a parcela da coesão e outra para a contribuição do atrito e da armadura de ligação, admitindo deslocamento relativo na interface (teoria de corte-atrito); além disso, propôs expressões para a quantificação dos coeficientes de coesão e atrito, em função dos parâmetros de rugosidade da interface.

Tabela 7.1 – Contribuições relevantes da resistência ao corte de interfaces [162].

| Investigador | Expressão | Notas/Limitações |
|-----------------------------------|--|---|
| Birkeland e Birkeland [21] (1966) | $v_u = \rho_s \cdot f_{sy} \cdot \mu$ | $\mu=1,7$ (monolítico) $\mu=1,4$ (interface rugosa) $\mu=0,8$ a $1,0$ (interfaces correntes) $\rho_s \leq 1,5\%$ $v_u \leq 5,5MPa$ $f_c \geq 27,6MPa$ |
| Mattock e Hawkins [128] (1972) | $v_u = 1,38 + 0,8(\rho_s \cdot f_{sy} + \sigma_n)$ | $\rho_s \cdot f_{sy} + \sigma_n \geq 1,38MPa$ $v_u \leq [0,3 \cdot f_c; 10,34MPa]$ |
| Loov [116] (1978) | $\frac{v_u}{f_c} = k \sqrt{\frac{\rho_s \cdot f_{sy} + \sigma_n}{f_c}}$ | $k=0,50$ (interfaces não fissuradas) |
| Walraven [187] (1987) | $v_u = C_1 (\rho_s \cdot f_{sy})^{C_2}$ | $C_1 = 0,822 f_c^{0,406}$; $C_2 = 0,159 f_c^{0,303}$. |
| Randl [156] (1997) | $v_u = c \cdot f_c^{1/3} + \mu(\rho_s \cdot k \cdot f_{sy} + \sigma_n) + \alpha \cdot \rho_s (f_{sy} \cdot f_c)^{1/2}$ | $c=0,4; \mu=0,8$ a $1,0$ (int. tratada com jacto de água) $c=0; \mu=0,7$ (int. tratada com jacto de areia) $c=0; \mu=0,5$ (int. lisa) $v_u \leq \beta \cdot v \cdot f_c$ |
| Santos [162] (2009) | Resistência apenas por coesão: $v_u = c \cdot f_c$ Resistência por corte-atrito: $v_u = \mu \cdot \sigma_n + \rho_s \cdot f_{sy} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$ | $c = \frac{1,062 R_{mm}^{0,145}}{2,6}$ $\mu = \frac{1,366 R_{mm}^{0,041}}{1,2}$ $v_u \leq 0,5 \cdot v \cdot f_c$ |

Uma vez que as expressões propostas por estes investigadores são consideravelmente diferentes e dependem de vários parâmetros, a evolução e amplitudes das expressões apresentam, por vezes, diferenças muito significativas [162]. Além disso, a contribuição da armadura de ligação na interface só é solicitada, significativamente, após a rotura desta por coesão [198], mobilizando as parcelas de atrito e a parcela da armadura por efeito de ferrolho [162, 178]. Assim, é necessário definir e identificar as expressões mais adequadas para as interfaces, não só com BDN, mas também com BEAL.

De referir que alguns investigadores realizaram estudos sobre a resistência de interfaces com BEAL, sendo as expressões resultantes sintetizadas na Tabela 7.2 [162]. Note-se que as expressões propostas para as interfaces com BEAL são semelhantes às identificadas para as interfaces entre BDN, com ajuste dos coeficientes às situações caracterizadas.

Tabela 7.2 – Contribuições relevantes da resistência ao corte de interfaces com BEAL [162].

| Investigador | Expressão | Notas/Limitações |
|---|--|--|
| Mattock, Li e Wang [129] (1976) | BEAL (todos os agregados leves) $v_u = 1,38 + 0,8(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n)$ | $v_u \leq [0,2 \cdot f_c; 5,52 MPa]$ (todos os agregados leves) $v_u \leq [0,2 \cdot f_c; 6,90 MPa]$ (agregados grossos leves) |
| | BEAL (agregados grossos leves) $v_u = 1,72 + 0,8(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n)$ | $\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n \geq 1,38 MPa$ |
| Raths [157] (1977) | BDN ou BEAL (monolítico) $v_u = \lambda \cdot 3,11(\rho_s \cdot f_{gy})^{1/2}$ | $\lambda = 1,00$ (BDN) $\lambda = 0,85$ (BEAL - agr. grossos leves) |
| | BDN ou BEAL (interface lisa) $v_u = \lambda \cdot 2,03(\rho_s \cdot f_{gy})^{1/2}$ | $\lambda = 0,75$ (BEAL - todos agr. leves) |
| Shaikh [168] (1978) | $v_u = \phi_s \cdot \rho_s \cdot f_{gy} \cdot \mu_c$ | $\mu_c = 6,9 \cdot \frac{\lambda^2 \cdot \mu}{v_u}$ |
| | | $\mu = 1,4$ (monolítico) $\mu = 1,0$ (int. rugosa) $\mu = 0,4$ (int. lisa) $\lambda = 1,00$ (BDN) $\lambda = 0,85$ (BEAL - agr. grossos leves) $\lambda = 0,75$ (BEAL - todos agr. leves) |
| Loov e Patnaik [117] (1994) | $v_u = k \cdot \lambda \cdot ((0,1 + \rho_s \cdot f_{gy}) \cdot f_c)^{1/2}$ | $k = 0,6$ (monolítico) $k = 0,5$ (compósito) |
| | | $\lambda = 1,00$ (BDN) $\lambda = 0,85$ (BEAL - agr. grossos leves) $\lambda = 0,75$ (BEAL - todos agr. leves) $v_u \leq 0,25 \cdot f_c$ |
| Mattock [130] (2001) | $v_u = K_1 + 0,8(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n)$ | $v_u \leq [0,2 \cdot f_c; 8,27 MPa]$ $K_1 = 1,72 MPa$ (BEAL - agr. grossos leves) $K_1 = 1,38 MPa$ (BEAL - todos agr. leves) |
| | $(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n) \geq \frac{K_1}{1,45}; v_u \geq 1,55 \cdot K_1$ $v_u = 2,25(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n)$ $(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n) < \frac{K_1}{1,45}; v_u < 1,55 \cdot K_1$ | |
| Papanicolaou e Triantafyllou [151] (2002) | Interface lisa $v_u = 0,3(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n) + 1,7(f_a)^{1/2}$ | $f_a = 0,2 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot (0,4 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2000})$ Interfaces entre BEAL com agregados de pedra-pomes e BED |
| | Interface rugosa $v_u = 0,45(\rho_s \cdot f_{gy} + \sigma_n) + 1,4(f_a)^{1/2}$ | |

7.1.2. Previsão dos códigos para a resistência longitudinal de interfaces

As expressões apresentadas nos códigos de estruturas de betão adoptados no presente trabalho, para quantificação da resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de betão de diferentes idades, baseiam-se na teoria do corte-atrito, sendo função de quatro parâmetros: resistência do betão mais fraco; tensão normal à interface; armadura que atravessa a interface; e rugosidade da superfície do substrato.

As expressões propostas pelo EC2 e pelo MC10, para determinar o valor de cálculo da resistência ao corte longitudinal da interface entre betões de diferentes idades, são iguais e constituídas por três parcelas (7.1).

$$v_u = c \cdot f_{ct} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_s \cdot f_{yt} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha); \quad v_u \leq 0,5 \cdot v \cdot f_c \quad (7.1)$$

Estas dependem, além das propriedades resistentes dos materiais, dos coeficientes de rugosidade, indicados na Tabela 7.3: coesão, c ; e atrito, μ . Apesar de apresentarem diferenças na proposta do coeficiente de coesão, o resultado de previsão é muito próximo. O MC10 apresenta ainda uma expressão mais específica, que permite estimar a resistência ao corte, com base na expressão proposta por Randl [156], em função da coesão, do atrito e do efeito de ferrolho. Porém, esta foi definida para duas situações específicas e não apresenta os coeficientes de uma forma abrangente.

Tabela 7.3 – Coeficientes de coesão e de atrito, propostos pelo EC2 e pelo MC10.

| Tipo de substrato | EC2 [140] | | MC10 [26] | |
|-------------------|------------|-------|------------|-------|
| | c | μ | c | μ |
| Muito liso | 0,025-0,10 | 0,50 | 0,025-0,10 | 0,50 |
| Liso | 0,20 | 0,60 | 0,35 | 0,60 |
| Rugoso | 0,40 | 0,70 | 0,45 | 0,70 |
| Muito rugoso | 0,50 | 0,90 | 0,50 | 0,90 |

A expressão proposta pelo ACI depende de uma única parcela, desprezando a resistência por coesão e a influência da tensão normal da interface no atrito (7.2). O coeficiente de atrito depende, para os BEAL (Tabela 7.4), da rugosidade da interface e do coeficiente λ , o qual assume valores de 0,75 a 0,85, consoante se usam areias leves e normais ou se usam areias normais.

$$v_u = \rho_s \cdot f_{yt} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (7.2)$$

Tabela 7.4 – Coeficiente de atrito proposto pelo ACI [4].

| Tipo de substrato | μ |
|--|---------------------|
| Betão colocado contra substrato de betão não rugoso | $0,6 \cdot \lambda$ |
| Betão colocado contra substrato de betão intencionalmente rugoso | $1,0 \cdot \lambda$ |
| Betão colocado monoliticamente | $1,4 \cdot \lambda$ |

A avaliação da rugosidade da superfície do substrato é maioritariamente qualitativa, baseada apenas na inspecção visual, a qual conduz à classificação geral da superfície em quatro classes: muito lisa; lisa; rugosa; e indentada (ou muito rugosa). Esta abordagem qualitativa é falível na medida em que é subjectiva, dependendo, geralmente, do critério do observador.

Contudo, é possível estabelecer uma classificação quantitativa, logo mais rigorosa, da rugosidade do substrato, através de parâmetros específicos, nomeadamente [164]: altura máxima do pico (R_p); altura média do pico (R_{pm}); profundidade máxima do vale (R_v); profundidade média do vale (R_{vm}); rugosidade média (R_a).

7.1.3. Parâmetros que influenciam a resistência da interface

Nos trabalhos de investigação desenvolvidos sobre este assunto, os parâmetros identificados como sendo os mais relevantes para a resistência das interfaces entre betões de diferentes idades são os seguintes: (i) a rugosidade do substrato; (ii) a resistência do betão; (iii) o nível da tensão normal na interface; (iv) a resistência da armadura de ligação, traduzida pelo produto entre a percentagem de armadura e a tensão de cedência do aço que a constitui; e (v) o ângulo que a armadura que atravessa a interface faz com esta.

Santos [162] caracterizou a influência de outros parâmetros no comportamento de interfaces entre camadas de BDN com diferentes idades, nomeadamente a retracção e a rigidez diferenciais. Nas interfaces com BEAL, a retracção diferencial não deverá constituir um parâmetro com a relevância das interfaces entre BDN, devido à cura melhorada e à reduzida retracção destes betões, proporcionadas pela hidratação prolongada da matriz ligante.

Relativamente à rigidez diferencial, uma vez que o módulo de elasticidade do BEAL pode ser bastante inferior ao do BDN, dependendo da resistência e densidade do BEAL usado, a rigidez diferencial poderá ter uma influência significativa no comportamento da interface [43]. Além disso, a resistência da matriz ligante, geralmente bastante superior à resistência final do BEAL, devido à redução de resistência intrínseca aos agregados leves, é igualmente ignorada pelas expressões de previsão da resistência da interface. Adicionalmente, a elevada resistência da matriz ligante dos BEAL terá, previsivelmente, uma influência no comportamento da resistência da interface [29], principalmente na parcela de coesão; porém, a parcela de atrito pós rotura, poderá ser também influenciado pela configuração de rotura ao corte dos BEAL. Assim, é fundamental caracterizar adequadamente cada um das parcelas, em função dos parâmetros que as influenciam.

No que respeita à parcela da armadura de ligação, é fundamental quantificar o seu efeito na resistência da interface, antes e após a rotura da interface e a ocorrência do respectivo deslocamento relativo. Júlio *et al.* [96] quantificaram, por análise experimental complementada com modelação numérica, a influência da percentagem de armadura de ligação na resistência ao corte da interface, provando a influência aproximadamente linear desta, após a rotura da interface, por mobilização do atrito e do efeito de ferrolho - *dowel action*. O modo de rotura devido ao efeito de ferrolho pode ser por plastificação dos varões, com o correspondente

esmagamento do betão na zona de deformação, ou por planos de fissura do betão, no alinhamento dos varões de ligação. No caso de interfaces com BEAL, as diferenças de rigidez do betão, e particularmente a menor rigidez dos agregados leves, influenciam a deformação dos varões, sobretudo devido ao esmagamento do betão envolvente [53]. Assim, os modos de deformação e de rotura apresentam diferentes comportamentos nos BEAL, comparativamente aos BDN. Além disso, a maioria das expressões considera a soma das parcelas de coesão, de atrito e da armadura de ligação, em simultâneo na quantificação da resistência. Contudo, deve ser devidamente caracterizada a resistência da interface com BEAL, antes e após a rotura da interface, e quantificada a influência dos principais parâmetros nos respectivos valores de resistência de ambas as fases, nomeadamente: (i) a rugosidade do substrato; (ii) a resistência dos betões; (iii) a resistência do BEAL adicionado e a da respectiva matriz ligante; (iv) o nível de tensão normal na interface; e (v) a variação da taxa de armadura de ligação na interface.

No sentido de estudar diferentes tipos de interfaces BDN/BEAL, foram consideradas diferentes composições de betão e efectuou-se um estudo experimental, apresentado seguidamente, para avaliar a influência dos parâmetros referidos na resistência de interfaces com BEAL.

7.2. Caracterização experimental de interfaces com BEAL

Com o objectivo de quantificar a resistência de interfaces com BEAL, definiu-se um estudo experimental, considerando diferentes tipos de betão do substrato, diferentes tipos de betão adicionado e diferentes tipos de rugosidade do substrato. Para efectuar a caracterização da resistência das interfaces resultantes, realizaram-se os seguintes ensaios: (i) caracterização dos parâmetros de rugosidade da interface; (ii) ensaio de corte inclinado; (iii) ensaio de tracção por compressão diametral; (iv) ensaio de duplo corte, com variação da tensão normal; e (v) ensaio de duplo corte com armadura de ligação.

7.2.1. Betões e parâmetros estudados

Para a caracterização experimental da resistência de interfaces com betões de diferentes idades, definiram-se os seguintes betões: (i) três BEAL do tipo HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5), com a mesma matriz ligante, mas com diferentes valores de densidade e de resistência; (ii) um BDN, com a designação N2.4.

O estudo da composição dos betões HC está apresentado no Capítulo 3 e a caracterização das suas propriedades é indicada nos Capítulos 5 e 6. Apesar de terem a mesma matriz ligante, apresentam, através da selecção e ajuste de diferentes combinações de agregados, diferentes valores de densidade, de resistência à compressão e de módulo de elasticidade. O betão N2.4 foi

estudado para se obter uma resistência à compressão, especificada, de 50 MPa. O método usado na sua composição foi o mesmo que se desenvolveu para os BEAL, apresentado na Secção 3.3; no entanto, e uma vez que se utilizam apenas agregados de densidade normal, os parâmetros correctivos, desenvolvidos para os agregados leves, não se aplicam. A dosagem de cimento, CEM II/A-L 42,5R, foi de 340 kg/m³ e usaram-se dois tipos de adjuvante: Sika Viscocrete® 20HE, com dosagem de 0,5% da massa de cimento, para melhorar a trabalhabilidade; Sika® Control 40, um adjuvante redutor de retracção, com dosagem de 1,0% da massa de cimento. Os agregados de densidade normal utilizados foram os caracterizados na Secção 2.2.2, duas areias (FS e MS) e dois agregados grossos (A4/8 e Br1). Os parâmetros da composição do betão N2.4 apresentam-se na Tabela 7.5 e as dosagens volumétricas dos agregados, bem como as previsões da resistência e do módulo de elasticidade do betão (f_c e E_c), apresentam-se na Tabela 7.6. O betão N2.4 e os BEAL do tipo HC apresentam diferentes valores de resistência na matriz da pasta ligante, f_{bp} , 50 MPa e 90 MPa, respectivamente. A resistência do betão N2.4 é aproximadamente igual à da pasta mas a resistência dos BEAL é influenciada pela redução intrínseca aos agregados leves, resultando em diferentes valores para a resistência à compressão, f_{comp} , entre 45 e 76 MPa.

Tabela 7.5 – Parâmetros de composição do betão N2.4.

| BDN | CEM II (kg/m ³) | σ | Ar (%) | Água efectiva (dm ³ /m ³) | A/C=A/L | Classe consist. | ρ (kg/m ³) |
|------|--------------------------------|----------|-----------|---|---------|--------------------|--------------------------------|
| N2.4 | 350 | 0,805 | 2,0 | 170 | 0,50 | S4 | 2350 |

Tabela 7.6 – Dosagens dos agregados e previsões das propriedades do betão N2.4.

| BDN | Agregados (dosagens em dm ³ /m ³) | | | | $f_c=f_{bp}$ (MPa) | E_c (GPa) |
|------|--|------|-----|-----|-----------------------|----------------|
| | Br1 | A4/8 | MS | FS | | |
| N2.4 | 245 | 105 | 243 | 104 | 50 | 34 |

O resumo dos valores médios obtidos para as propriedades do betão N2.4 e dos BEAL do tipo HC, caracterizados para os 28 dias de idade, consta na Tabela 7.7. São igualmente apresentadas as evoluções, com a idade, dos valores médios das resistências à compressão e do módulo de elasticidade, juntamente com as respectivas curvas de endurecimento, respectivamente na Figura 7.3 e na Figura 7.4.

A evolução da retracção destes betões apresenta-se ainda na Figura 7.5, onde se observam reduzidas amplitudes nos BEAL, devida à cura interna, e no betão N2.4, devida ao uso do adjuvante redutor de retracção.

Tabela 7.7 – Valores médios das propriedades dos betões N2.4 e HC.

| Betão | ρ (kg/m ³) | f_{cm} (MPa) | f_{ctm} (MPa) | E_{ctm} (GPa) |
|-------|-----------------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| N2.4 | 2350 | 52,2 | 3,9 | 33,6 |
| HC1.9 | 1900 | 75,2 | 4,8 | 27,1 |
| HC1.7 | 1700 | 64,5 | 3,7 | 21,8 |
| HC1.5 | 1500 | 44,1 | 2,6 | 14,6 |

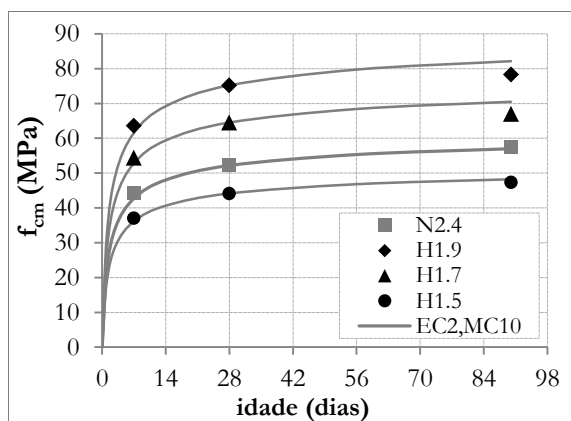


Figura 7.3 – Evolução da f_{cm} dos betões: N2.4 e do tipo HC.

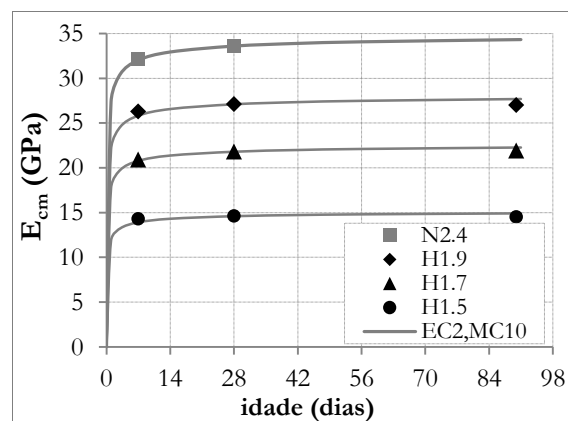


Figura 7.4 – Evolução do E_{cm} dos betões: N2.4 e do tipo HC.

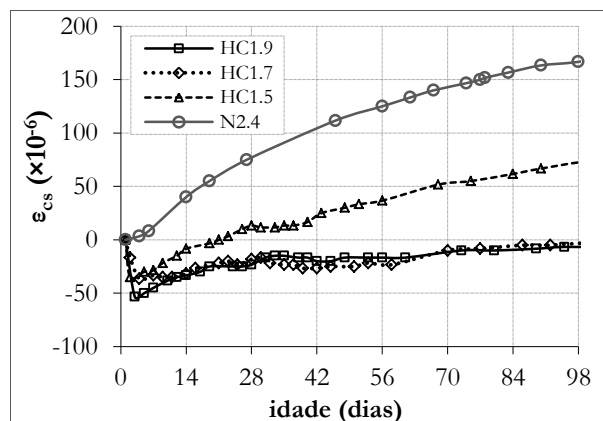


Figura 7.5 – Evolução da retração, ϵ_{cs} , dos betões: N2.4 e do tipo HC.

Na Figura 7.6, apresentam-se as imagens das superfícies de rotura dos betões N2.4 e HC, onde é possível identificar os diferentes tipos de agregados, e a sua distribuição, na matriz de cada betão.

Para efectuar a caracterização da resistência de interfaces entre camadas de betão, com 28 dias de diferença de idades, utilizaram-se dois tipos de betão do substrato, N2.4 e HC1.5.

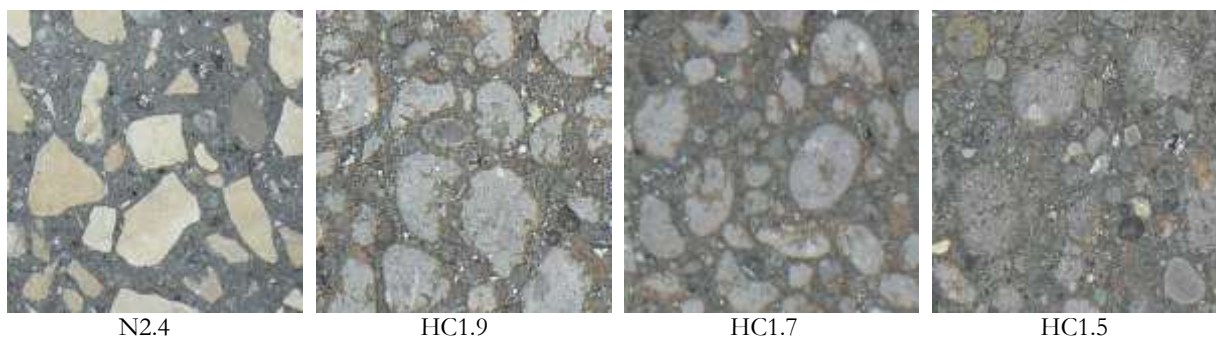


Figura 7.6 – Imagens das superfícies de rotura dos provetes dos betões N2.4 e do tipo HC.

Nos provetes com betão de substrato N2.4 foram considerados quatro tipos de betão adicionado (N2.4, HC1.9, HC1.7 e HC1.5), combinados com cinco tipos de rugosidade do substrato (Figura 7.7): (i) superfície lisa (L), moldada contra cofragem metálica, sem tratamento; (ii) superfície tratada com escovagem de aço (E), em estado endurecido; (iii) superfície tratada com jacto de granalha (G), em estado endurecido; (iv) superfície com ranhurado (R), efectuado no betão fresco, originando sulcos com profundidade e largura de cerca de 10 mm e com 5 cm de afastamento; (v) superfície desactivada quimicamente (D), através da aplicação de inibidor de presa superficial na face de cofragem da interface, removendo a matriz ligante superficial após a desmoldagem, com água corrente e escovagem ligeira.

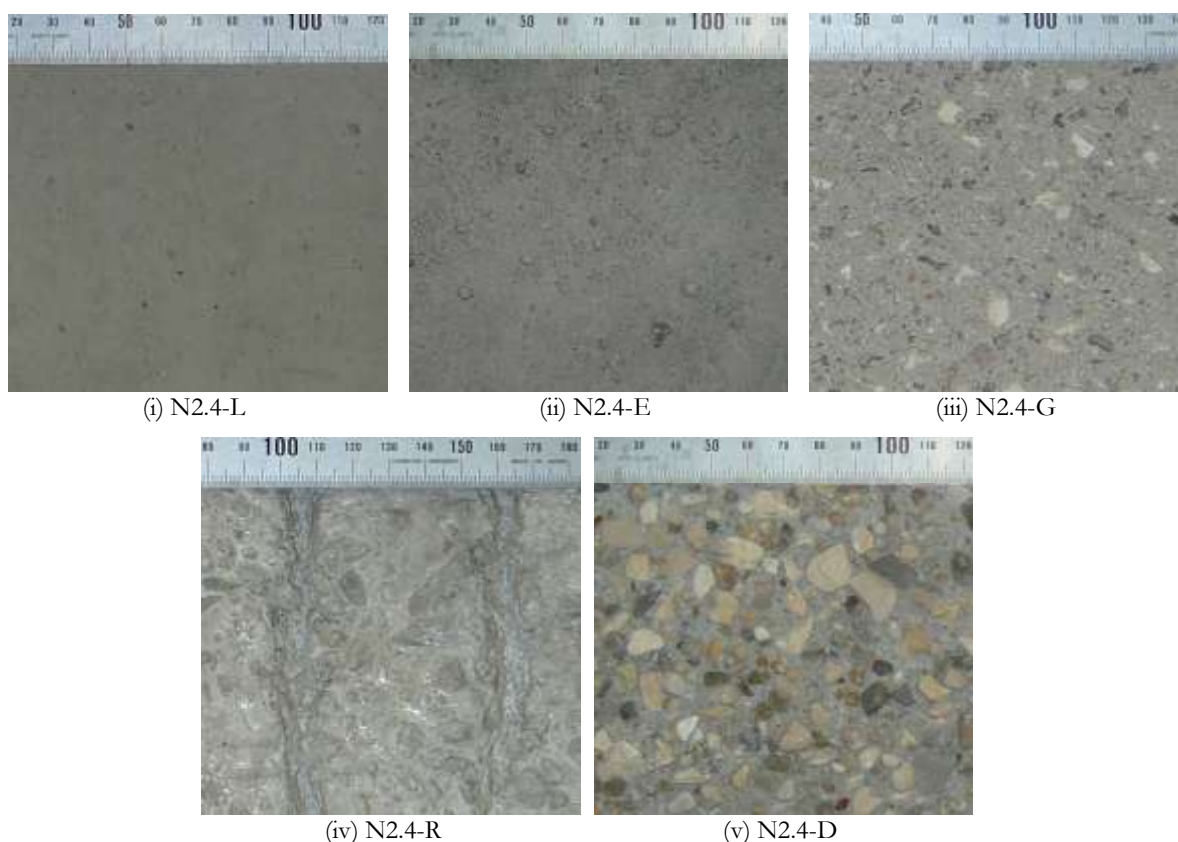


Figura 7.7 – Imagens das superfícies do betão de substrato em BDN-N2.4.

Nos provetes com betão de substrato HC1.5 consideraram-se dois tipos de betão adicionado (HC1.7 e HC1.9) e três tipos de rugosidade, Figura 7.8: (i) superfície lisa (L), moldada contra cofragem metálica; (ii) superfície conforme betonada, sem tratamento posterior (S); (iii) superfície moldada e desactivada quimicamente (D).

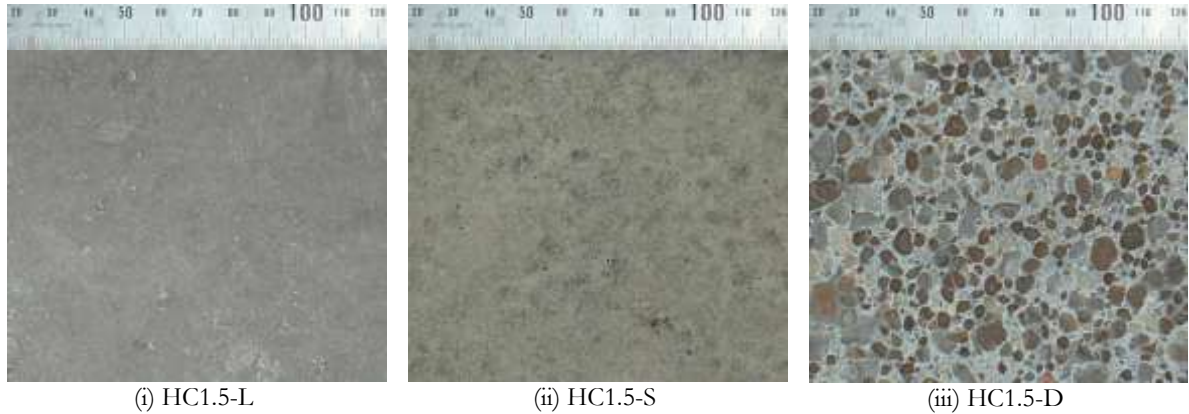


Figura 7.8 – Imagens das superfícies do betão de substrato em BEAL-HC1.5.

A armadura utilizada nas interfaces dos provetes de corte directo foi constituída por varões de aço, da classe A400-NR, com três diâmetros: 6 mm; 8 mm; 10 mm. Apesar de serem varões com classe de resistência normalizada, efectuaram-se ensaios de tracção em provetes com os varões e diâmetros utilizados, tendo sido obtidas as relações tensão-extensão apresentadas na Figura 7.9.

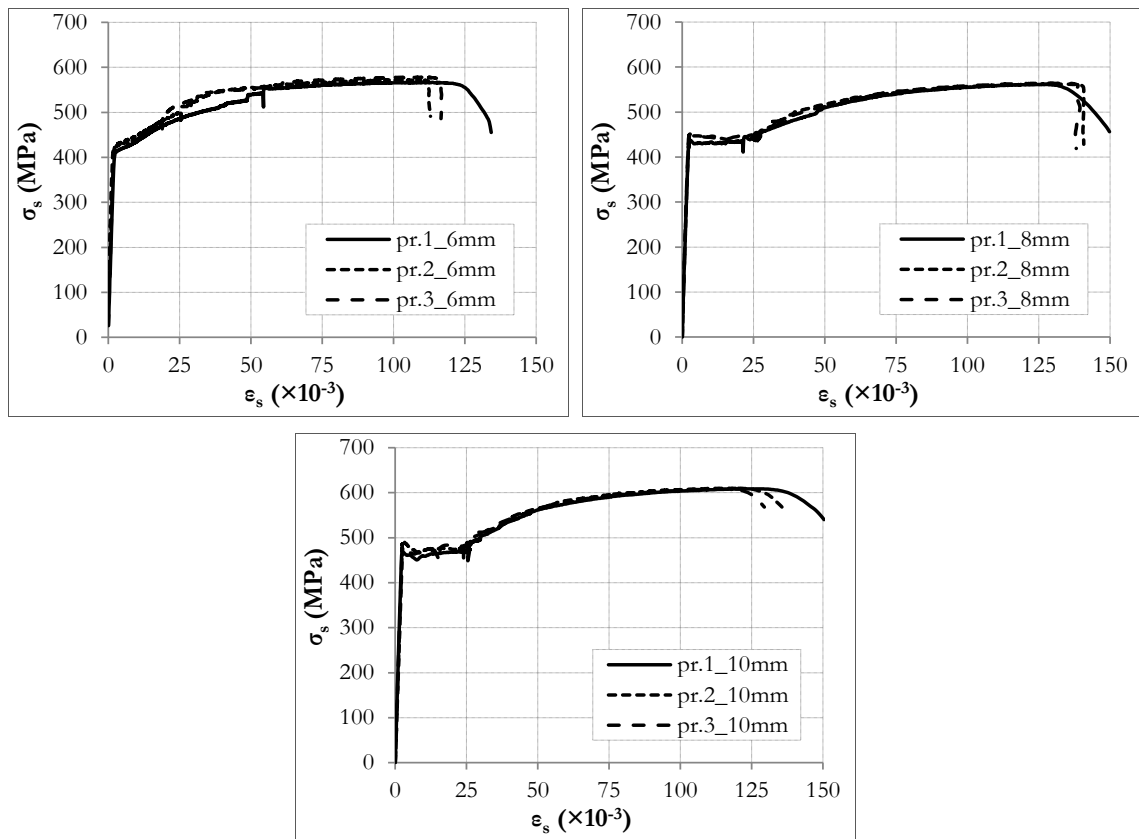


Figura 7.9 – Relação σ - ϵ , obtida no ensaio de tracção dos varões de aço A400-NR.

Observou-se um comportamento elástico linear até à tensão de cedência, que foi cerca de 450 MPa. Seguidamente registou-se o patamar de cedência, até ao valor da extensão de cerca de 20×10^{-3} , com posterior endurecimento até à rotura; os valores médios da tensão última e da extensão última dos varões foram de 585 MPa e 125×10^{-3} , respectivamente.

7.2.2. Rugosidade das interfaces

Os códigos propõem, geralmente, uma avaliação qualitativa da rugosidade da superfície do substrato, baseada apenas na inspecção visual, a qual conduz à classificação da superfície em quatro classes: muito lisa; lisa; rugosa; e indentada. Esta abordagem qualitativa é subjectiva, uma vez que depende do observador. Contudo, é possível estabelecer uma classificação quantitativa, logo mais rigorosa, da rugosidade do substrato, através de parâmetros específicos, nomeadamente [164]: altura máxima do pico (R_p); altura média do pico (R_{pm}); profundidade máxima do vale (R_v); profundidade média do vale (R_{vm}); rugosidade média (R_a). Estes parâmetros podem ser avaliados através de equipamentos específicos de medição, com os quais se obtém o perfil da superfície do substrato. Santos *et al.* [163] desenvolveram um rugosímetro laser 2D que permite a medição do perfil de rugosidade, para posterior determinação dos correspondentes parâmetros. Esse equipamento foi usado para obter o perfil das rugosidades das superfícies do substrato, apresentando-se na Figura 7.10 e na Figura 7.11 exemplos de cada perfil de rugosidade considerado. De referir que, para cada situação, efectuaram-se dez leituras.

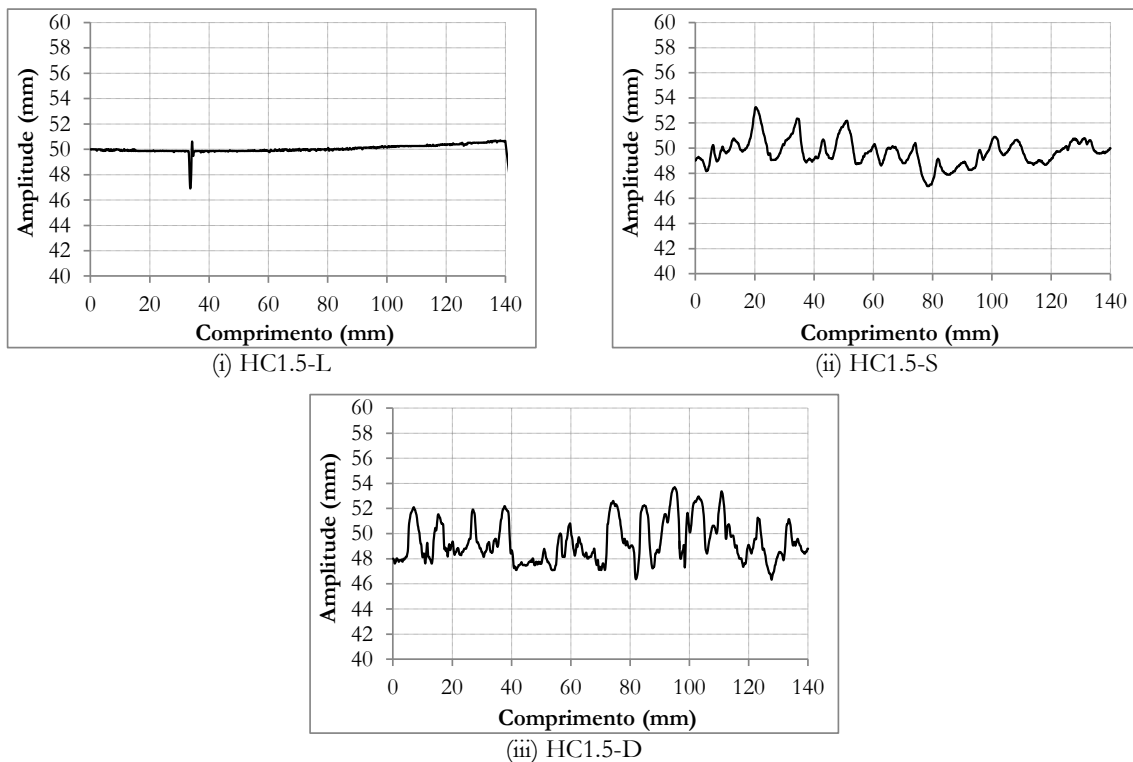


Figura 7.10 – Perfil das superfícies do betão de substrato em BEAL-HC1.5.

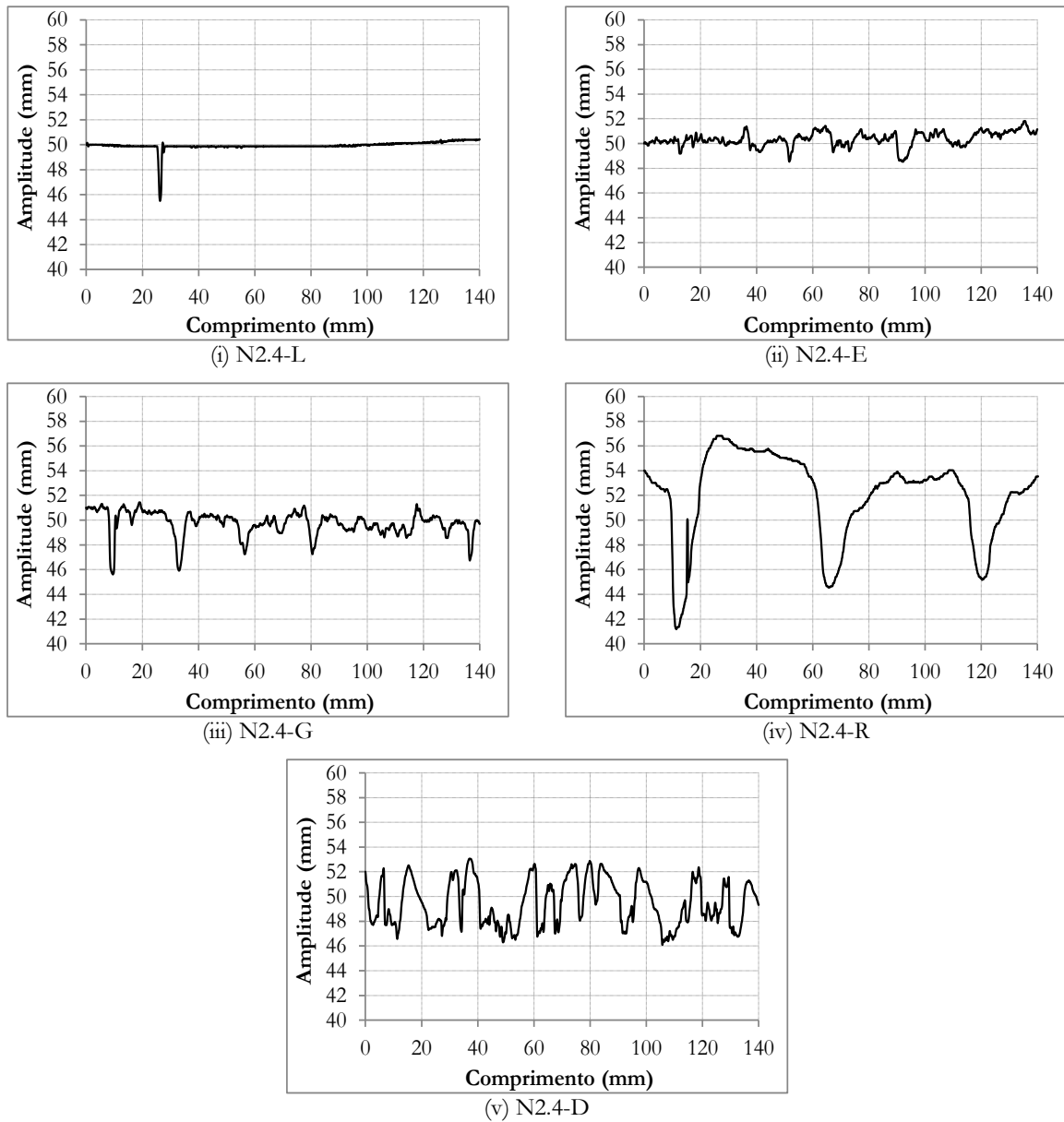


Figura 7.11 – Perfil das superfícies do betão de substrato em BDN-N2.4.

Os valores dos principais parâmetros de rugosidade (R_a , R_p , R_{pm} , R_v e R_{vm}), correspondentes às rugosidades consideradas, foram calculados através das leituras dos perfis obtidos com o rugosímetro laser [163]. Os valores médios e os correspondentes desvios padrão, para cada tipo de superfície, apresentam-se na Tabela 7.8.

Tabela 7.8 – Parâmetros de rugosidade das superfícies estudadas.

| Parâmetro | Substrato N2.4 | | | | | Substrato HC1.5 | | | |
|------------------|----------------|--------|--------|--------|--------|-----------------|---------|---------|------|
| | N2.4-L | N2.4-E | N2.4-G | N2.4-D | N2.4-R | HC1.5-L | HC1.5-S | HC1.5-D | |
| R_a (mm) | média | 0,17 | 0,32 | 0,67 | 2,17 | 1,91 | 0,14 | 0,85 | 1,45 |
| | desvio | 0,05 | 0,11 | 0,19 | 0,76 | 0,68 | 0,04 | 0,32 | 0,41 |
| R_p (mm) | média | 0,57 | 0,99 | 2,15 | 5,11 | 5,53 | 0,40 | 3,36 | 4,41 |
| | desvio | 0,17 | 0,44 | 0,89 | 0,65 | 4,18 | 0,14 | 1,11 | 0,35 |
| R_{pm} (mm) | média | 0,23 | 0,46 | 1,38 | 4,21 | 3,16 | 0,18 | 1,97 | 3,57 |
| | desvio | 0,06 | 0,14 | 0,32 | 0,50 | 0,96 | 0,06 | 0,37 | 0,27 |
| R_v (mm) | média | 2,25 | 2,56 | 4,00 | 4,90 | 9,48 | 2,06 | 2,31 | 3,70 |
| | desvio | 1,27 | 1,18 | 1,82 | 1,40 | 1,54 | 0,71 | 0,73 | 0,58 |
| R_{vm} (mm) | média | 0,63 | 1,04 | 2,31 | 3,56 | 6,87 | 0,50 | 1,36 | 2,62 |
| | desvio | 0,23 | 0,75 | 0,93 | 0,51 | 1,08 | 0,15 | 0,34 | 0,37 |

7.2.3. Ensaio de tracção por compressão diametral

No ensaio de tracção da interface por compressão diametral utilizaram-se provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (Figura 7.12), cujas metades, com interface diametral, são constituídas por betões com diferentes idades. Para este ensaio, consideraram-se dois tipos de betão de substrato (N2.4 e HC1.5), com as respectivas rugosidades caracterizadas na Secção 7.2.2., e quatro tipos de betão adicionado (N2.4, HC1.9, HC1.7 e HC1.5).

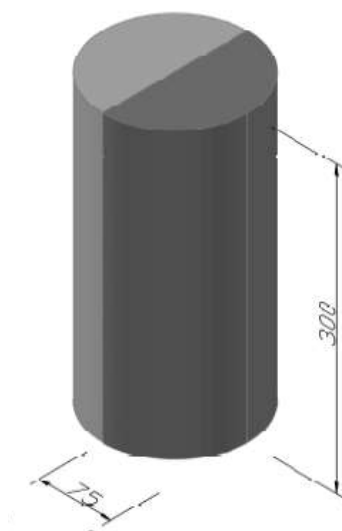


Figura 7.12 – Dimensões, em mm, dos provetes de compressão diametral.

7.2.3.1. Preparação dos provetes

Os provetes foram produzidos em duas fases, primeiro com a betonagem do substrato, seguida da betonagem com o betão adicionado. As metades dos provetes, cuja rugosidade da interface do substrato resulta da face moldada sem ou com tratamento, produziram-se nos respectivos moldes

metálicos, separadas por chapa de aço, colocada diametralmente (Figura 7.13.a); as metades dos provetes, cuja interface resulta da face de superfície livre, produziram-se em cada metade do molde metálico aberto e colocado na horizontal (Figura 7.13.b).



(a) moldagem com chapa na vertical

(b) moldagem horizontal

Figura 7.13 – Produção das metades de substrato dos provetes do ensaio de compressão diametral.

As metades produzidas foram curadas com imersão em tanque de água a 20°C de temperatura. O tratamento das metades com rugosidades E e G foi efectuado em estado endurecido, 21 dias após a sua produção.

Realizou-se a produção final dos provetes, através da betonagem final com o respectivo betão adicionado, 28 dias após a produção das metades de substrato. Após a limpeza e humedecimento da interface, colocaram-se as metades de substrato no interior dos moldes prismáticos e betonou-se directamente (Figura 7.19).



Figura 7.14 – Preparação e betonagem final dos provetes de compressão diametral.

Os provetes foram desmoldados às 24 horas e curados, durante 14 dias, em tanque de água a 20 °C de temperatura; posteriormente foram armazenados em laboratório até ao dia de ensaio.

7.2.3.2. Realização dos ensaios

Os ensaios de tracção na interface, por compressão diametral, realizaram-se 28 dias após a betonagem final dos provetes, aplicando a carga à velocidade de 2 kN/s até à rotura (Figura 7.15); para cada situação foram ensaiados três provetes; em função do tratamento da superfície da interface, observou-se a ocorrência de dois tipos de rotura, mencionados anteriormente: coesiva - monolítica (Figura 7.16.a); adesiva - pela interface (Figura 7.16.b).

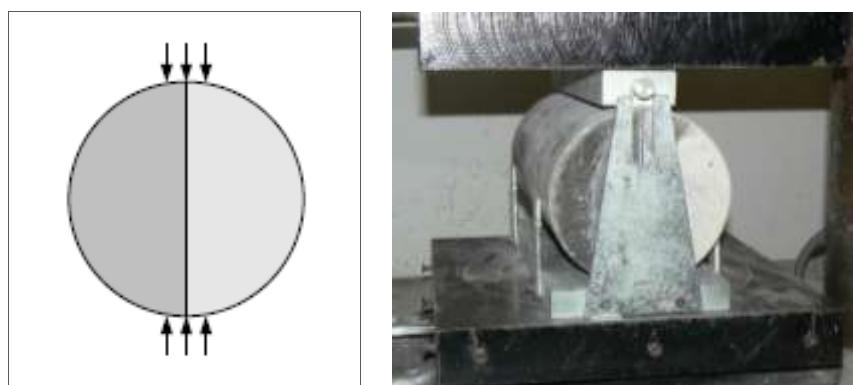


Figura 7.15 – Ensaio de tracção na interface por compressão diametral.

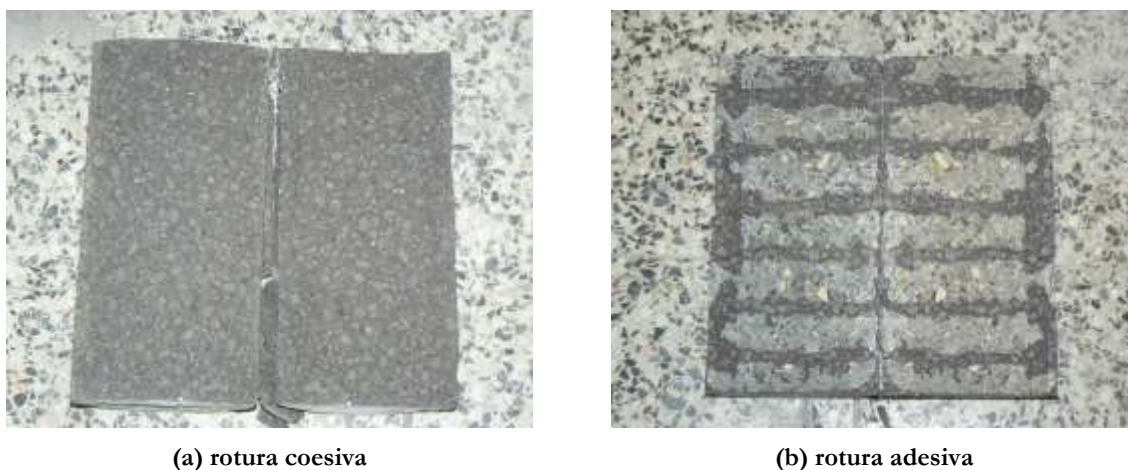


Figura 7.16 – Tipos de rotura do ensaio de tracção na interface.

7.2.4. Ensaio de corte inclinado

No ensaio de corte inclinado - *slant-shear test* - utilizaram-se provetes prismáticos com $150 \times 150 \times 450 \text{ mm}^3$, em que a interface forma um ângulo de 30° com o eixo longitudinal do prisma, resultando na configuração apresentada na Figura 7.17. Para este ensaio, consideraram-se dois tipos de betão de substrato (N2.4 e HC1.5), com as respectivas rugosidades caracterizadas na Secção 7.2.2., e os quatro tipos de betão adicionado (N2.4, HC1.9, HC1.7 e HC1.5).

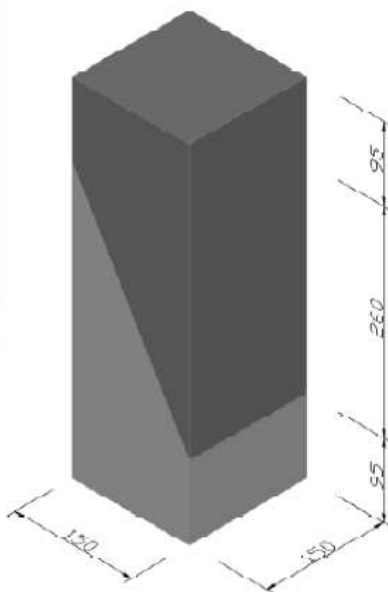


Figura 7.17 – Dimensões, em *mm*, dos provetes de corte inclinado.

7.2.4.1. Preparação dos provetes

Os provetes foram produzidos em duas fases: betonagem do betão de substrato; betonagem do betão adicionado. As metades dos provetes, cuja rugosidade da interface do substrato resulta da face moldada sem ou com tratamento, produziram-se nos respectivos moldes metálicos, com as dimensões finais, separadas por chapa de aço quinada com o respectivo ângulo (Figura 7.18.a); as metades dos provetes, cuja interface resulta da face de superfície livre, produziram-se individualmente em cada molde metálico, originando o ângulo de inclinação a 30° através de estrutura metálica de suporte dos provetes, construída para o efeito (Figura 7.18.b).

As metades dos provetes assim produzidas foram curadas com imersão em tanque de água a 20°C de temperatura. O tratamento das suas superfícies com rugosidades E e G foi efectuado em estado endurecido, 21 dias após a sua produção.

Posteriormente, aos 28 dias de idade das metades de substrato, procedeu-se à produção final dos provetes, através da betonagem final com o respectivo betão adicionado. Para o efeito, após limpeza e humedecimento da interface, colocaram-se as metades de substrato no interior dos moldes prismáticos e betonou-se directamente contra a interface (Figura 7.19).



(a) moldagem com chapa quinada nos moldes



(b) moldagem com moldes inclinados

Figura 7.18 – Produção das metades de substrato dos provetes de corte inclinado.



Figura 7.19 – Preparação e betonagem final dos provetes de corte inclinado.

Os provetes resultantes foram desmoldados às 24 horas e curados, durante 14 dias, em tanque de água a 20°C de temperatura; posteriormente armazenaram-se em paletes (Figura 7.20), em ambiente de laboratório, até ao dia de ensaio.



Figura 7.20 – Provetes do ensaio de corte inclinado.

7.2.4.2. Realização dos ensaios

Os ensaios de corte *slant-shear* realizaram-se 28 dias após a betonagem final, aplicando a carga à velocidade de 5 kN/s até à rotura (Figura 7.21); para cada situação foram caracterizados três provetes. Verificou-se a ocorrência de dois tipos de rotura, mencionados anteriormente: (i) rotura monolítica (Figura 7.22.a), igualmente designada de “coesiva”; e (ii) rotura pela interface (Figura 7.22.b), também designada de “adesiva”.

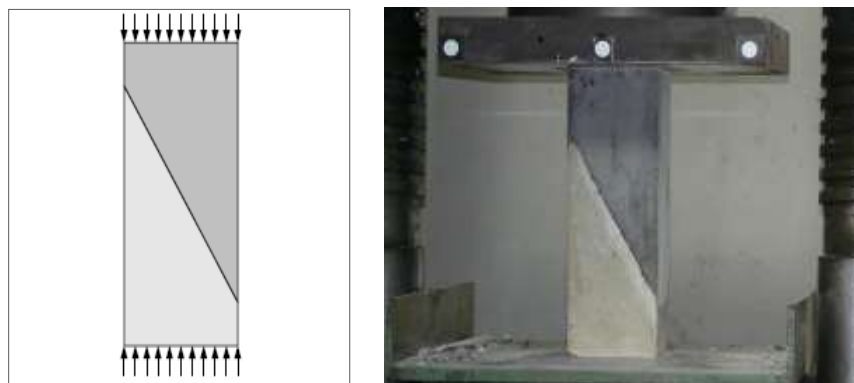
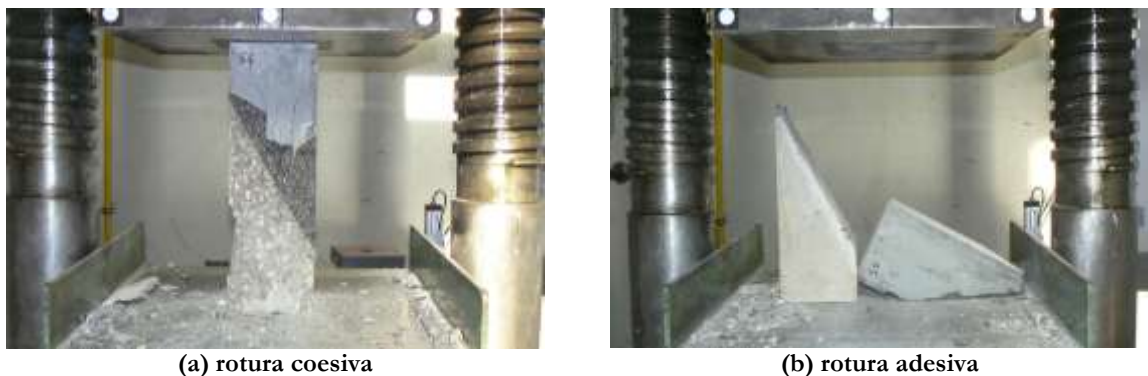


Figura 7.21 – Ensaio de provete de corte inclinado.



(a) rotura coesiva

(b) rotura adesiva

Figura 7.22 – Tipos de rotura do ensaio em provetes de corte inclinado.

7.2.5. Ensaio de duplo corte da interface com tensão normal

No ensaio de duplo corte da interface, com variação da respectiva tensão normal, utilizaram-se os provetes apresentados na Figura 7.23, constituídos por três partes de $100 \times 200 \times 250 \text{ mm}^3$, sendo as exteriores de substrato e a central de betão adicionado; com o desnível considerado, entre as três partes de cada provete, as dimensões de cada interface são de $200 \times 200 \text{ mm}^2$.

Para estes ensaios, utilizou-se apenas um tipo de betão de substrato (N2.4), com quatro tipos de betão adicionado (N2.4, HC1.9, HC1.7 e HC1.5), combinado com três tipos de rugosidade (L, G e R), e três níveis de tensão normal na interface.

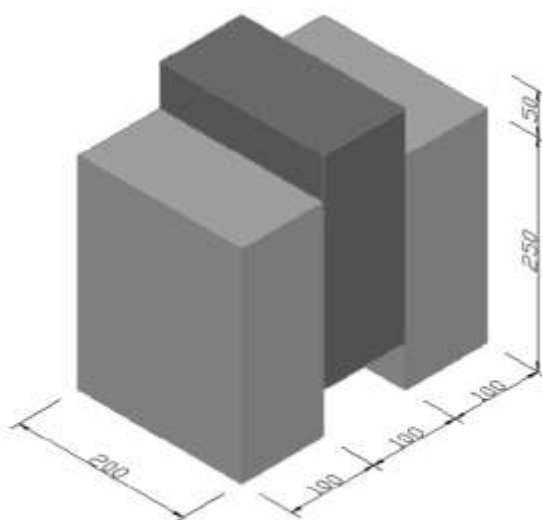


Figura 7.23 – Dimensões, em mm , do provete de ensaio de duplo corte da interface.

7.2.5.1. Preparação dos provetes

À semelhança dos anteriores, os provetes para o ensaio de duplo corte foram produzidos em duas fases. Primeiro, preparou-se a cofragem para produzir as partes exteriores, de cada provete, com o betão de substrato. Montaram-se cofragens metálicas modulares, de modo a produzir em série um número elevado das partes de substrato; para o efeito, estas foram divididas com chapas de aço, sendo as dimensões de base estabelecidas: na parte inferior, por um módulo de base em contraplacado marítimo; na parte superior, por bitolas em tubo metálico, fixas por varão roscado e respectivas porcas de aperto. As partes do substrato, cuja interface resulta da face de superfície livre, produziram-se com dimensões de $200 \times 250 \text{ mm}^2$ na base e 100 mm em altura (Figura 7.24.a); as partes, cuja rugosidade da interface resulta da face moldada sem ou com tratamento, produziram-se com dimensões de $100 \times 250 \text{ mm}^2$ na base e 200 mm em altura (Figura 7.24.b).

(a) moldagem com $200 \times 250 \text{ mm}^2$ de base(b) moldagem com $100 \times 250 \text{ mm}^2$ de base

Figura 7.24 – Cofragem em série das partes de substrato dos provetes de duplo corte.

Efectuou-se a betonagem até à respectiva cota (Figura 7.25), tendo sido efectuada o tratamento para a rugosidade R, produzindo sulcos na superfície do betão fresco, 10 minutos após a betonagem.

(a) moldagem com $200 \times 250 \text{ mm}^2$ de base(b) moldagem com $100 \times 250 \text{ mm}^2$ de base

Figura 7.25 – Betonagem das partes de substrato dos provetes de duplo corte na interface.

Efectuou-se a desmoldagem às 48 horas e as partes foram armazenadas em laboratório ($HR=65 \% \pm 10 \%$; $T=18 \text{ }^\circ\text{C} \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$). O tratamento das partes com rugosidade G foi efectuada em estado endurecido, 21 dias após a sua produção.

A produção final dos provetes foi efectuada através da betonagem final com o respectivo betão adicionado, 28 dias após a produção das partes de substrato. A preparação e a assemblagem dos provetes foram efectuada em série, em cofragem metálica; após limpeza da interface, colocaram-se as partes de substrato no interior da cofragem, sendo colocados elementos de madeira e de

poliestireno extrudado, com dimensões de $50 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$, de modo a criar o desnível de 50 mm entre as três partes de cada provete (Figura 7.26).



Figura 7.26 – Preparação dos provetes de duplo corte na interface para a produção final.

Após a preparação da cofragem, com a colocação rigorosa das partes de substrato, humedeceu-se a interface do substrato e efectuou-se a betonagem final (Figura 7.27), obtendo-se os provetes nas condições especificadas. Os provetes foram desmoldados às 48 horas e armazenados em laboratório até ao dia de ensaio.



Figura 7.27 – Betonagem final dos provetes de duplo corte na interface.

7.2.5.2. Realização dos ensaios

Os ensaios de duplo corte na interface, com tensão normal, foram realizados pela aplicação de força com controlo de deslocamento, à velocidade de $0,01 \text{ mm/s}$, numa prensa com 500 tf de capacidade. Utilizaram-se três amplitudes de tensão normal aplicada na interface ($0,0 \text{ MPa}$; $3,0 \text{ MPa}$; $6,0 \text{ MPa}$), com dois provetes para cada situação, ensaiados 28 dias após a produção final com o betão adicionado.

Para efectuar a aplicação e distribuição da carga, utilizaram-se quatro varões roscados “Dywidag”, de 16 *mm* de diâmetro, e duas placas de aço furadas (Figura 7.28); entre o provete e cada uma das placas de distribuição de carga, colocaram-se cartões prensados de elevada densidade, permitindo uma distribuição da tensão normal, sem concentração de tensão. A carga foi aplicada pelo aperto das respectivas porcas sextavadas dos varões e monitorizada através da leitura das forças, efectuada em quatro células de carga ligadas a um “datalogger”.

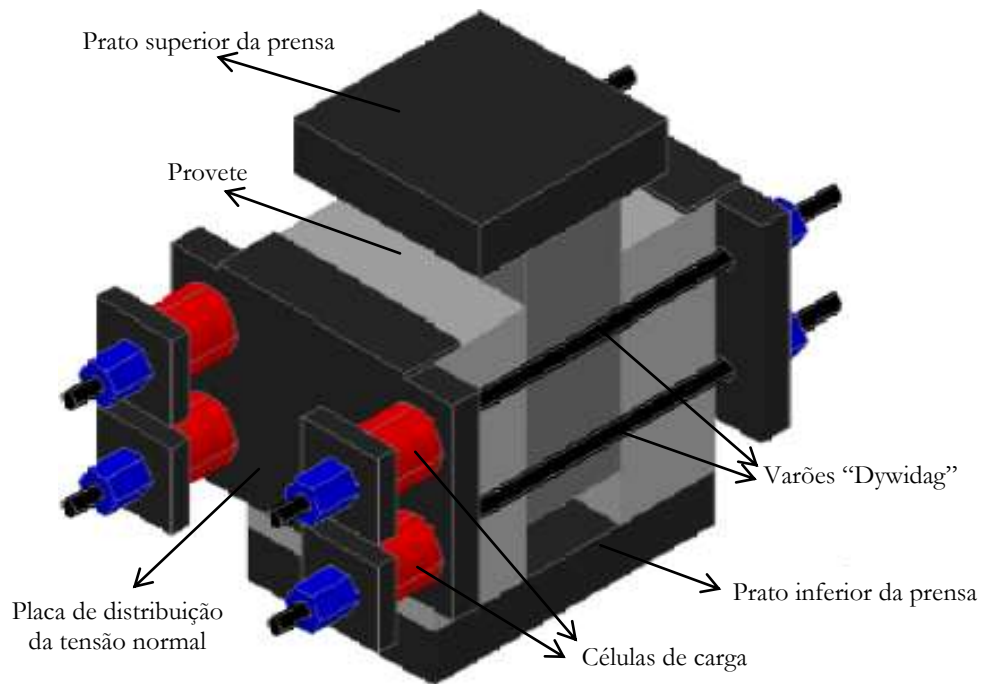


Figura 7.28 – Esquema de ensaio de duplo corte na interface, com esforço normal.

Além da força controlada pela prensa, foi efectuada a monitorização do deslocamento relativo entre os pratos superior e inferior da prensa, através de transdutores lineares de deslocamento (LVDT), com 25 *mm* de curso, colocados nos 4 cantos dos pratos rígidos da prensa (Figura 7.29) e igualmente ligados ao “datalogger”.

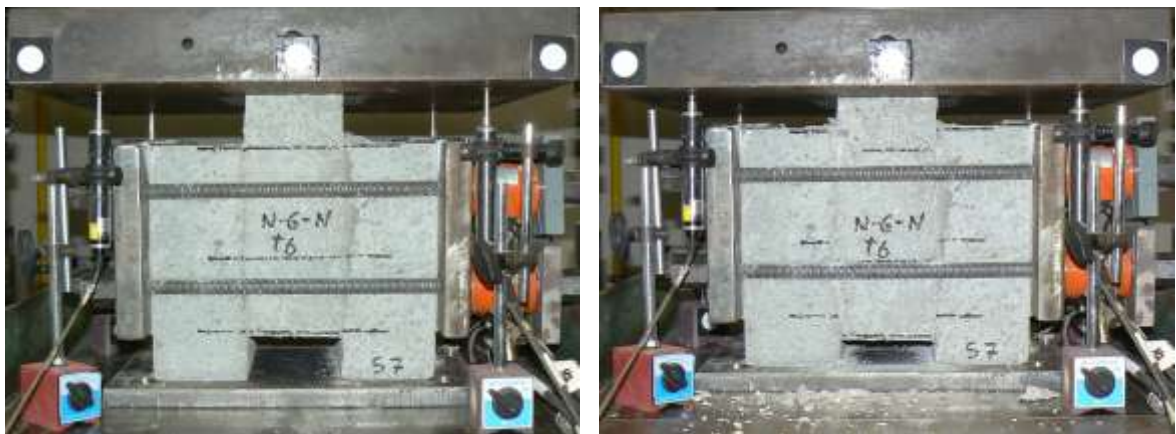


Figura 7.29 – Imagem do ensaio de duplo corte na interface, com esforço normal.

7.2.6. Ensaio de duplo corte com armadura de ligação

No ensaio de duplo corte directo da interface, com variação da armadura de ligação, utilizaram-se os provetes apresentados na Figura 7.30, igualmente constituídos por três partes de $100 \times 200 \times 250 \text{ mm}^3$, sendo as exteriores de substrato e a central de betão adicionado; cada uma das interfaces tem, igualmente, dimensões de $200 \times 200 \text{ mm}^2$. Ambas as interfaces de cada provete têm ainda quatro varões de aço (da classe A400-NR), como armadura de ligação, que atravessam todo o provete; estes varões foram dispostos simetricamente na área de interface, com um afastamento entre si, em cada direcção ortogonal, de 100 mm .

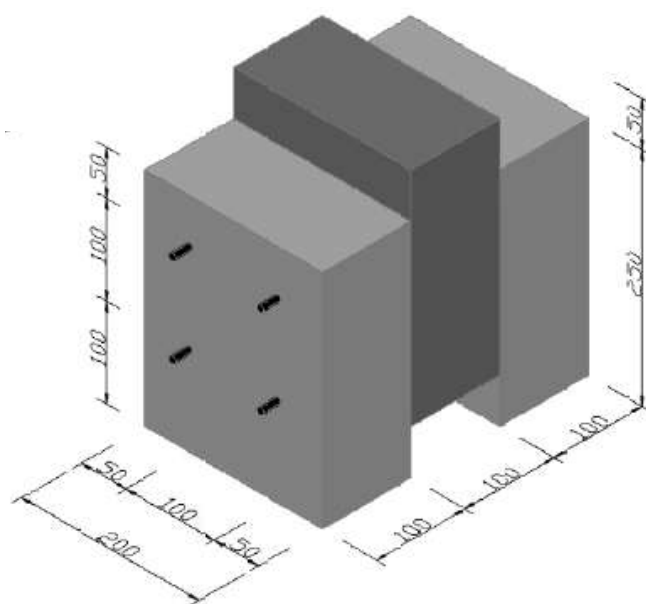


Figura 7.30 – Dimensões (em mm) do provete de duplo corte, com armadura de ligação.

Para estes ensaios, utilizou-se apenas um tipo de betão de substrato (N2.4) com três tipos de betão adicionado (N2.4, HC1.9, HC1.7), combinado com três tipos de rugosidade (L, G e R) e três diâmetros dos varões de corte ($\text{Ø}6\text{mm}$; $\text{Ø}8\text{mm}$; $\text{Ø}10\text{mm}$). Para o betão adicionado N2.4, considerou-se ainda uma situação específica de rugosidade, para minimizar a coesão e o atrito, que consistiu em colocar uma folha de teflon em cada uma das interfaces de cada provete; para esta situação, variou-se igualmente o diâmetro dos varões.

7.2.6.1. Preparação dos provetes

Estes provetes foram produzidos em duas fases, de modo semelhante aos anteriores. Para o efeito, produziram-se, inicialmente e em série, as partes exteriores de substrato, divididas pelas chapas de aço. Foi necessário incorporar os varões de corte na cofragem (Figura 7.31): (i) nas partes cuja interface resulta da face de superfície livre, os varões foram fixados na base de contraplacado, devidamente furada para o efeito; (ii) nas partes cuja rugosidade da interface

resulta da face moldada, sem ou com tratamento, os varões foram colocados na posição correcta, trespassando as chapas divisórias, previamente furadas.



(a) moldagem com 200×250 mm^2 de base



(b) moldagem com 100×250 mm^2 de base

Figura 7.31 – Betonagem das partes de substrato dos provetes de duplo corte com armadura na interface.

Após a betonagem até às respectivas cotas, efectuou-se o tratamento da rugosidade R, produzido na superfície do betão fresco, 10 minutos após a betonagem. A desmoldagem foi realizada às 48 horas, tendo-se armazenado as partes em laboratório. O tratamento das partes com rugosidade G foi efectuado em estado endurecido, 21 dias após a sua produção. De seguida, foi efectuada a soldadura entre os quatro varões das duas partes exteriores, respeitando as dimensões definidas (Figura 7.32).



(a) substrato antes da soldadura dos varões



(b) substrato após a soldadura dos varões

Figura 7.32 – Montagem das partes de substrato dos provetes de duplo corte com armadura na interface.

A produção final dos provetes foi concluída pela betonagem final com o respectivo betão adicionado, 28 dias após a produção das partes do substrato. A cofragem dos provetes foi efectuada em série, colocando as partes de substrato no interior da cofragem metálica, usando os elementos já referidos para executar o desnível de 50 *mm* entre as três partes de cada provete (Figura 7.33).



Figura 7.33 – Cofragem dos provetes de duplo corte, com armadura na interface.

Após a preparação da cofragem, humedeceu-se a interface do substrato e efectuou-se a betonagem final (Figura 7.34). Os provetes foram desmoldados às 48 horas e armazenados em laboratório até ao dia de ensaio.



Figura 7.34 – Betonagem final provetes de duplo corte, com armadura na interface.

7.2.6.2. Realização dos ensaios

Os ensaios de duplo corte, com armadura na interface, foram realizados pela aplicação de força com controlo de deslocamento, à velocidade de $0,01 \text{ mm/s}$, na prensa de 500 tf . Os provetes foram produzidos com a variação dos parâmetros referidos, tendo-se executado dois provetes para cada situação, os quais foram ensaiados 28 dias após a produção final com o betão adicionado. Além da força aplicada pela prensa, foi efectuada a monitorização do deslocamento relativo entre os pratos da prensa, através de LVDT's, com 25 mm de curso, ligados ao “datalogger”.

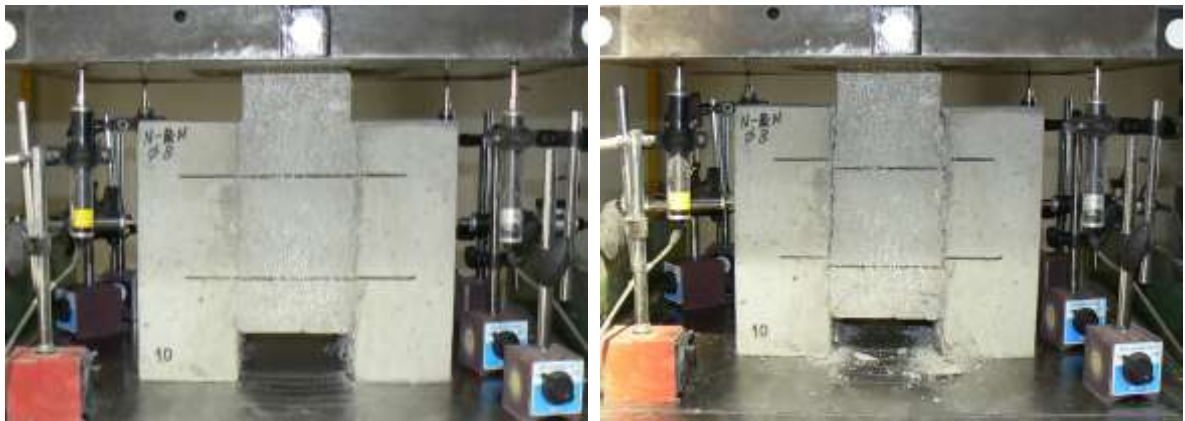


Figura 7.35 – Imagem do ensaio de duplo corte, com armadura na interface.

7.3. Análise dos resultados

7.3.1. Resistência à tracção

Nos ensaios de resistência à tracção da interface consideraram-se dois tipos de betão de substrato, combinados com as rugosidades apresentadas e caracterizadas na Secção 7.2.1. Atribuiu-se, a cada situação, uma referência relativa à constituição do provete (substrato-interface-adicionado), indicada na Tabela 7.9, juntamente com os resultados obtidos dos valores médios da resistência à tracção da interface, f_{im} , e dos correspondentes desvios.

Nos ensaios de tracção, a rotura adesiva, ou seja, pela interface (Figura 7.36) foi predominante. Com efeito, os resultados da resistência à tracção da interface foram inferiores, na maioria, ao menor valor da resistência à tracção do betão de cada uma das partes.

Tabela 7.9 – Resultados relativos à resistência à tracção da interface.

| Referência | Betão do substrato | Betão adicionado | Interface | | Resistência à tracção | |
|---------------|--------------------|------------------|------------|---------|-----------------------|--------------|
| | | | Rugosidade | Rotura | f_{im} (MPa) | desvio (MPa) |
| N2.4_L_N2.4 | N2.4 | N2.4 | L | adesiva | 0,82 | 0,43 |
| N2.4_E_N2.4 | N2.4 | N2.4 | E | adesiva | 1,66 | 0,08 |
| N2.4_G_N2.4 | N2.4 | N2.4 | G | adesiva | 1,81 | 0,33 |
| N2.4_R_N2.4 | N2.4 | N2.4 | R | adesiva | 2,61 | 0,70 |
| N2.4_D_N2.4 | N2.4 | N2.4 | D | adesiva | 3,86 | 0,19 |
| N2.4_L_HC1.9 | N2.4 | HC1.9 | L | adesiva | 1,70 | 0,43 |
| N2.4_E_HC1.9 | N2.4 | HC1.9 | E | adesiva | 2,28 | 0,23 |
| N2.4_G_HC1.9 | N2.4 | HC1.9 | G | adesiva | 3,19 | 0,80 |
| N2.4_R_HC1.9 | N2.4 | HC1.9 | R | adesiva | 2,83 | 0,57 |
| N2.4_D_HC1.9 | N2.4 | HC1.9 | D | coesiva | 4,22 | 0,63 |
| N2.4_L_HC1.7 | N2.4 | HC1.7 | L | adesiva | 1,58 | 0,25 |
| N2.4_E_HC1.7 | N2.4 | HC1.7 | E | adesiva | 1,99 | 0,12 |
| N2.4_G_HC1.7 | N2.4 | HC1.7 | G | adesiva | 3,23 | 0,39 |
| N2.4_R_HC1.7 | N2.4 | HC1.7 | R | adesiva | 3,08 | 0,43 |
| N2.4_D_HC1.7 | N2.4 | HC1.7 | D | coesiva | 3,42 | 0,58 |
| N2.4_L_HC1.5 | N2.4 | HC1.5 | L | adesiva | 1,23 | 0,46 |
| N2.4_E_HC1.5 | N2.4 | HC1.5 | E | adesiva | 1,77 | 0,19 |
| N2.4_G_HC1.5 | N2.4 | HC1.5 | G | coesiva | 3,04 | 0,09 |
| N2.4_R_HC1.5 | N2.4 | HC1.5 | R | adesiva | 2,96 | 0,30 |
| N2.4_D_HC1.5 | N2.4 | HC1.5 | D | coesiva | 2,97 | 0,21 |
| HC1.5_L_HC1.9 | HC1.5 | HC1.9 | L | adesiva | 0,78 | 0,06 |
| HC1.5_S_HC1.9 | HC1.5 | HC1.9 | S | adesiva | 2,16 | 0,28 |
| HC1.5_D_HC1.9 | HC1.5 | HC1.9 | D | coesiva | 2,6 | 0,21 |
| HC1.5_L_HC1.7 | HC1.5 | HC1.7 | L | adesiva | 0,82 | 0,04 |
| HC1.5_S_HC1.7 | HC1.5 | HC1.7 | S | adesiva | 1,93 | 0,35 |
| HC1.5_D_HC1.7 | HC1.5 | HC1.7 | D | coesiva | 2,43 | 0,17 |



Figura 7.36 – Rotura adesiva da interface por compressão diametral.

A rotura coesiva (Figura 7.37) observou-se essencialmente nos provetes com rugosidade D e com betão adicionado HC1.5, HC1.7 e HC1.9. Este comportamento deve-se, provavelmente, não só à elevada rugosidade, mas também à sua distribuição uniforme na interface, associado ainda à elevada resistência da matriz ligante dos betões adicionados HC. Verificou-se que a rotura ocorreu na metade do provete com menor módulo de elasticidade.

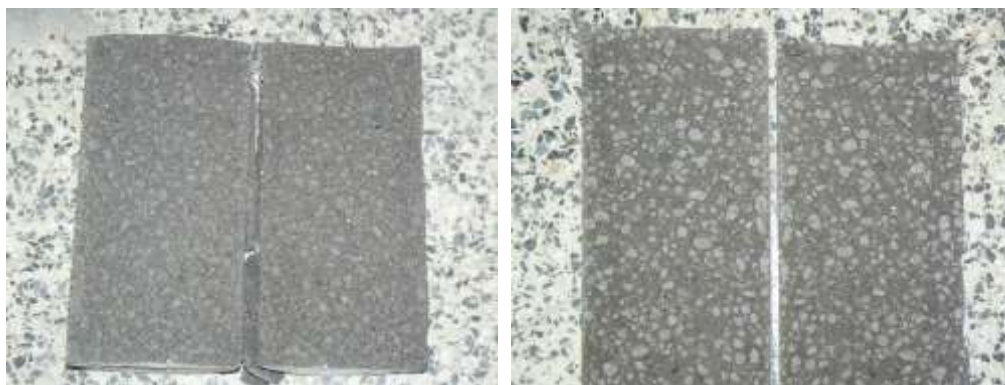


Figura 7.37 – Rotura coesiva da interface por compressão diametral.

Na Figura 7.38 apresentam-se os valores médios da resistência à tracção da interface, para os dois tipos de betão do substrato, igualmente em função da rugosidade da interface e do tipo de betão adicionado, indicados na respectiva referência.

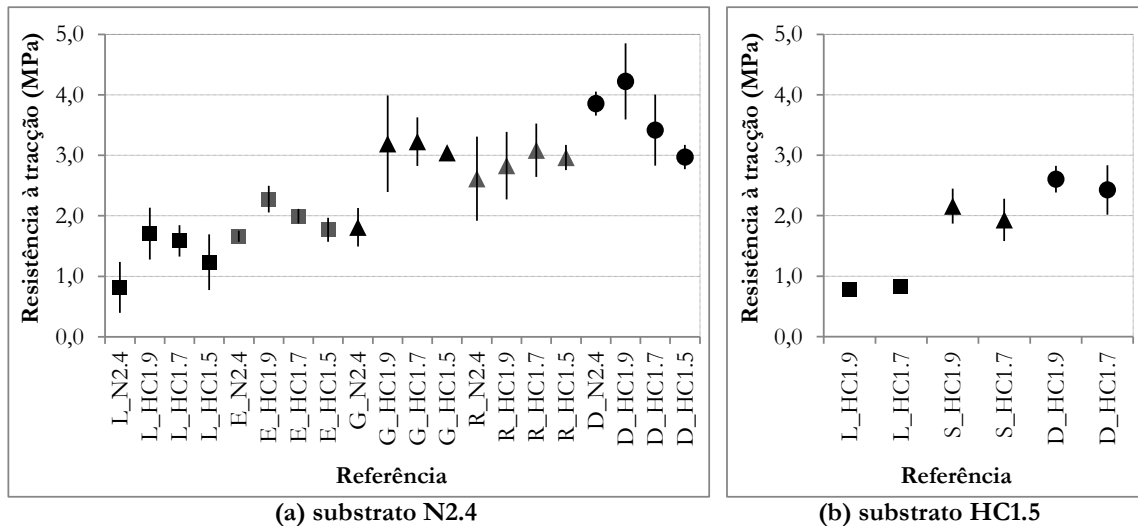


Figura 7.38 – Valores médios da resistência à tracção da interface, entre betões de diferentes idades.

A análise dos resultados revelou um aumento da resistência à tracção com o aumento da rugosidade da interface. Nos provetes com substrato N2.4, o uso de BEAL adicionado, com maior resistência da matriz ligante, proporciona maior resistência à tracção da interface, comparativamente ao BDN, principalmente para as interfaces de menor rugosidade (L, E e G). Verificou-se ainda que a redução da densidade do BEAL adicionado provoca, em geral, menor resistência à tracção da interface. Apesar de os betões HC terem igual matriz ligante, observou-se que a resistência à tracção da interface tende a diminuir com a redução da densidade e resistência do betão adicionado HC. Os resultados da resistência à tracção da interface foram correlacionados com os principais parâmetros de rugosidade, obtidos nas superfícies do substrato (Figura 7.39). Concluiu-se que, independentemente do parâmetro, a tendência da correlação poderá ser ajustada a uma função do tipo potência, embora a amplitude dependa da resistência dos betões. Ainda assim, os provetes com betão de substrato N2.4_R (com os maiores valores de rugosidade) apresentaram, independentemente do betão adicionado, valores mais reduzidos de resistência à tracção, comparativamente aos provetes N2.4_D. Contudo, analisando os resultados juntamente com os modos de rotura, e uma vez que nos substratos N2.4_R, os sulcos efectuados em estado fresco têm um afastamento de cerca de 5 cm, pode deduzir-se que a resistência da interface destes substratos aumentará com a redução do afastamento entre sulcos; neste caso, a rugosidade também aumentará, mas prevê-se que esta seja mais uniforme ao longo de toda a interface e permita aumentar, proporcionalmente, a sua resistência à tracção, podendo obter-se uma melhor correlação com os parâmetros apresentados.

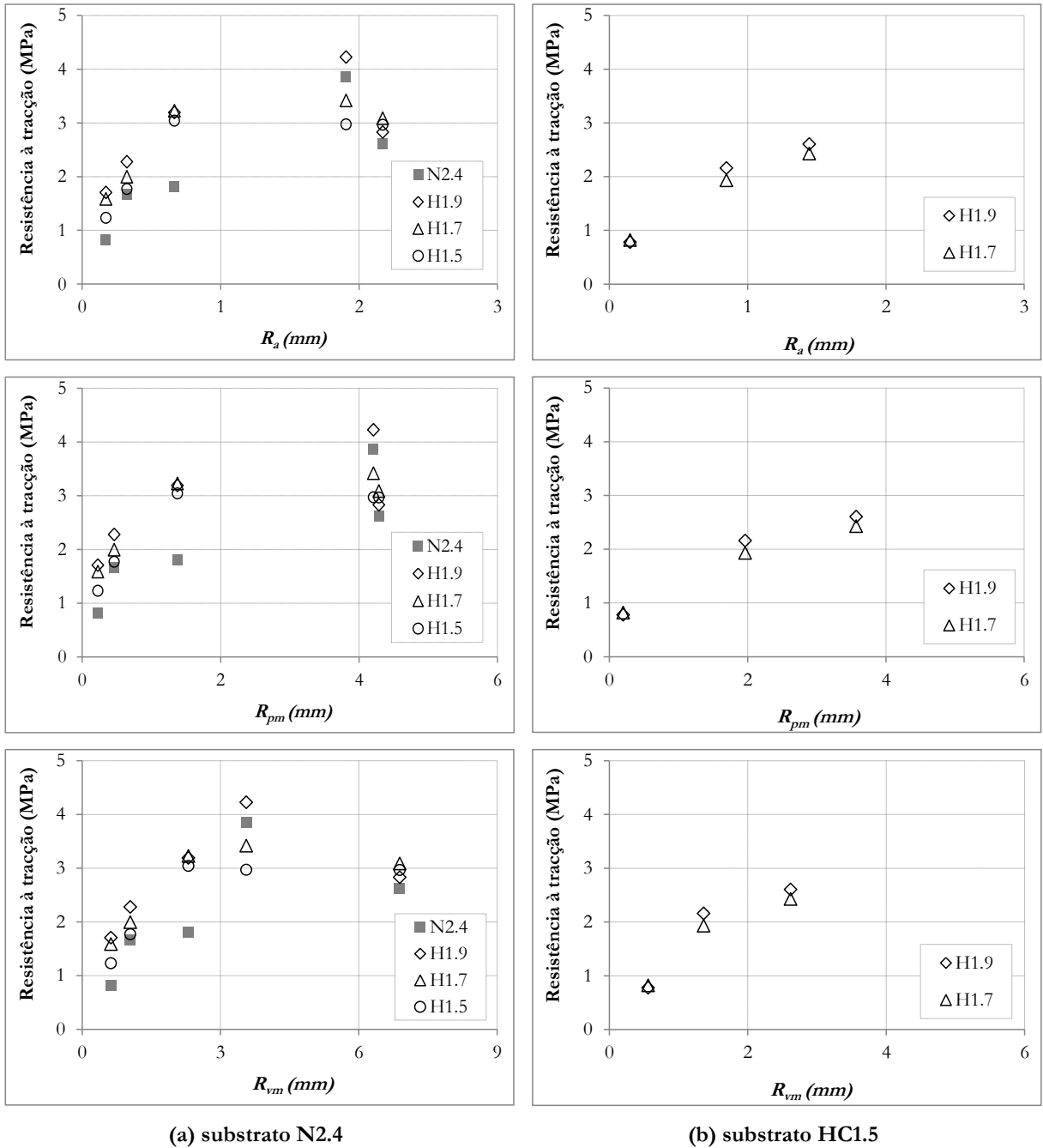


Figura 7.39 – Comparação entre a resistência à tracção da interface e os parâmetros de rugosidade.

Com base nos resultados obtidos, relacionou-se o valor médio da resistência à tracção da interface, f_{tim} , com o valor médio da resistência à tracção do betão de menor resistência, f_{ctm} , obtendo-se um coeficiente de adesividade, a , para as situações caracterizadas, calculado pela expressão (7.3).

$$a = \left(\frac{f_{tim}}{f_{ctm}} \right) \tag{7.3}$$

Os valores assim obtidos (Tabela 7.10), relativos ao parâmetro de adesividade da interface, foram comparados com os parâmetros de rugosidade (R_a , R_{pm} e R_{vm}), para os oito tipos de rugosidade do substrato. Observou-se que os valores do coeficiente a , obtidos nos provetes com substrato N2.4 e betão adicionado N2.4, foram inferiores aos correspondentes valores médios obtidos nos provetes com os betões adicionados do tipo HC. Assim, estes foram agrupados em duas séries de valores (Tabela 7.10): N2.4, com betão adicionado N2.4 e cinco rugosidades em substrato N2.4; HC, com betões adicionados do tipo HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5) e oito rugosidades produzidas nos dois substratos (N2.4 e HC1.5).

Tabela 7.10 – Valores do coeficiente a , agrupados pelas séries N2.4 e HC.

| Referência | Série | a (adesividade) | | R_a (mm) | R_{pm} (mm) | R_{vm} (mm) | |
|---------------|-------|-------------------|-------------|------------|---------------|---------------|------|
| | | médio/ref. | médio/série | | | | |
| N2.4_L_N2.4 | N2.4 | 0,21 | 0,21 | 0,17 | 0,23 | 0,63 | |
| N2.4_L_HC1.9 | | | 0,44 | | | | |
| N2.4_L_HC1.7 | | HC | 0,43 | | | | 0,45 |
| N2.4_L_HC1.5 | | | | | | | 0,47 |
| N2.4_E_N2.4 | | | 0,43 | | | | 0,43 |
| N2.4_E_HC1.9 | HC | | 0,58 | 0,32 | 0,46 | 1,04 | |
| N2.4_E_HC1.7 | | 0,54 | 0,60 | | | | |
| N2.4_E_HC1.5 | | | 0,68 | | | | |
| N2.4_G_N2.4 | | 0,46 | 0,46 | | | | |
| N2.4_G_HC1.9 | HC | | 0,82 | 0,67 | 1,38 | 2,31 | |
| N2.4_G_HC1.7 | | 0,87 | 0,95 | | | | |
| N2.4_G_HC1.5 | | | 1,17 | | | | |
| N2.4_R_N2.4 | | 0,67 | 0,67 | | | | |
| N2.4_R_HC1.9 | HC | | 0,73 | 1,91 | 3,16 | 6,87 | |
| N2.4_R_HC1.7 | | 0,83 | 0,90 | | | | |
| N2.4_R_HC1.5 | | | 1,14 | | | | |
| N2.4_D_N2.4 | | 0,99 | 0,99 | | | | |
| N2.4_D_HC1.9 | HC | | 1,08 | 2,17 | 4,21 | 3,56 | |
| N2.4_D_HC1.7 | | 0,92 | 1,05 | | | | |
| N2.4_D_HC1.5 | | | 1,14 | | | | |
| HC1.5_L_HC1.9 | | HC | 0,30 | | | | 0,31 |
| HC1.5_L_HC1.7 | | | 0,32 | | | | |
| HC1.5_S_HC1.9 | HC | 0,83 | 0,79 | 0,85 | 1,97 | 1,36 | |
| HC1.5_S_HC1.7 | | | | | | | 0,74 |
| HC1.5_D_HC1.9 | HC | 1,00 | 0,97 | 1,45 | 3,57 | 2,62 | |
| HC1.5_D_HC1.7 | | | | | | | 0,93 |

Estudou-se a correlação entre os valores obtidos para o coeficiente de adesividade, a , e os parâmetros de rugosidade, tendo-se constatado que o parâmetro R_{pm} apresenta a melhor correlação, sendo esta apresentada na Figura 7.40; na série HC, além dos valores médios obtidos, apresenta-se o desvio para cada rugosidade, embora sejam maioritariamente reduzidos.

A diferença entre as duas séries consideradas é notória, sendo propostas diferentes expressões. Assim, pode concluir-se que o tipo de betão adicionado, leve ou normal, tem influência na amplitude da curva de correlação com o coeficiente de adesividade. Esta diferença dever-se-á, provavelmente, à diferença entre as resistências da matriz ligante e dos respectivos BEAL.

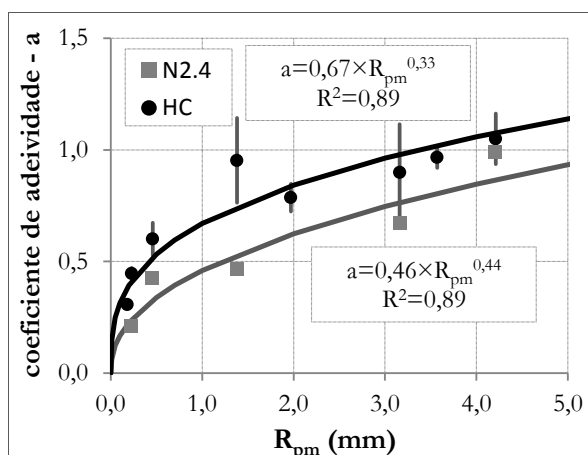


Figura 7.40 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e coeficiente de adesividade.

A correlação obtida para o coeficiente de adesividade indicia que este aumenta com o aumento de R_{pm} , embora esse aumento atenuar-se para valores elevados de R_{pm} , devido à função do tipo potência.

7.3.2. Resistência ao corte por ensaio de corte inclinado

Nos ensaios de corte inclinado consideraram-se igualmente os dois tipos de betão de substrato, combinados com as rugosidades apresentadas e caracterizadas na Secção 7.2.1. Os valores médios e os desvios dos resultados obtidos nos ensaios de corte inclinado apresentam-se na Tabela 7.11, indicando-se ainda o modo de rotura.

Verificou-se a ocorrência de dois tipos de rotura: adesiva e coesiva. A rotura adesiva, pela interface (Figura 7.41), foi a predominante, principalmente nos provetes com menor rugosidade da interface (L, E, S). Este tipo de rotura ocorreu também em algumas situações com as rugosidades G e R, embora sempre pelo betão com menor resistência à compressão. Nos provetes com betão adicionado HC1.5, apesar de a matriz ligante apresentar uma elevada resistência, a superfície de rotura ocorreu, para todas as rugosidades, junto e paralelamente à interface, pelo betão adicionado HC1.5. Além disso, em algumas destas situações, a rotura ocorreu para um nível de carga próximo do atingido na rotura coesiva.

Tabela 7.11 – Resistências da interface obtidas no ensaio de corte inclinado.

| Referência | Interface | | Resistência ao corte (ν) | | | Tensão normal (σ) |
|---------------|------------|---------|--------------------------------|--------|-----|-------------------------------|
| | Rugosidade | Rotura | média (ν_m) (MPa) | desvio | | média (σ_m) (MPa) |
| | | | | (MPa) | (%) | |
| N2.4_L_N2.4 | L | adesiva | 2,43 | 1,36 | 56 | 1,40 |
| N2.4_E_N2.4 | E | adesiva | 12,11 | 1,09 | 9 | 6,99 |
| N2.4_G_N2.4 | G | adesiva | 15,44 | 1,24 | 8 | 8,92 |
| N2.4_R_N2.4 | R | adesiva | 18,44 | 0,37 | 2 | 10,65 |
| N2.4_D_N2.4 | D | coesiva | 20,14 | 1,81 | 9 | 11,63 |
| N2.4_L_HC1.9 | L | adesiva | 9,43 | 3,39 | 36 | 5,44 |
| N2.4_E_HC1.9 | E | adesiva | 18,37 | 0,55 | 3 | 10,61 |
| N2.4_G_HC1.9 | G | coesiva | 20,36 | 0,41 | 2 | 11,76 |
| N2.4_R_HC1.9 | R | coesiva | 20,90 | 0,42 | 2 | 12,07 |
| N2.4_D_HC1.9 | D | coesiva | 20,96 | 0,84 | 4 | 12,10 |
| N2.4_L_HC1.7 | L | adesiva | 10,73 | 1,93 | 18 | 6,20 |
| N2.4_E_HC1.7 | E | adesiva | 13,00 | 0,52 | 4 | 7,51 |
| N2.4_G_HC1.7 | G | adesiva | 18,46 | 2,40 | 13 | 10,66 |
| N2.4_R_HC1.7 | R | coesiva | 20,24 | 0,81 | 4 | 11,69 |
| N2.4_D_HC1.7 | D | adesiva | 17,80 | 0,36 | 2 | 10,28 |
| N2.4_L_HC1.5 | L | adesiva | 5,08 | 2,39 | 47 | 2,93 |
| N2.4_E_HC1.5 | E | adesiva | 11,71 | 1,87 | 16 | 6,76 |
| N2.4_G_HC1.5 | G | adesiva | 16,77 | 0,34 | 2 | 9,68 |
| N2.4_R_HC1.5 | R | adesiva | 15,65 | 0,78 | 5 | 9,04 |
| N2.4_D_HC1.5 | D | adesiva | 15,48 | 1,55 | 10 | 8,94 |
| HC1.5_L_HC1.9 | L | adesiva | 3,34 | 0,53 | 16 | 1,93 |
| HC1.5_S_HC1.9 | S | adesiva | 12,77 | 0,38 | 3 | 7,37 |
| HC1.5_D_HC1.9 | D | coesiva | 16,90 | 0,34 | 2 | 9,76 |
| HC1.5_L_HC1.7 | L | adesiva | 5,10 | 0,26 | 5 | 2,94 |
| HC1.5_S_HC1.7 | S | adesiva | 12,22 | 3,06 | 25 | 7,06 |
| HC1.5_D_HC1.7 | D | coesiva | 13,86 | 1,52 | 11 | 8,00 |

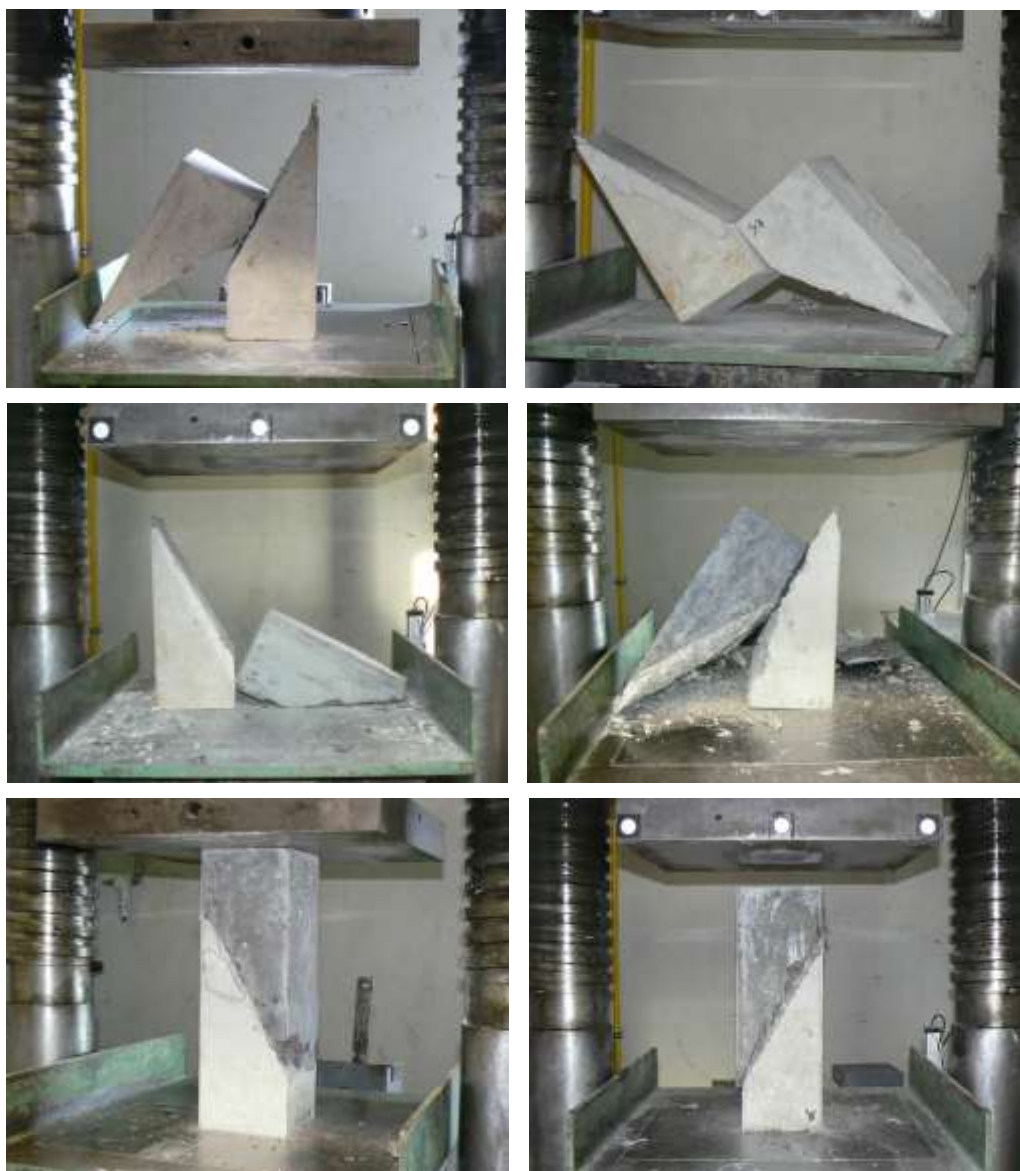


Figura 7.41 – Rotura adesiva por corte da interface no ensaio de corte inclinado.

A rotura coesiva (Figura 7.42) observou-se tendencialmente nos provetes com maior rugosidade, R e D, embora tenha ocorrido pontualmente com a rugosidade G. Esta tendência verificou-se para todos os tipos de betão adicionado, com exceção do betão HC1.5.

Os valores médios da resistência à tracção da interface apresentam-se na Figura 7.43, para os dois tipos de betão do substrato, em função da rugosidade da interface e do tipo de betão adicionado, indicados na referência.

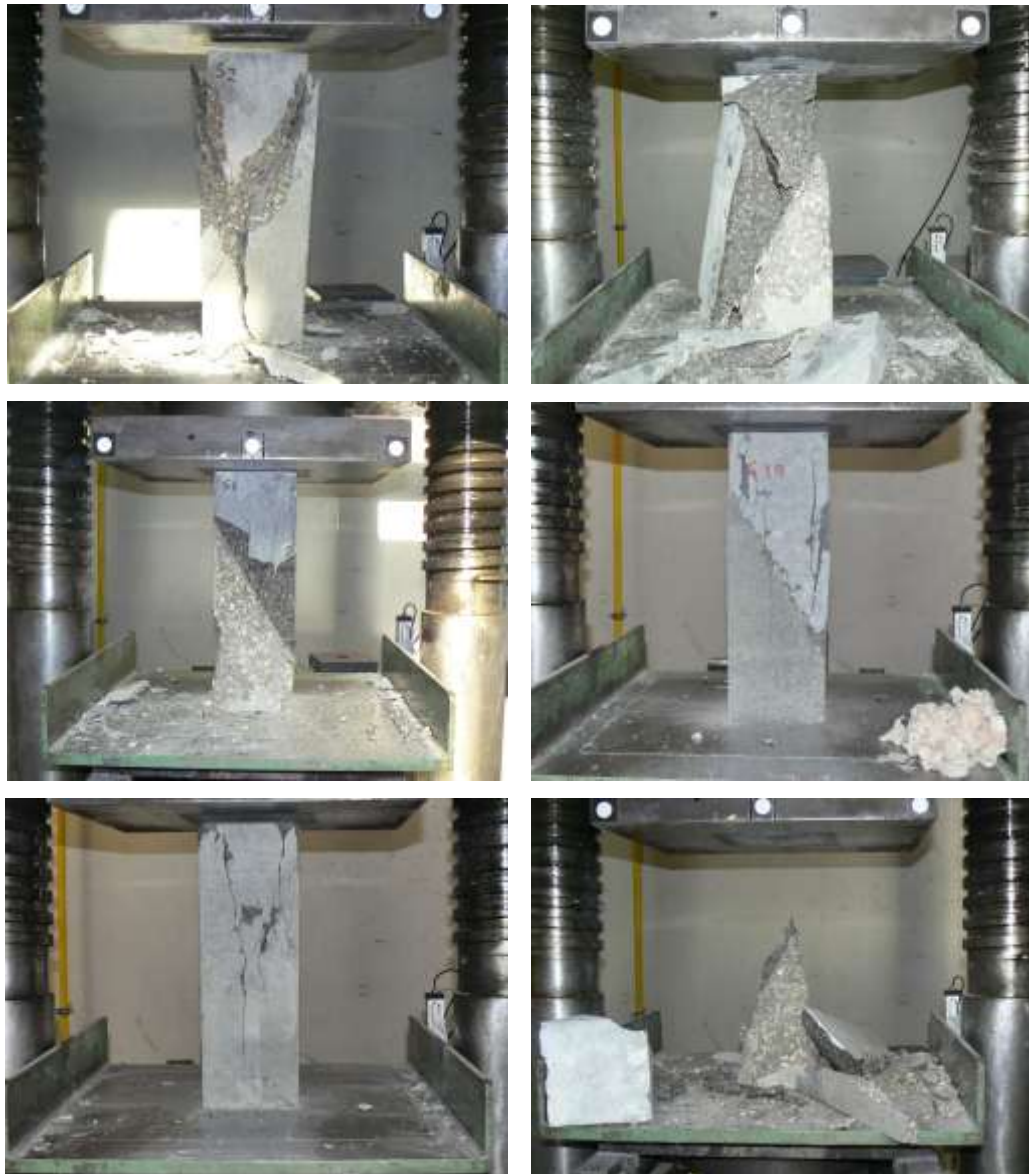


Figura 7.42 – Rotura coesiva dos provetes do ensaio de corte inclinado.

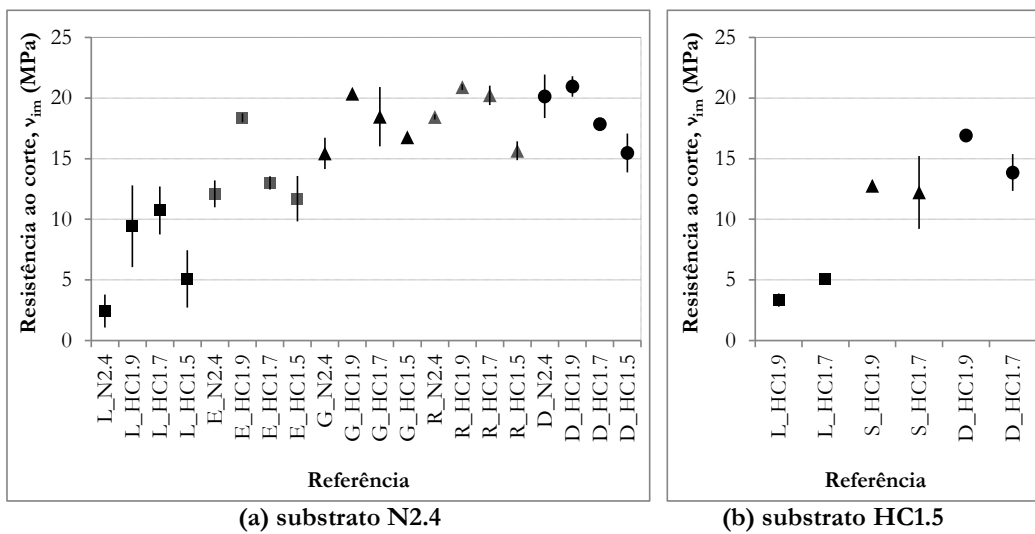


Figura 7.43 – Valores médios da resistência ao corte da interface, entre betões de diferentes idades.

A análise dos resultados revelou, igualmente, o aumento da resistência ao corte com o aumento da rugosidade da interface. Nos provetes com substrato N2.4, o uso do betão HC1.9, com maior resistência da matriz ligante, proporciona maior resistência ao corte da interface, comparativamente ao BDN. Contudo, apesar de os betões HC terem igual resistência da matriz ligante, verificou-se a redução da resistência ao corte da interface com a redução da densidade e resistência do betão adicionado HC. Os resultados da resistência ao corte da interface foram igualmente correlacionados com os principais parâmetros de rugosidade, obtidos nas superfícies do substrato (Figura 7.44).

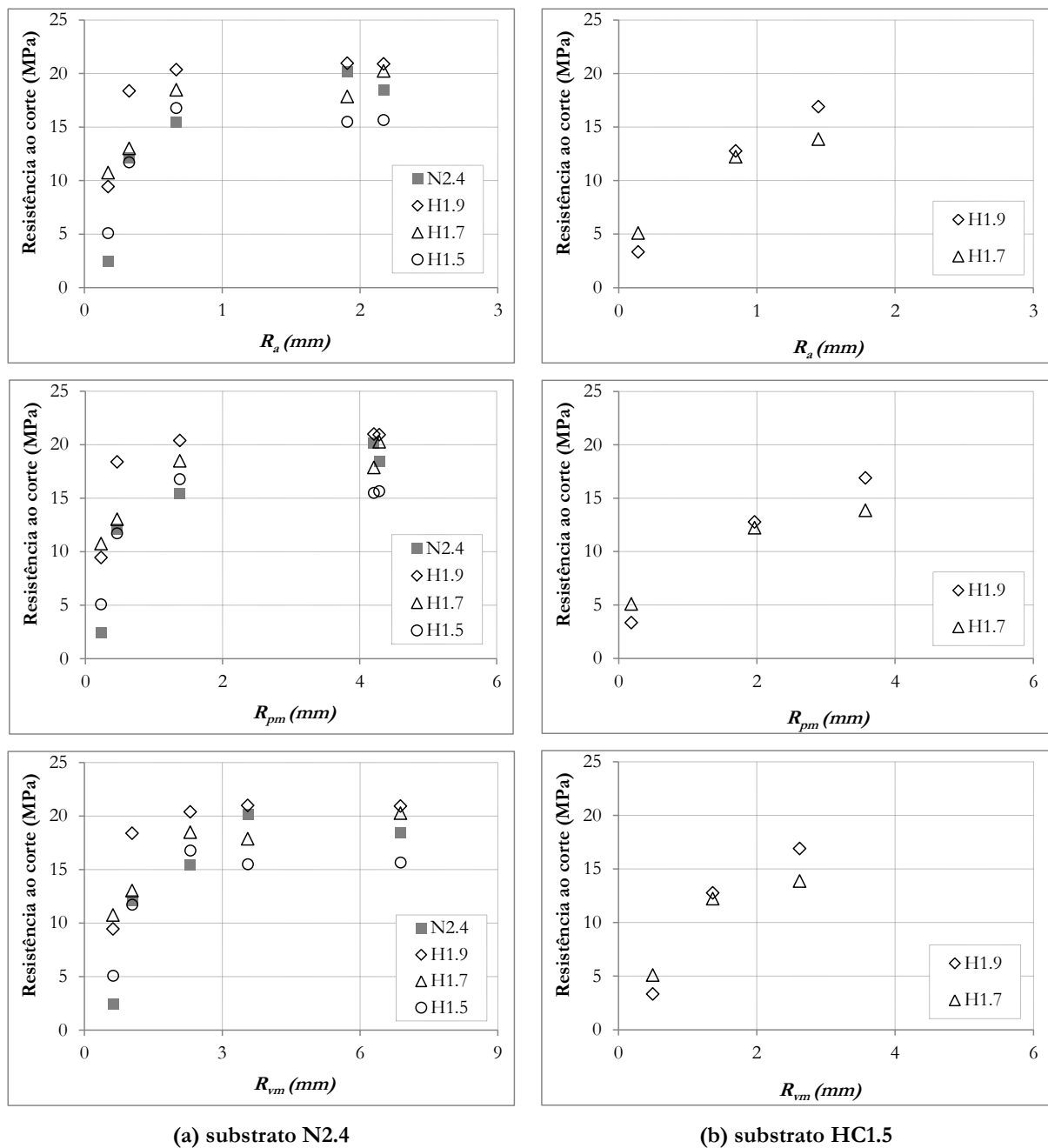


Figura 7.44 – Comparação entre a resistência ao corte da interface e diferentes parâmetros de rugosidade.

Pela análise dos resultados, concluiu-se que para cada um dos parâmetros, a tendência de correlação poderá ser ajustada a uma função do tipo potência, embora a amplitude dependa da resistência dos betões. Ainda assim, os provetes com betão de substrato N2.4_R (com os maiores valores de rugosidade) apresentaram, independentemente do betão adicionado, valores próximos dos obtidos nos provetes N2.4_D e N2.4_G. Concluiu-se que o aumento da rugosidade, acima de determinado valor, não se traduz no aumento significativo da resistência da interface; esse ponto corresponde aproximadamente aos valores dos parâmetros obtidos para a rugosidade G.

Nos provetes em que ocorreu uma rotura coesiva (monolítica), verificou-se que, no momento da rotura, a tensão normal ao eixo longitudinal corresponde a 85% a 90% da tensão de rotura à compressão, medida em cubos, do betão com menor resistência. Esta percentagem coincide com os valores do coeficiente de correlação, obtidos experimentalmente na Secção 5.3.6, entre as resistências obtidas em prismas e em cubos. Este comportamento sugere que o aumento da rugosidade do substrato garante uma capacidade resistente ao corte da interface que supera, nas condições geométricas do ensaio (interface com um ângulo de 30° com o eixo longitudinal e a correspondente relação entre as tensões normais e tangenciais na interface de 0,58), o critério de rotura por compressão. Efectuou-se uma análise numérica linear elástica, recorrendo a um programa comercial de elementos finitos, Lusas [125], tendo-se construído o modelo cuja malha se apresenta na Figura 7.45 e obtiveram-se as evoluções das tensões normal e de corte ao longo da interface (Figura 7.46), para uma força aplicada de 1000 kN.

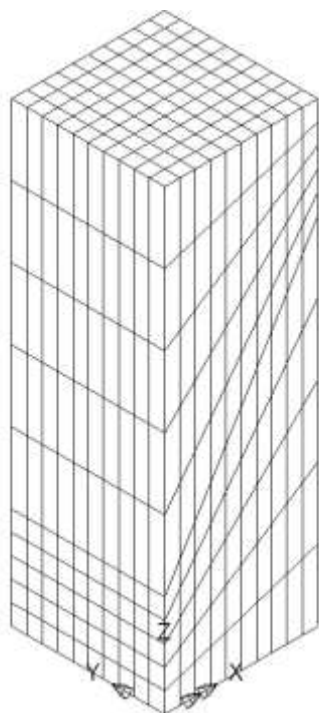


Figura 7.45 – Modelo de elementos finitos do provete de corte inclinado.

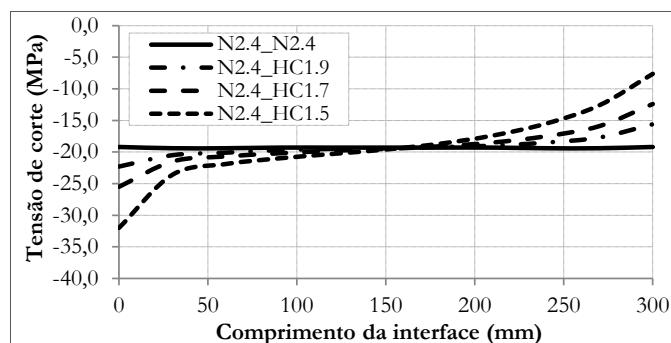
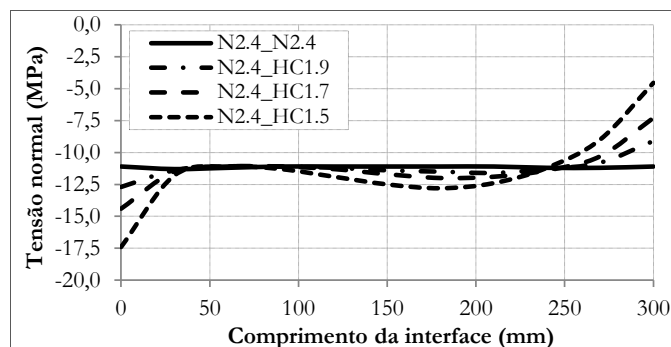


Figura 7.46 – Evolução das tensões normais e de corte na interface do provete, para uma força de 1000 kN.

Pela análise dos resultados, observou-se o aumento da variação das tensões normais e de corte, ao longo da interface, com a redução do módulo de elasticidade do betão adicionado, i.e. com o aumento da diferença entre os respectivos módulos de elasticidade. Contudo, e apesar dessa variação, a relação entre os valores médios das tensões normais e de corte na interface são próximos de 0,58, conforme o cálculo analítico.

Santos [162] apresentou um modelo, baseado no critério de Mohr-Coulomb, que permite estimar a tensão de corte puro na interface, τ_0 , no momento da rotura, para ambos os tipos de rotura (Figura 7.47). Este modelo foi aplicado aos resultados obtidos para as situações caracterizadas, tendo-se obtido os resultados apresentados na Tabela 7.12.

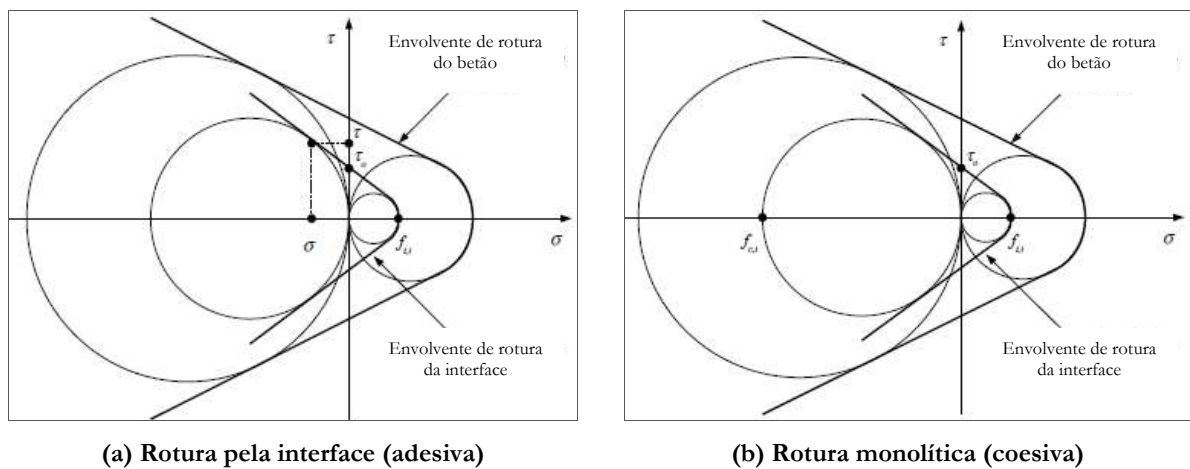


Figura 7.47 – Modelo para determinação da tensão de corte puro da interface, τ_0 [162].

Com base nos resultados obtidos e na expressão da resistência ao corte (7.1), considerando apenas a coesão e o atrito, efectuou-se o cálculo dos coeficientes de coesão, c , e de atrito, μ , através das expressões (7.4) e (7.5), sendo estes igualmente apresentados na Tabela 7.12.

$$c = \frac{\tau_0}{f_{im}} \tag{7.4}$$

$$\mu = \left(\frac{v_{im} - \tau_0}{\sigma_{im}} \right) \tag{7.5}$$

Tabela 7.12 – Tensões na interface e estimativa dos coeficientes c e μ .

| Referência | f_{im} (MPa) | ν_{im} (MPa) | σ_{im} (MPa) | τ_0 (MPa) | c | μ |
|---------------|-------------------|---------------------|------------------------|-------------------|------|-------|
| N2.4_L_N2.4 | 0,82 | 2,43 | 1,40 | 1,07 | 0,27 | 0,97 |
| N2.4_E_N2.4 | 1,66 | 12,11 | 6,99 | 3,41 | 0,87 | 1,24 |
| N2.4_G_N2.4 | 1,81 | 15,44 | 8,92 | 4,02 | 1,03 | 1,28 |
| N2.4_R_N2.4 | 2,61 | 18,44 | 10,65 | 5,27 | 1,35 | 1,24 |
| N2.4_D_N2.4 | 3,86 | 20,14 | 11,63 | 6,73 | 1,73 | 1,15 |
| N2.4_L_HC1.9 | 1,70 | 9,43 | 5,44 | 3,04 | 0,78 | 1,17 |
| N2.4_E_HC1.9 | 2,28 | 18,37 | 10,61 | 4,92 | 1,26 | 1,27 |
| N2.4_G_HC1.9 | 3,19 | 20,36 | 11,76 | 6,12 | 1,57 | 1,21 |
| N2.4_R_HC1.9 | 2,83 | 20,90 | 12,07 | 5,77 | 1,48 | 1,25 |
| N2.4_D_HC1.9 | 4,22 | 20,96 | 12,10 | 7,04 | 1,81 | 1,15 |
| N2.4_L_HC1.7 | 1,58 | 10,73 | 6,20 | 3,13 | 0,85 | 1,23 |
| N2.4_E_HC1.7 | 1,99 | 13,00 | 7,51 | 3,86 | 1,04 | 1,22 |
| N2.4_G_HC1.7 | 3,23 | 18,46 | 10,66 | 5,87 | 1,59 | 1,18 |
| N2.4_R_HC1.7 | 3,08 | 20,24 | 11,69 | 6,01 | 1,63 | 1,22 |
| N2.4_D_HC1.7 | 3,42 | 17,80 | 10,28 | 5,93 | 1,60 | 1,16 |
| N2.4_L_HC1.5 | 1,23 | 5,08 | 2,93 | 1,90 | 0,73 | 1,08 |
| N2.4_E_HC1.5 | 1,77 | 11,71 | 6,76 | 3,46 | 1,33 | 1,22 |
| N2.4_G_HC1.5 | 3,04 | 16,77 | 9,68 | 5,43 | 2,09 | 1,17 |
| N2.4_R_HC1.5 | 2,96 | 15,65 | 9,04 | 5,17 | 1,99 | 1,16 |
| N2.4_D_HC1.5 | 2,97 | 15,48 | 8,94 | 5,15 | 1,98 | 1,16 |
| HC1.5_L_HC1.9 | 0,78 | 3,34 | 1,93 | 1,23 | 0,47 | 1,09 |
| HC1.5_S_HC1.9 | 2,16 | 12,77 | 7,37 | 3,99 | 1,53 | 1,19 |
| HC1.5_D_HC1.9 | 2,6 | 16,90 | 9,76 | 5,08 | 1,95 | 1,21 |
| HC1.5_L_HC1.7 | 0,82 | 5,10 | 2,94 | 1,55 | 0,60 | 1,20 |
| HC1.5_S_HC1.7 | 1,93 | 12,22 | 7,06 | 3,69 | 1,42 | 1,21 |
| HC1.5_D_HC1.7 | 2,43 | 13,86 | 8,00 | 4,91 | 1,89 | 1,12 |

Os valores, assim obtidos, para a tensão de corte puro da interface apresentam-se na Figura 7.48, para cada uma das referências dos provetes, realçando de imediato a semelhança com os resultados da Figura 7.43, embora com diferente proporção.

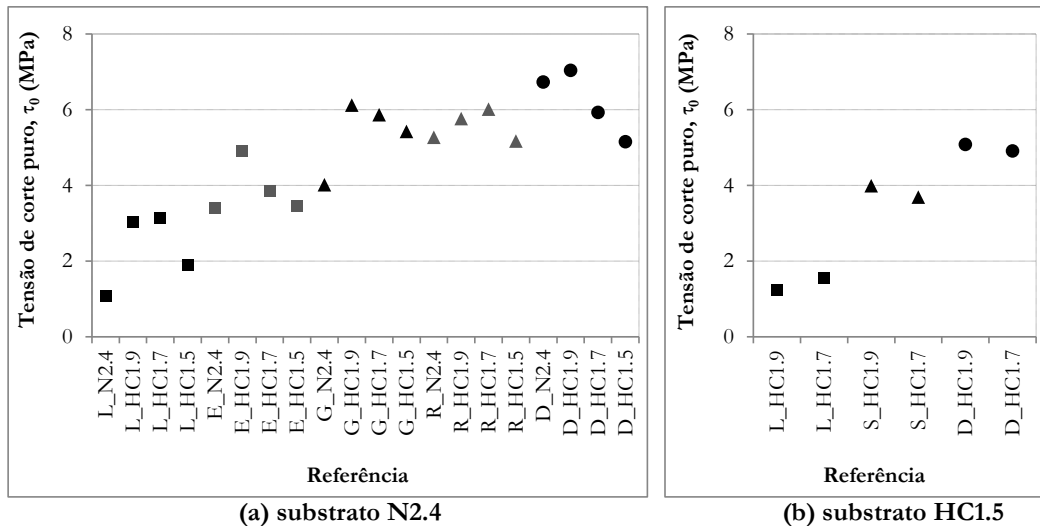


Figura 7.48 – Valores da tensão de corte puro da interface, entre betões de diferentes idades.

No sentido de quantificar essa proporção, nas condições geométricas do ensaio, analisou-se a correlação apresentada na Figura 7.49, ajustando uma tendência linear, onde se pode comprovar que a relação entre as tensões de corte puro, τ_0 , e de resistência ao corte com esforço normal, v_{im} , é aproximadamente de 0,3.

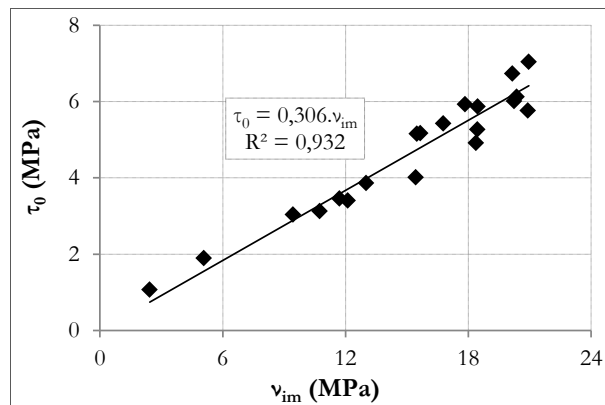


Figura 7.49 – Correlação entre as tensões τ_0 e v_{im} (interfaces entre betões de diferentes idades).

Uma vez que foram produzidos oito tipos de substrato, efectuou-se a análise para os valores obtidos para cada tipo de substrato. Contudo, observou-se que os valores dos coeficientes de coesão e de atrito, obtidos nos provetes com substrato N2.4 e betão adicionado N2.4, foram inferiores aos correspondentes valores médios obtidos nos provetes com betão adicionado do tipo HC, apresentados na Tabela 7.12, juntamente com os principais parâmetros de rugosidade (R_a , R_{pm} e R_{vm}). Assim, estes foram agrupados em duas séries de valores (Tabela 7.13): N2.4, com betão adicionado N2.4 e cinco rugosidades em substrato N2.4; HC, com betão adicionado do tipo HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5) e oito rugosidades produzidas nos dois substratos (N2.4 e HC1.5).

Tabela 7.13 – Agrupamento dos coeficientes c e μ pelas séries N2.4 e HC.

| Referência | Série | c (coesão) | | μ (atrito) | | R_a (mm) | R_{pm} (mm) | R_{vm} (mm) |
|---------------|-------|--------------|-------------|----------------|-------------|------------|---------------|---------------|
| | | médio/ref. | médio/série | médio/ref. | médio/série | | | |
| N2.4_L_N2.4 | N2.4 | 0,27 | 0,27 | 0,97 | 0,97 | 0,17 | 0,23 | 0,63 |
| N2.4_L_HC1.9 | | 0,78 | | 1,17 | | | | |
| N2.4_L_HC1.7 | HC | 0,85 | 0,79 | 1,23 | 1,16 | 0,17 | 0,23 | 0,63 |
| N2.4_L_HC1.5 | | 0,73 | | 1,08 | | | | |
| N2.4_E_N2.4 | N2.4 | 0,87 | 0,87 | 1,24 | 1,24 | 0,32 | 0,46 | 1,04 |
| N2.4_E_HC1.9 | | 1,26 | | 1,27 | | | | |
| N2.4_E_HC1.7 | HC | 1,04 | 1,21 | 1,22 | 1,24 | 0,32 | 0,46 | 1,04 |
| N2.4_E_HC1.5 | | 1,33 | | 1,22 | | | | |
| N2.4_G_N2.4 | N2.4 | 1,03 | 1,03 | 1,28 | 1,28 | 0,67 | 1,38 | 2,31 |
| N2.4_G_HC1.9 | | 1,57 | | 1,21 | | | | |
| N2.4_G_HC1.7 | HC | 1,59 | 1,75 | 1,18 | 1,19 | 0,67 | 1,38 | 2,31 |
| N2.4_G_HC1.5 | | 2,09 | | 1,17 | | | | |
| N2.4_R_N2.4 | N2.4 | 1,35 | 1,35 | 1,24 | 1,24 | 1,91 | 3,16 | 6,87 |
| N2.4_R_HC1.9 | | 1,48 | | 1,25 | | | | |
| N2.4_R_HC1.7 | HC | 1,63 | 1,70 | 1,22 | 1,21 | 1,91 | 3,16 | 6,87 |
| N2.4_R_HC1.5 | | 1,99 | | 1,16 | | | | |
| N2.4_D_N2.4 | N2.4 | 1,73 | 1,73 | 1,15 | 1,15 | 2,17 | 4,21 | 3,56 |
| N2.4_D_HC1.9 | | 1,81 | | 1,15 | | | | |
| N2.4_D_HC1.7 | HC | 1,60 | 1,80 | 1,16 | 1,15 | 2,17 | 4,21 | 3,56 |
| N2.4_D_HC1.5 | | 1,98 | | 1,16 | | | | |
| HC1.5_L_HC1.9 | HC | 0,47 | 0,54 | 1,09 | 1,15 | 0,14 | 0,18 | 0,50 |
| HC1.5_L_HC1.7 | | 0,60 | | 1,20 | | | | |
| HC1.5_S_HC1.9 | HC | 1,53 | 1,48 | 1,19 | 1,20 | 0,85 | 1,97 | 1,36 |
| HC1.5_S_HC1.7 | | 1,42 | | 1,21 | | | | |
| HC1.5_D_HC1.9 | HC | 1,95 | 1,92 | 1,21 | 1,16 | 1,45 | 3,57 | 2,62 |
| HC1.5_D_HC1.7 | | 1,89 | | 1,12 | | | | |

Estas séries de valores foram comparadas com a correlação obtida por Santos [162] em função do parâmetro R_{vm} (Figura 7.50); na série HC, além dos valores médios obtidos, apresenta-se o desvio para cada rugosidade, que, embora alguns destes sejam significativos, são maioritariamente reduzidos. Observou-se que, no caso do coeficiente de coesão, a série N2.4 apresenta desvios significativos em relação à correlação indicada, tendencialmente por defeito, sendo os desvios da série HC ainda mais elevados, por defeito para rugosidade reduzida e por excesso para rugosidade elevada; estes desvios sugerem que a correlação, entre o coeficiente de coesão e os parâmetros de rugosidade, tem diferenças na evolução e na amplitude da curva de ajuste, principalmente para situações com BEAL adicionado. Por outro lado, os valores do coeficiente de atrito são todos

inferiores à respectiva correlação indicada, que apesar de terem uma evolução semelhante, a amplitude é inferior.

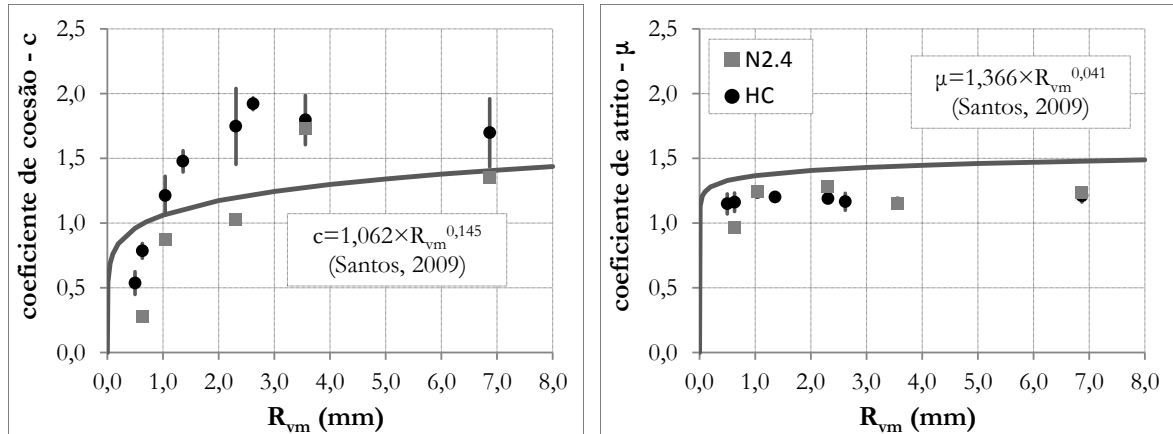


Figura 7.50 – Comparação entre os resultados dos coeficientes c e μ (séries N2.4 e HC), em função do parâmetro R_{vm} , e as correlações propostas por Santos [162].

Assim, efectuou-se a comparação entre os resultados experimentais dos coeficientes com outros parâmetros de rugosidade e concluiu-se que o coeficiente R_{pm} apresenta uma correlação mais fiável, embora ainda com desvios (Figura 7.51).

A diferença entre as duas séries consideradas é notória apenas na correlação com o coeficiente de coesão, sendo propostas diferentes expressões; no caso do coeficiente de atrito, ajustou-se apenas uma expressão, justificada pela evolução próxima dos valores de ambas as séries. Pode concluir-se que o tipo de betão adicionado, leve ou normal, tem influência na amplitude da curva de correlação com o coeficiente de coesão, a qual se deve, provavelmente, à diferença significativa que os BEAL têm entre a resistência da matriz ligante e do respectivo betão. No caso, porém, da correlação com o coeficiente de atrito, esta diferença não mostrou ter influência na amplitude da curva.

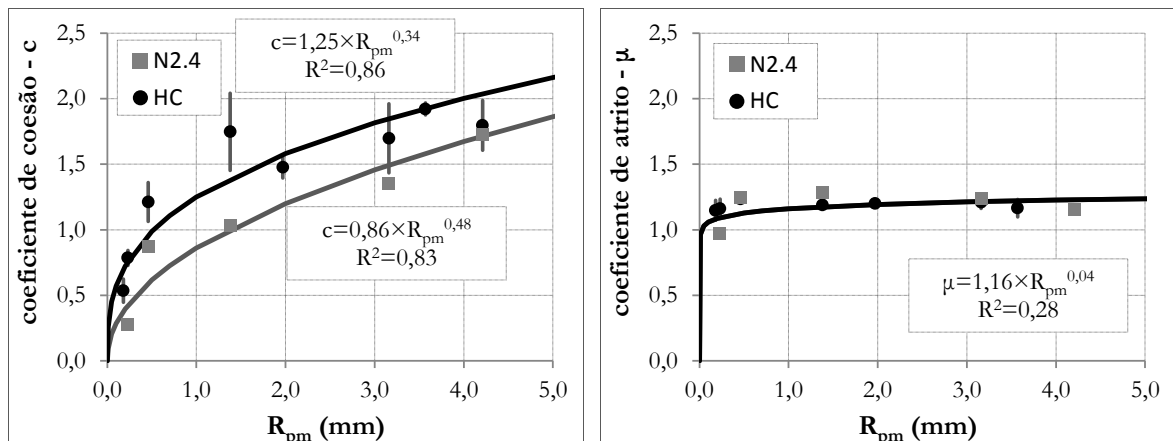


Figura 7.51 – Correlação entre os coeficientes c e μ (das séries N2.4 e HC) e o parâmetro R_{pm} .

A correlação obtida para o coeficiente e coesão sugere que este aumenta com o aumento de R_{pm} embora esse aumento atenua para valores elevados de R_{pm} devido à função do tipo potência. Por outro lado, a correlação com o coeficiente de atrito sugere que acima de um determinado valor do parâmetro R_{pm} de cerca de 0,3 mm, o coeficiente de atrito não aumenta com o aumento da rugosidade; neste caso, os desvios são bastante reduzidos para todas as situações. Ainda assim, estes resultados são contraditórios em relação às previsões dos coeficientes propostos pelos códigos [26, 140], bem como aos valores propostos por outros investigadores [156, 162]. Na análise de resultados, verificou-se ainda que os coeficientes de adesividade e de coesão são aproximadamente proporcionais, como se prova na correlação linear da Figura 7.52.

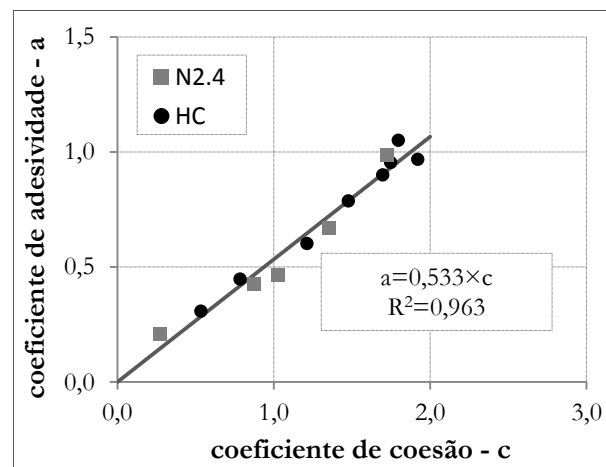


Figura 7.52 – Correlação entre os coeficientes c e a , para as séries N2.4 e HC.

7.3.3. Resistência ao corte longitudinal com variação da tensão normal

No sentido de avaliar a resistência ao corte longitudinal de interfaces com BEAL, em diferentes condições geométricas das resultantes do ensaio de corte inclinado, bem como de quantificar os parâmetros e as correlações envolvidas, apresentam-se os resultados obtidos nos provetes de ensaio ao corte directo, com dupla interface, variando o nível de tensão normal, σ_{i0} (0,0 MPa; 3,0 MPa; 6,0 MPa). As situações caracterizadas foram as resultantes da produção de provetes com betão de substrato N2.4, com três tipos de rugosidade (L; G; R), combinados com quatro tipos de betão adicionado (N2.4; HC1.9; HC1.7; HC1.5). No caso dos provetes com betão adicionado HC1.5 aplicaram-se apenas dois níveis de tensão normal (0,0 MPa; 3,0 MPa), excepto nos provetes com rugosidade L, por limitação da resistência à compressão do betão adicionado.

Verificou-se a ocorrência predominante da rotura adesiva, pelas duas interfaces de cada provete, embora esta tenha sido simultânea em cerca de metade dos provetes e assíncrona nos restantes (Figura 7.53); porém, quando ocorreu a segunda, o intervalo de tempo entre a rotura das duas interfaces foi geralmente reduzido e o provete manteve sempre as condições de equilíbrio,

embora com uma assimetria geométrica e de carga nesse curto período. Assim, apesar de se terem utilizado apenas dois provetes por cada situação, foram sujeitas a ensaio quatro interfaces; para o tratamento dos resultados, efectuou-se a média entre os valores correspondentes à primeira força de pico, sendo estatisticamente mais conservativo. Além da força e do deslocamento (entre as faces dos pratos rígidos da prensa), foi monitorizada a tensão normal média na interface, através das forças registadas pelas células de carga.

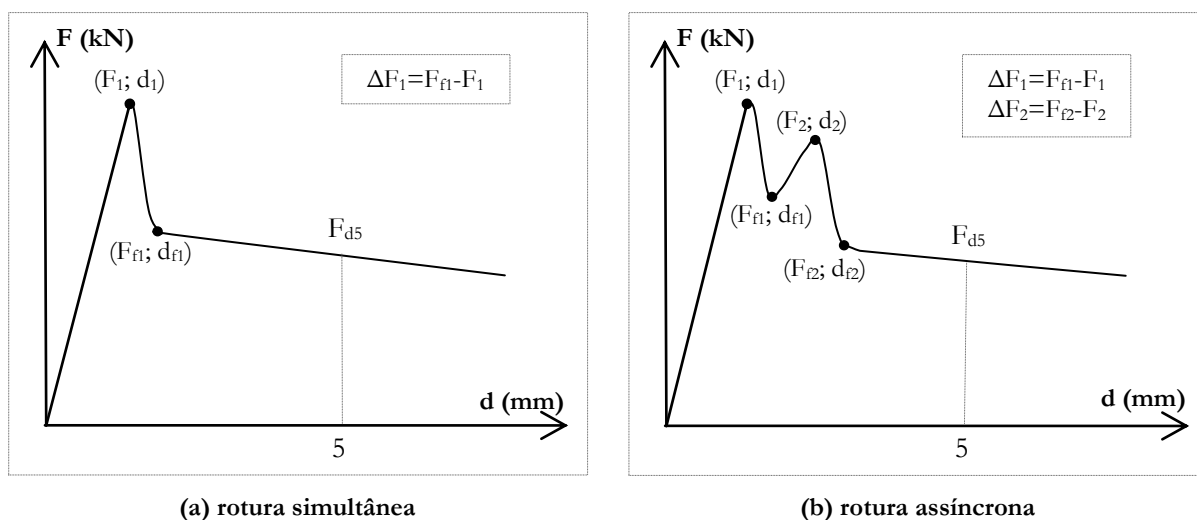


Figura 7.53 – Esquema da relação força-deslocamento (F-d) nos ensaios de duplo corte.

Os principais resultados obtidos, para os provetes com um valor nulo da tensão normal inicial da interface ($\sigma_{i0}=0 \text{ MPa}$), apresentam-se na Tabela 7.14, nomeadamente: a força de pico (F_i) e o respectivo deslocamento (d_i), e a variação de força pós-pico (ΔF_i), no caso da rotura simultânea; as forças de pico (F_1 e F_2) e os respectivos deslocamentos (d_1 e d_2), e as variações de força pós-pico (ΔF_1 e ΔF_2), no caso da rotura assíncrona; os valores da tensão normal na interface em ambos os instantes de estabilização pós-pico (σ_{i1} e σ_{i2}); os valores da força e da tensão normal da interface correspondentes ao deslocamento de 5 mm (F_{d5} e σ_{id5}).

Os gráficos força-deslocamento, $F-d$, obtidos a partir da instrumentação dos ensaios, correspondentes aos pares de provetes com rugosidades L, G e R, e com tensão $\sigma_{i0}=0 \text{ MPa}$, apresentam-se na Figura 7.54, na Figura 7.55 e na Figura 7.56, respectivamente; apesar das diferenças na simultaneidade de rotura, os dois provetes ($p1$ e $p2$), ensaiados para cada situação, apresentam desvios reduzidos, sendo quase coincidentes em alguns casos, principalmente na fase pós-pico.

Tabela 7.14 – Resultados do ensaio de duplo corte, com tensão normal nula ($\sigma_{i0}=0$ MPa).

| Referência | F_1 (kN) | d_1 (mm) | ΔF_1 (kN) | σ_{i1} (MPa) | F_2 (kN) | d_2 (mm) | ΔF_2 (kN) | σ_{i2} (MPa) | F_{i5} (kN) | σ_{i5} (MPa) |
|----------------|---------------|---------------|----------------------|------------------------|---------------|---------------|----------------------|------------------------|------------------|------------------------|
| N2.4_L_N2.4_0 | 42,9 | 0,16 | -14,3 | 0,01 | 47,9 | 0,65 | -16,9 | 0,06 | 32 | 0,15 |
| | 53,5 | 0,19 | -26,4 | 0,08 | - | - | - | - | 29 | 0,11 |
| N2.4_G_N2.4_0 | 307,3 | 0,44 | -117,1 | 0,14 | 254,6 | 0,74 | -65,0 | 0,50 | 206 | 1,09 |
| | 470,6 | 0,53 | -165,9 | 0,19 | 458,4 | 0,69 | -186,7 | 0,68 | 260 | 1,08 |
| N2.4_R_N2.4_0 | 910,0 | 1,33 | -333,4 | 1,02 | 667,8 | 2,80 | -156,2 | 2,12 | 489 | 2,67 |
| | 799,6 | 1,27 | -266,3 | 1,93 | - | - | - | - | 375 | 2,44 |
| N2.4_L_HC1.9_0 | 180,2 | 0,48 | -73,4 | 0,15 | 315,5 | 1,14 | -215,6 | 0,81 | 114 | 0,95 |
| | 236,3 | 0,53 | -92,6 | 0,17 | 261,8 | 1,54 | -133,4 | 0,67 | 119 | 0,82 |
| N2.4_G_HC1.9_0 | 849,4 | 1,09 | -196,5 | 1,31 | 781,6 | 1,28 | -143,6 | 1,87 | 607 | 1,21 |
| | 877,8 | 1,05 | -244,2 | 1,76 | - | - | - | - | 598 | 1,15 |
| N2.4_R_HC1.9_0 | 1103,1 | 1,23 | -670,4 | 0,58 | 703,7 | 2,29 | -313,2 | 1,67 | 423 | 2,36 |
| | 997,3 | 1,06 | -621,2 | 1,52 | - | - | - | - | 394 | 2,26 |
| N2.4_L_HC1.7_0 | 213,4 | 0,39 | -100,2 | 0,19 | 182,0 | 0,94 | -104,2 | 0,54 | 80 | 0,74 |
| | 118,9 | 0,32 | -36,5 | 0,08 | 165,2 | 1,09 | -103,4 | 0,32 | 78 | 0,38 |
| N2.4_G_HC1.7_0 | 628,3 | 0,73 | -88,5 | 0,20 | 828,5 | 1,17 | -252,6 | 0,82 | 500 | 1,73 |
| | 808,2 | 0,81 | -298,7 | 1,14 | - | - | - | - | 498 | 1,85 |
| N2.4_R_HC1.7_0 | 644,3 | 0,70 | -329,0 | 0,31 | 601,0 | 3,02 | -213,7 | 1,42 | 360 | 1,58 |
| | 794,3 | 1,20 | -350,0 | 0,23 | 610,0 | 3,47 | -176,7 | 0,92 | 401 | 0,97 |
| N2.4_L_HC1.5_0 | 96,2 | 0,37 | -71,8 | 0,10 | 113,1 | 0,94 | -83,3 | 0,27 | 40 | 0,39 |
| | 155,4 | 0,39 | -98,5 | 0,40 | - | - | - | - | 49 | 0,45 |
| N2.4_G_HC1.5_0 | 777,0 | 1,12 | -279,3 | 0,50 | - | - | - | - | 335 | 1,02 |
| | 493,7 | 0,81 | -215,6 | 0,89 | - | - | - | - | 310 | 2,10 |
| N2.4_R_HC1.5_0 | 612,0 | 0,87 | -123,5 | 0,33 | 615,0 | 2,46 | -159,7 | 0,89 | 371 | 1,05 |
| | 708,9 | 0,85 | -74,4 | 0,32 | 696,5 | 2,90 | -269,7 | 1,16 | 384 | 1,30 |

Pela análise dos valores obtidos, verificou-se o aumento da força de pico, com o aumento da rugosidade da interface, sendo a força mais baixa nos provetes com rugosidade L e mais elevada nos provetes com rugosidades G e R. Apesar de não se terem pré-esforçado os varões para aplicação da tensão normal, eliminou-se previamente a respectiva folga de aperto, o que permitiu a mobilização do esforço normal na interface; esta foi obtida através da rigidez axial dos varões, a qual foi solicitada apenas após a força de pico. Observou-se que a tensão na interface manteve-se quase constante até à força de pico, tendo aumentado posteriormente, maioritariamente nos provetes com rugosidade G e R.

Os provetes com rugosidade L apresentam gráficos $F-d$ com padrão de evolução semelhante (Figura 7.54), sendo as forças de pico (F_1 e F_2), bem como as forças residuais pós-pico, mais elevadas nos provetes com BEAL adicionado, comparativamente aos provetes com BDN adicionado. Além disso, os provetes com BEAL adicionado apresentam uma redução das forças obtidas com a redução da resistência do BEAL, apesar de terem igual matriz ligante.

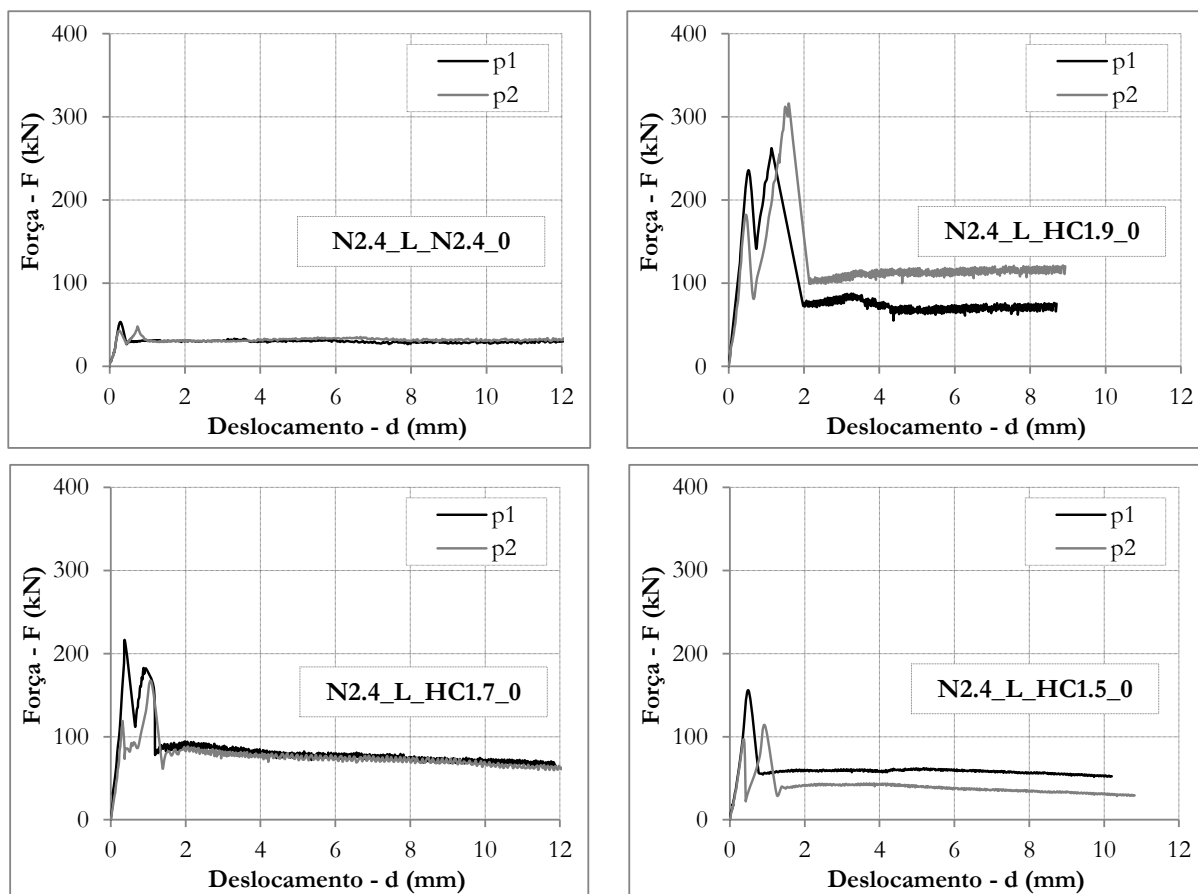


Figura 7.54 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade L e $\sigma_{i0}=0$ MPa.

Os provetes com rugosidades G e R apresentam, para cada tipo de rugosidade, gráficos $F-d$ com padrão de evolução semelhante (Figura 7.54 e Figura 7.56). Contudo, nos provetes com rugosidade G, as forças de pico e as forças residuais pós-pico são mais elevadas nos provetes com BEAL adicionado, comparativamente aos provetes com BDN. Nos provetes com rugosidade R, os provetes com BDN adicionado têm elevados valores de força de pico e os maiores valores na força residual, comparativamente aos provetes com BEAL adicionado. Este comportamento deve-se ao facto de este tipo de rugosidade da interface, composta por sulcos que são preenchidos com o betão adicionado, mobilizar com maior eficiência o imbricamento dos agregados do betão adicionado; este efeito afecta igualmente o valor da resistência pós-pico, sendo mais elevado nos provetes com rugosidade R e BDN adicionado, reduzindo-se nos provetes com BEAL adicionado, principalmente nos de menor resistência.

À semelhança dos provetes com rugosidade L, também os provetes com rugosidade G apresentam uma redução das forças com a redução da resistência do BEAL adicionado. Já nos provetes com rugosidade R, as forças de pico são maiores nos provetes com BEAL adicionado de resistência mais elevada, embora as forças residuais sejam semelhantes independentemente da resistência do BEAL adicionado.

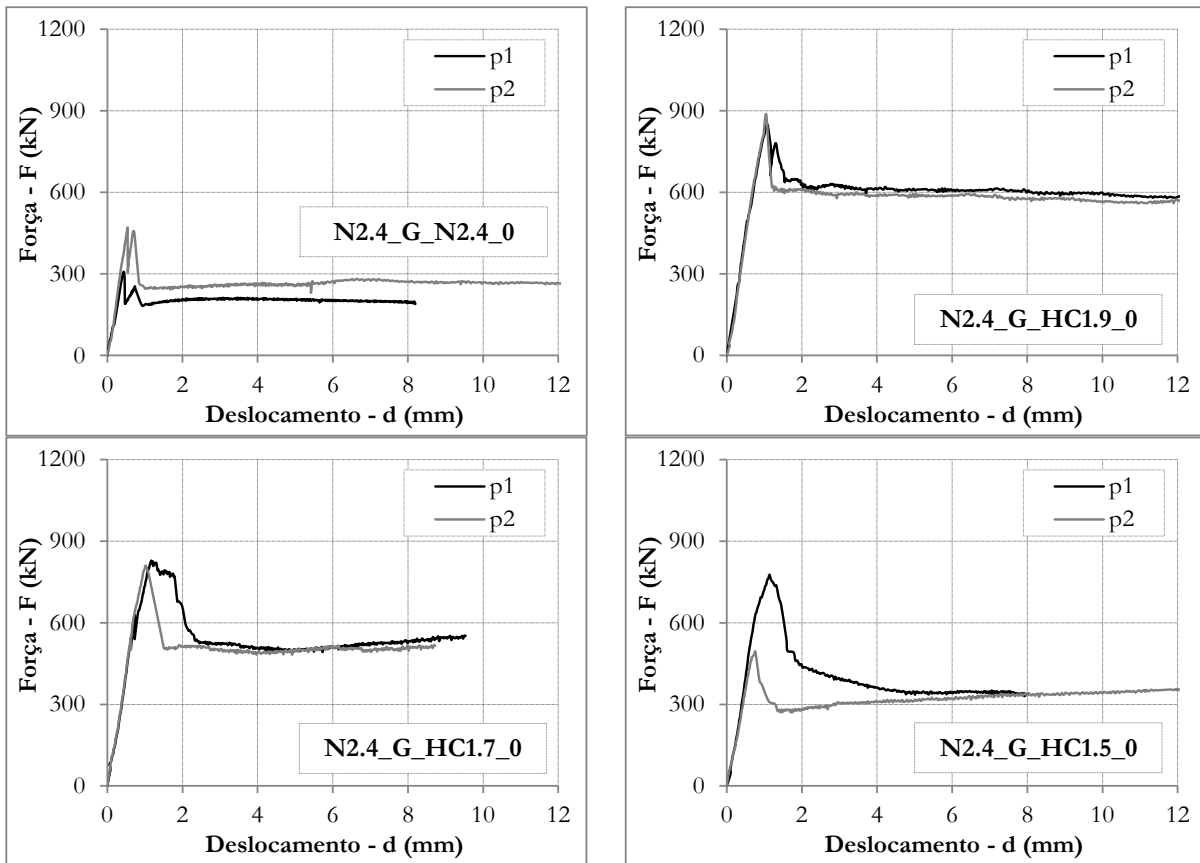


Figura 7.55 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade G e $\sigma_{i0}=0 MPa$

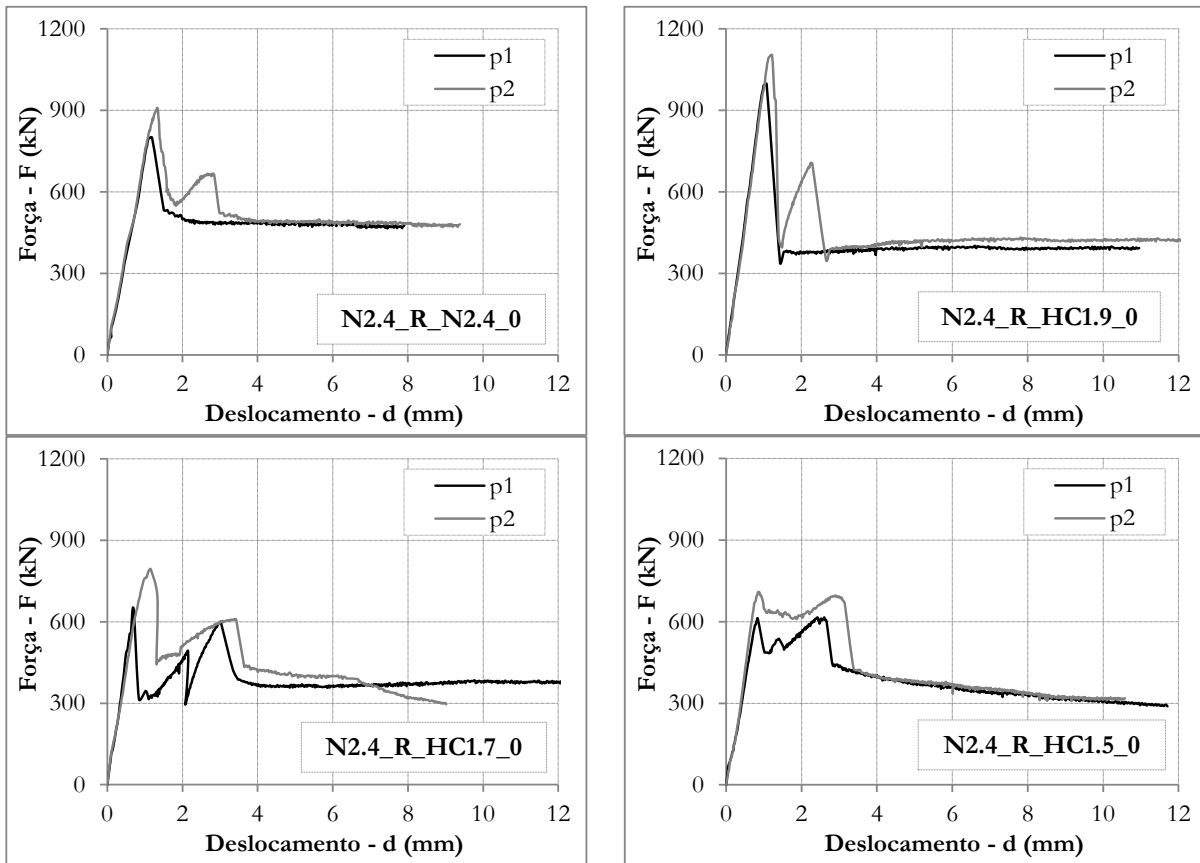


Figura 7.56 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade R e $\sigma_{i0}=0 MPa$

Os principais resultados dos ensaios de corte, com dupla interface, nos provetes com tensão normal da interface ($\sigma_{i0}=3 MPa$) e nos provetes com tensão normal da interface ($\sigma_{i0}=6 MPa$), apresentam-se na Tabela 7.15 e na Tabela 7.16, respectivamente. Nestes provetes, a tensão normal foi aplicada antes do início de cada ensaio, sendo monitorizada a sua evolução; a variação foi igualmente desprezável até ao valor da força de pico, tendo aumentado significativamente nos provetes com elevada rugosidade. Nos provetes com betão adicionado HC1.5 e com interfaces de elevada rugosidade (G e R), ocorreu rotura por compressão do betão adicionado HC1.5, na zona do elemento central saliente do provete; esta situação resultou da elevada resistência da interface, em relação ao valor previsto inicialmente, originando rotura pelo critério de resistência à compressão; este facto foi previsto apenas para o caso da tensão normal de 6 MPa, mas a elevada resistência da interface, devida à resistência da matriz ligante, contribuiu para a sua ocorrência nos provetes com tensão normal de 3 MPa.

Os correspondentes gráficos $F-d$, obtidos nos ensaios dos pares de provetes com rugosidades L, G e R, combinadas com as tensões normais $\sigma_{i0}=3 MPa$ e $\sigma_{i0}=6 MPa$, apresentam-se da Figura 7.57 à Figura 7.62, respectivamente; os dois provetes ($p1$ e $p2$), ensaiados para cada situação, apresentam igualmente desvios reduzidos, sendo quase coincidentes em alguns casos.

Tabela 7.15 – Resultados dos ensaios de duplo corte, com tensão normal ($\sigma_{i0}=3 MPa$).

| Referência | F_1 (kN) | d_1 (mm) | ΔF_1 (kN) | σ_{i1} (MPa) | F_2 (kN) | d_2 (mm) | ΔF_2 (kN) | σ_{i2} (MPa) | F_{d5} (kN) | σ_{d5} (MPa) |
|----------------|---------------|---------------|----------------------|------------------------|---------------|---------------|----------------------|------------------------|------------------|------------------------|
| N2.4_L_N2.4_3 | 280,8 | 0,44 | -45,7 | 3,04 | - | - | - | - | 202 | 2,97 |
| | 211,0 | 0,54 | -15,2 | 3,01 | - | - | - | - | 191 | 2,99 |
| N2.4_G_N2.4_3 | 711,2 | 1,00 | -50,1 | 3,47 | 771,7 | 1,76 | -113,8 | 4,44 | 536 | 4,84 |
| | 585,9 | 0,89 | -65,7 | 3,74 | - | - | - | - | 486 | 4,78 |
| N2.4_R_N2.4_3 | 1341,6 | 1,47 | -206,4 | 4,59 | 1149,5 | 2,58 | -151,0 | 5,21 | 815 | 5,80 |
| | 1344,2 | 1,54 | -30,8 | 4,74 | 1556,5 | 2,01 | -56,0 | 5,08 | 814 | 5,65 |
| N2.4_L_HC1.9_3 | 650,1 | 0,67 | -346,1 | 3,19 | 431,6 | 1,41 | -126,6 | 3,82 | 298 | 3,88 |
| | 630,6 | 0,69 | -228,7 | 3,29 | 658,6 | 2,12 | -220,5 | 3,81 | 386 | 3,82 |
| N2.4_G_HC1.9_3 | 1285,4 | 1,58 | -185,9 | 5,03 | - | - | - | - | 876 | 5,44 |
| | 1365,6 | 1,39 | -221,6 | 4,89 | - | - | - | - | 893 | 5,29 |
| N2.4_R_HC1.9_3 | 1432,5 | 1,62 | -21,3 | 4,33 | 1420,0 | 1,74 | -42,9 | 4,57 | 793 | 5,31 |
| | 1524,7 | 2,18 | -274,3 | 5,63 | 1233,6 | 3,66 | -98 | 6,10 | 943 | 6,01 |
| N2.4_L_HC1.7_3 | 443,5 | 0,71 | -142 | 3,25 | - | - | - | - | 252 | 3,50 |
| | 418,3 | 0,48 | -29,9 | 3,09 | 515,3 | 1,45 | -218,7 | 3,45 | 231 | 3,27 |
| N2.4_G_HC1.7_3 | 1320,8 | 1,10 | -74,4 | 3,92 | 1185,4 | 1,99 | -192,3 | 4,57 | 781 | 5,10 |
| | 1408,5 | 1,34 | -236,4 | 4,03 | - | - | - | 4,36 | 680 | 4,36 |
| N2.4_R_HC1.7_3 | 1385,0 | 1,54 | -149,7 | 4,81 | - | - | - | - | 599 | 4,67 |
| | 1358,1 | 1,24 | -16,8 | 3,82 | 1555,7 | 1,82 | -189,5 | 4,34 | 806 | 4,44 |
| N2.4_L_HC1.5_3 | 449,8 | 0,72 | -159,4 | 3,13 | 585,3 | 2,35 | -84,7 | 3,30 | 393 | 3,05 |
| | 385,4 | 0,68 | -98,3 | 3,27 | - | - | - | - | 261 | 3,12 |
| N2.4_G_HC1.5_3 | 680,7 | 1,21 | -32,3 | 3,22 | - | - | - | - | - | - |
| | 693,2 | 1,28 | -36,5 | 3,26 | - | - | - | - | - | - |
| N2.4_R_HC1.5_3 | 737,8 | 1,17 | -54,7 | 3,16 | - | - | - | - | - | - |
| | 716,2 | 1,22 | -47,4 | 3,25 | - | - | - | - | - | - |

Tabela 7.16 – Resultados dos ensaios de duplo corte, com tensão normal ($\sigma_{i0}=6 \text{ MPa}$).

| Referência | F_1 (kN) | d_1 (mm) | ΔF_1 (kN) | σ_{i1} (MPa) | F_2 (kN) | d_2 (mm) | ΔF_2 (kN) | σ_{i2} (MPa) | F_{i5} (kN) | σ_{i5} (MPa) |
|----------------|---------------|---------------|----------------------|------------------------|---------------|---------------|----------------------|------------------------|------------------|------------------------|
| N2.4_L_N2.4_6 | 447,3 | 0,66 | -20,2 | 6,00 | 528,7 | 0,93 | -101,9 | 5,99 | 373 | 5,95 |
| | 439,8 | 0,70 | -59,6 | 6,02 | - | - | - | - | 361 | 5,96 |
| N2.4_G_N2.4_6 | 1052,5 | 1,14 | -86,5 | 6,51 | 1076,7 | 2,18 | -95,0 | 7,27 | 846 | 7,66 |
| | 807,9 | 0,59 | -111,0 | 6,53 | 1002,9 | 1,72 | -341,6 | 7,27 | 678 | 7,28 |
| N2.4_R_N2.4_6 | 1530,1 | 1,14 | -57,4 | 6,77 | 1278,2 | 1,20 | -43,3 | 7,46 | 893 | 7,85 |
| | 1491,0 | 1,88 | -82,2 | 7,05 | - | - | - | - | 851 | 7,69 |
| N2.4_L_HC1.9_6 | 704,6 | 0,78 | -87,9 | 6,29 | 652,1 | 1,03 | -163,8 | 6,54 | 335 | 6,33 |
| | 827,3 | 0,91 | -252,0 | 6,48 | - | - | - | - | 444 | 6,36 |
| N2.4_G_HC1.9_6 | 1463,6 | 1,41 | -28,2 | 7,21 | - | - | - | - | 789 | 6,76 |
| | 1398,3 | 1,65 | -40,1 | 7,42 | 1385,7 | 2,15 | -185,1 | 7,71 | 804 | 7,72 |
| N2.4_R_HC1.9_6 | 1524,0 | 1,52 | -27,0 | 6,98 | 1686,6 | 2,14 | -277,2 | 7,91 | 834 | 7,54 |
| | 1760,7 | 1,96 | -234,8 | 7,41 | - | - | - | - | 738 | 6,58 |
| N2.4_L_HC1.7_6 | 586,1 | 1,23 | -114,6 | 6,41 | - | - | - | - | 358 | 6,04 |
| | 612,7 | 0,75 | -11,7 | 6,16 | 722,0 | 1,28 | -14,8 | 6,35 | 455 | 6,25 |
| N2.4_G_HC1.7_6 | 1344,9 | 1,32 | -110,1 | 7,51 | - | - | - | - | 659 | 7,16 |
| | 1282,8 | 1,62 | -36,3 | 6,57 | 1318,0 | 2,04 | -220,5 | 6,64 | 720 | 6,43 |
| N2.4_R_HC1.7_6 | 1264,1 | 1,41 | -21,4 | 6,40 | 1323,9 | 2,06 | -164,4 | 6,51 | 637 | 6,27 |
| | 1462,6 | 1,07 | -42,3 | 6,38 | 1509,2 | 1,64 | -211,4 | 6,53 | 780 | 6,35 |
| N2.4_L_HC1.5_6 | 740,3 | 0,92 | -201,8 | 6,18 | 732,1 | 2,01 | -13,5 | 6,14 | 549 | 6,07 |
| | 527,8 | 0,87 | -106,7 | 6,16 | - | - | - | - | 402 | 6,09 |

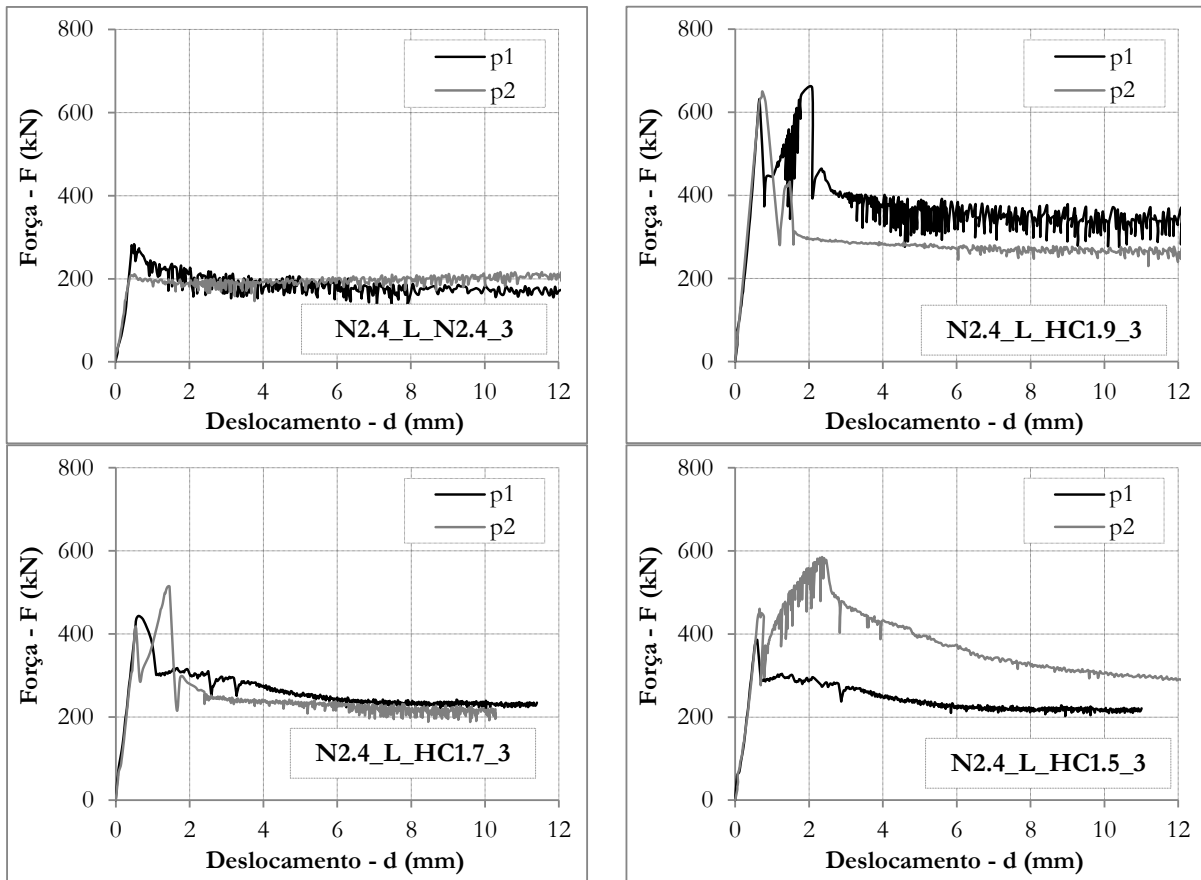


Figura 7.57 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade L e $\sigma_{i0}=3 \text{ MPa}$.

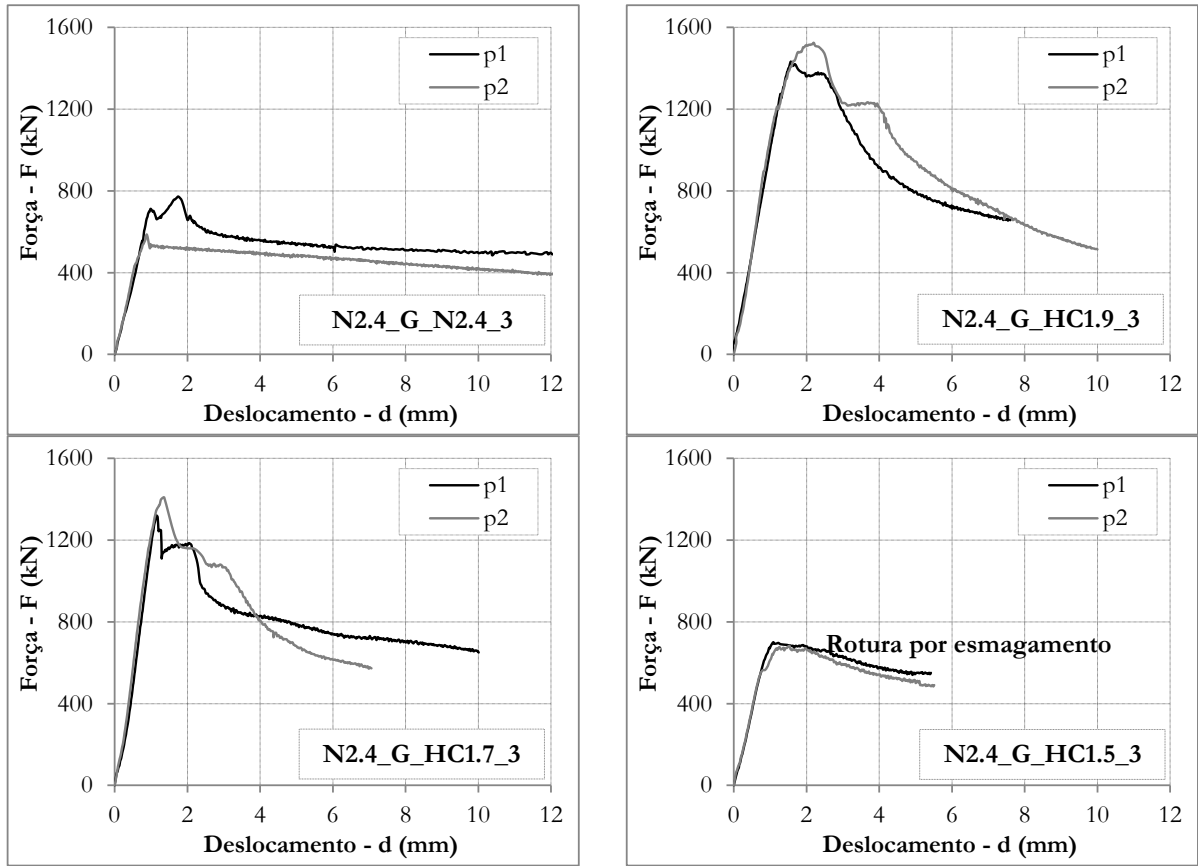


Figura 7.58 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade G e $\sigma_{i0}=3$ MPa.

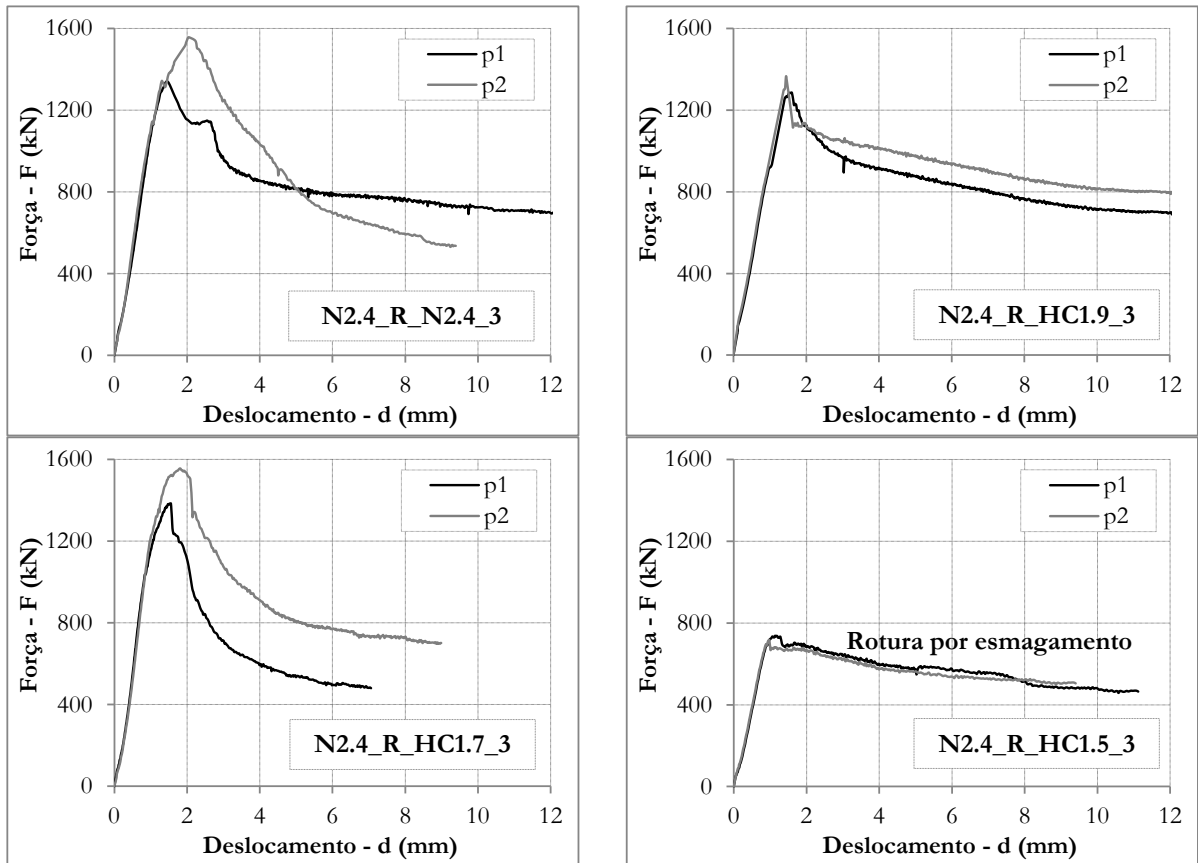


Figura 7.59 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade R e $\sigma_{i0}=3$ MPa.

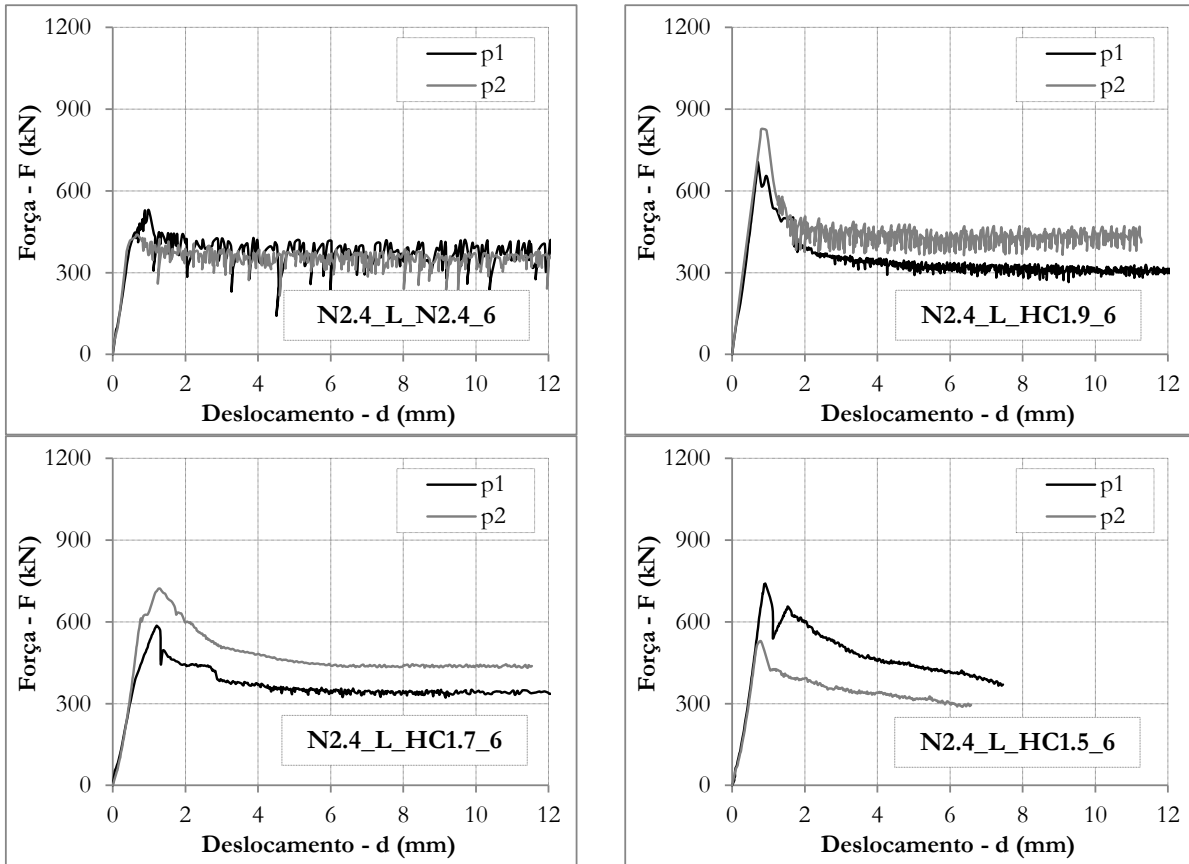


Figura 7.60 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade L e $\sigma_{i0}=6$ MPa.

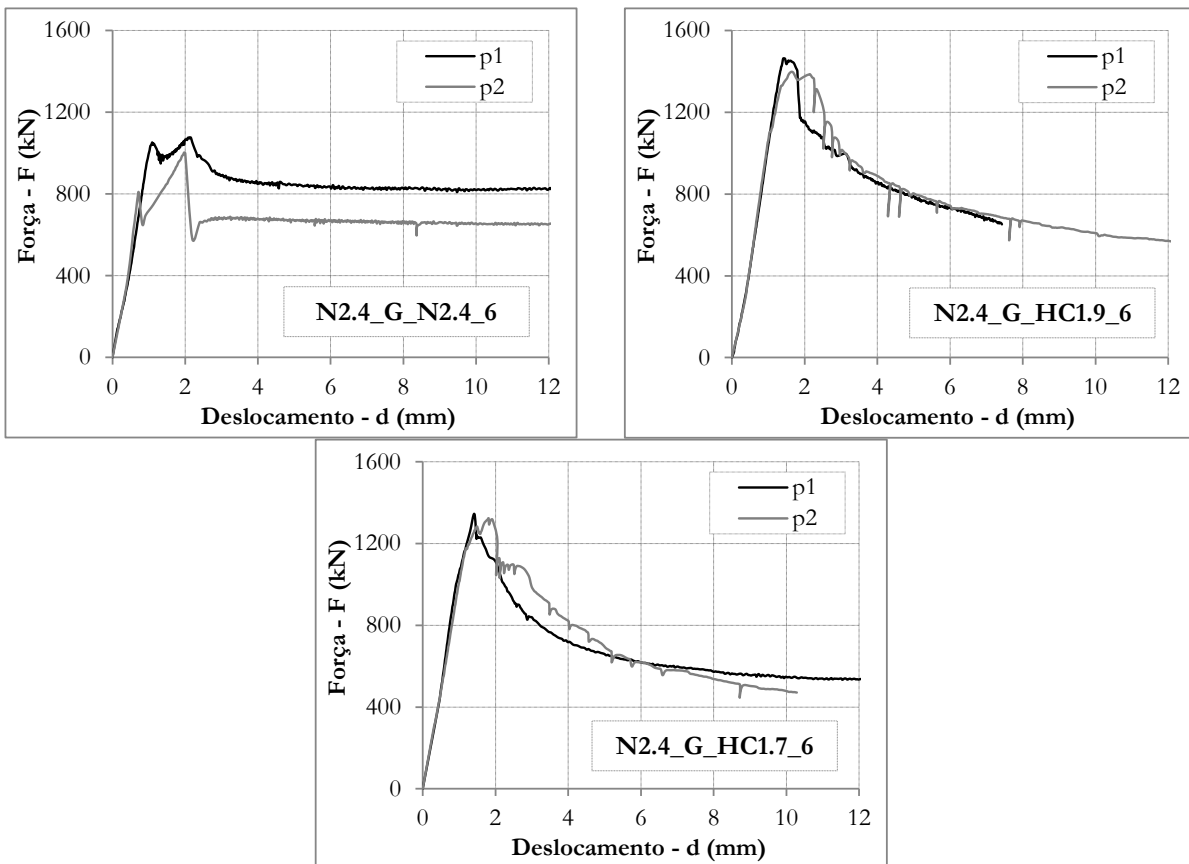


Figura 7.61 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade G e $\sigma_{i0}=6$ MPa.

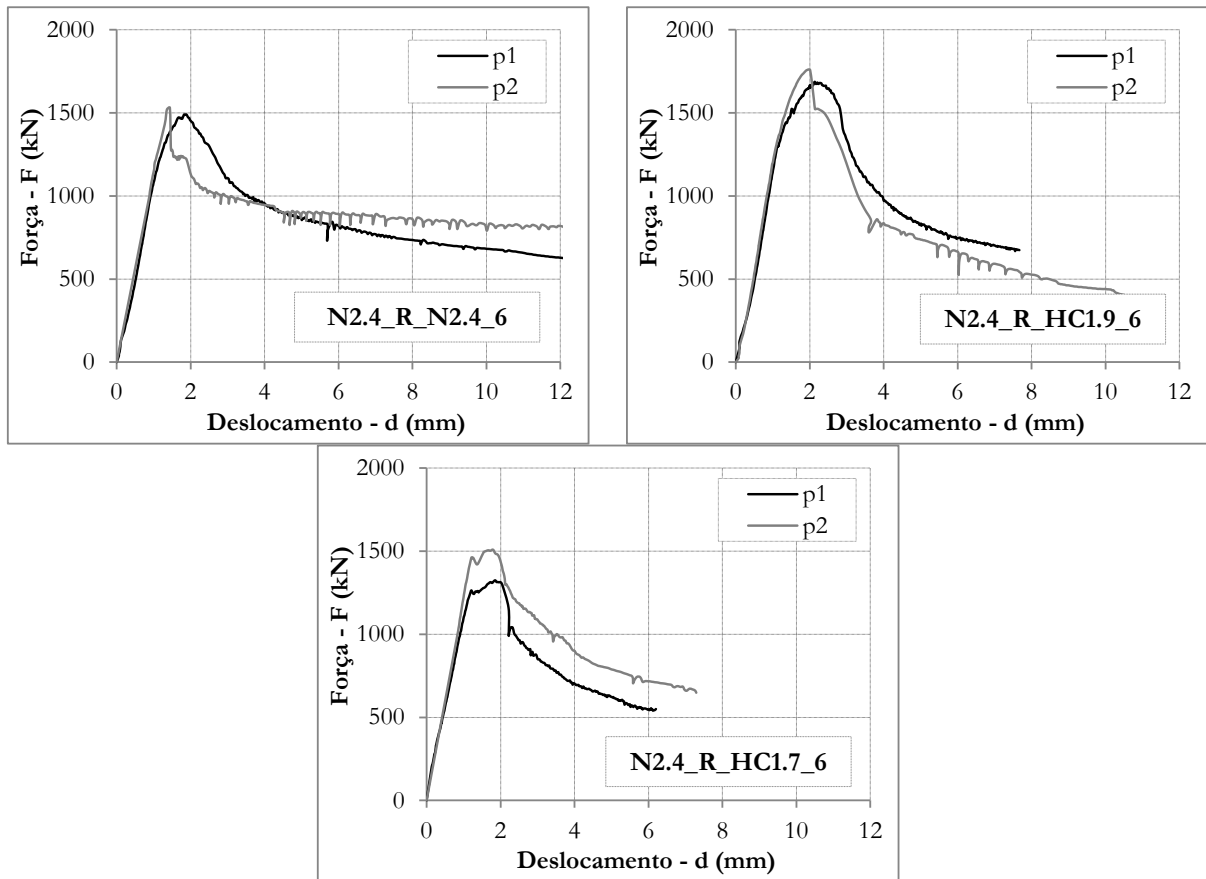


Figura 7.62 – Relação $F-d$ dos provetes com rugosidade R e $\sigma_{i0}=6 MPa$.

Da análise dos gráficos $F-d$, obtidos nos ensaios realizados com aplicação de tensão normal na interface ($\sigma_{i0}=3 MPa$ e $\sigma_{i0}=6 MPa$), verifica-se que: (i) os valores das forças de pico aumentaram com a aplicação e o aumento da tensão normal, comparativamente aos ensaios com $\sigma_{i0}=0 MPa$; (ii) as variações de força pós-pico (ΔF_1 e ΔF_2) reduziram, em proporção com as forças de pico, comparativamente aos provetes $\sigma_{i0}=0 MPa$, sendo este facto influenciado pelo atrito mobilizado pela tensão normal; (iii) os valores das forças de pico dos provetes com rugosidade L e G são mais elevados nas situações com BEAL adicionado, comparativamente às situações com BDN adicionado, à semelhança dos provetes com $\sigma_{i0}=0 MPa$; (iv) as forças de pico dos provetes com rugosidade R e com BDN adicionado foram muito elevadas, sendo próximas das obtidas nas situações com o BEAL adicionado de maior resistência, ou inclusive mais elevadas, facto que já se verificou nos provetes com $\sigma_{i0}=0 MPa$; (v) o declive da evolução pós-pico nos provetes com BDN adicionado é muito reduzido, comparativamente aos provetes com BEAL adicionado, principalmente nas rugosidades G e R, sendo este comportamento influenciado pela resistência à abrasão dos agregados normais, a qual é muito superior à dos agregados leves; (vi) os provetes de maior rugosidade, G e R, com betão adicionado HC1.5 e $\sigma_{i0}=3 MPa$, apresentaram rotura por esmagamento, à compressão, do betão adicionado de menor resistência, conforme já foi referido.

Em função das forças de pico dos provetes, determinaram-se os correspondentes valores médios da tensão de corte da interface, v_{im} , através da expressão analítica (7.6), onde F é a força de pico e A_i é a área de cada interface:

$$v_{im} = \frac{(F/2)}{(A_i)} \tag{7.6}$$

Os resultados obtidos constam da Tabela 7.17, sendo apresentada, na Figura 7.63, a evolução dos valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , com o aumento da respectiva tensão normal inicial, σ_{i0} . No caso da tensão $\sigma_{i0}=0 MPa$, a tensão da interface pode, simplificada, considerar-se próxima da tensão de corte puro. O valor médio da tensão normal da interface aumenta significativamente em relação à tensão aplicada externamente, particularmente quando a força de rotura é elevada. Observa-se que a evolução da resistência da interface é aproximadamente linear para os provetes com rugosidade reduzida (L) e para os provetes N2.4_G_N2.4. Porém, nas restantes situações, apesar de a resistência da interface tender a aumentar com o aumento da tensão normal, este aumento não foi linear, principalmente para as situações com maior rugosidade da interface. Além disso, a resistência da interface das situações N2.4_G_HC1.7 e N2.4_R_HC1.7 reduziu com o aumento da tensão normal de 3 MPa para 6 MPa. Porém, apesar desta redução, a tendência média das situações com maior rugosidade (G e R) foi de estabilização da resistência ao corte da interface, acima de um valor da tensão normal, aproximadamente de $\sigma_{i0}=3 MPa$.

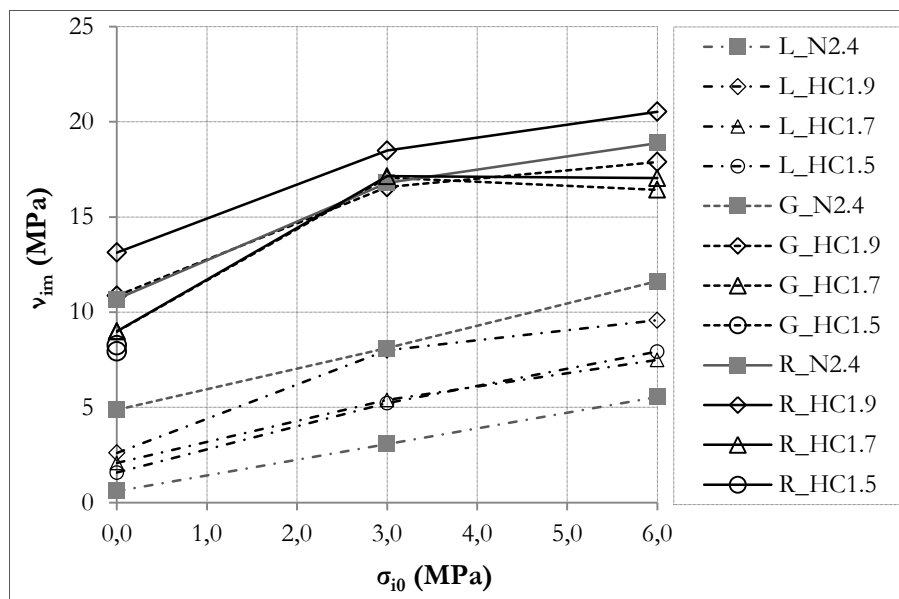


Figura 7.63 – Relação entre a σ_{i0} e a correspondente resistência v_{im} nas situações caracterizadas.

Na realidade, esta abordagem não é exacta, uma vez que, nos provetes ensaiados, a interface está sujeita a variação das tensões, principalmente na zona superior da interface do elemento (zona com descontinuidade geométrica que provoca concentração de tensões). A tendência acima descrita, observada nos provetes com elevada rugosidade da interface, e com elevado nível de carga, poderá ser condicionada pela concentração de tensões nessa zona. Por esse motivo, efectuou-se uma análise numérica linear elástica, recorrendo a um programa comercial de elementos finitos, Lusas [125], tendo-se construído o modelo cuja malha se apresenta na Figura 7.64. Considerou-se o deslocamento uniforme na face superior de cada provete ($100 \times 200 \text{ mm}^2$), nos modelos correspondentes às diferentes situações, simulando o deslocamento provocado pela força do prato superior da prensa, sendo os resultados das correspondentes tensões na interface apresentados da Figura 7.65 à Figura 7.67.

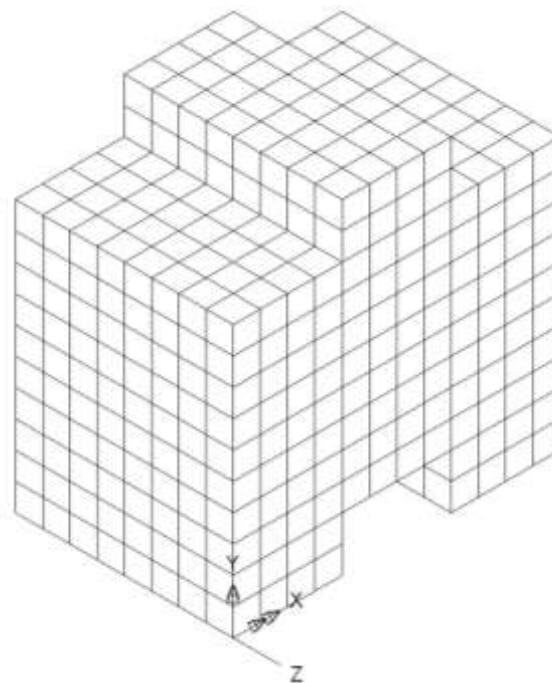


Figura 7.64 – Modelo de elementos finitos dos provetes de duplo corte.

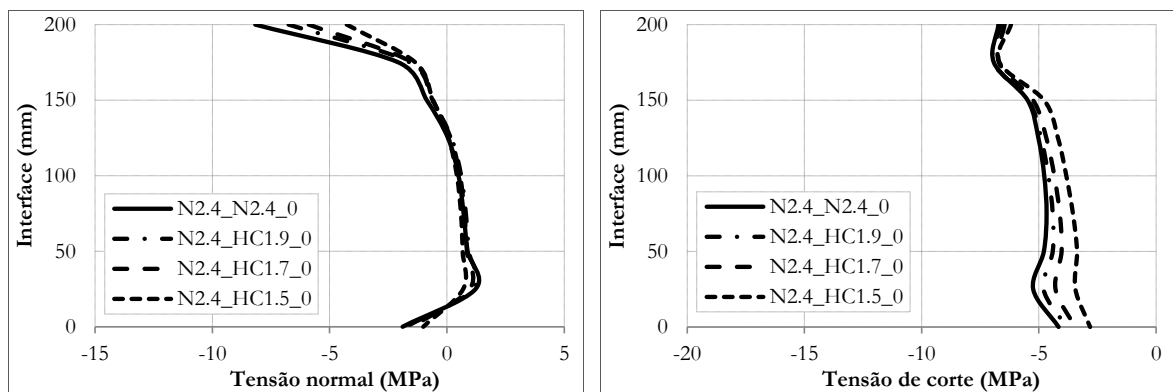


Figura 7.65 – Evolução das tensões normais e de corte, nos provetes de duplo corte, com $\sigma_{i0}=0 \text{ MPa}$.

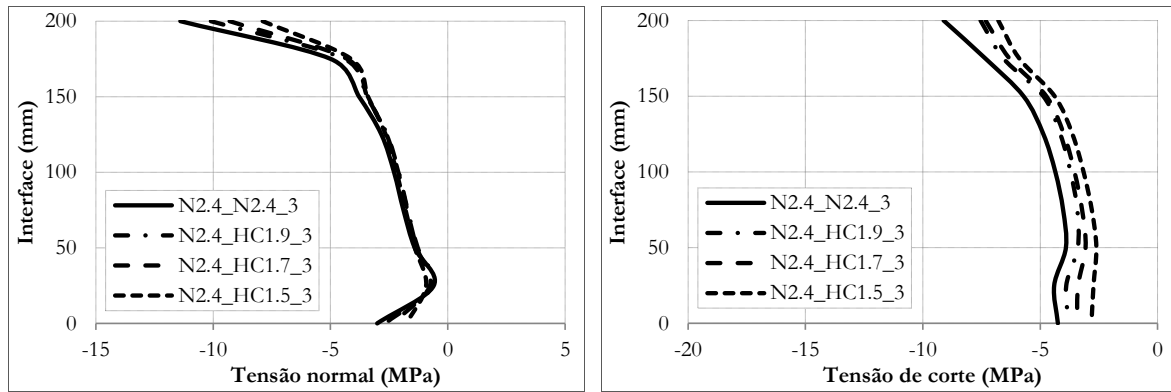


Figura 7.66 – Evolução das tensões normais e de corte, nos provetes de duplo corte, com $\sigma_{i0}=3$ MPa.

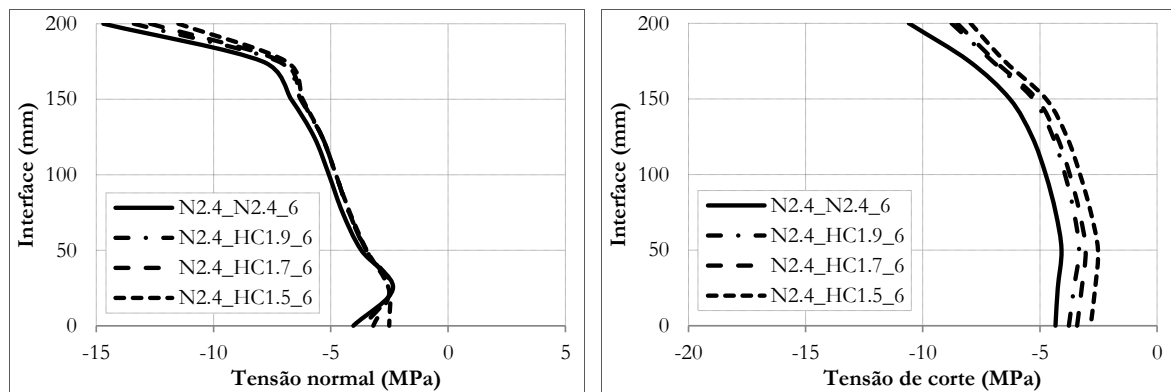


Figura 7.67 – Evolução das tensões normais e de corte, nos provetes de duplo corte, com $\sigma_{i0}=6$ MPa.

Da análise dos resultados, comprova-se que a tensão normal não é constante ao longo da interface, aumentando a tensão de compressão em altura, com uma forte concentração na zona superior. De um modo geral, a tensão normal não é significativamente influenciada com a redução do módulo de elasticidade do betão adicionado, verificando-se influência principalmente nas zonas extremas da interface. Apesar das variações, os valores médios da tensão normal da interface, obtidos numericamente, apresentam desvios em relação à tensão normal medida experimentalmente, com os seguintes valores: 0,7 MPa nos provetes com $\sigma_{i0}=0$ MPa; 3,2 MPa nos provetes com $\sigma_{i0}=3$ MPa; 5,6 MPa nos provetes com $\sigma_{i0}=6$ MPa.

Ao analisar a tensão de corte, verificou-se que, com a redução do módulo de elasticidade do betão adicionado, o valor médio da tensão de corte na interface e a correspondente força aplicada reduzem, para o mesmo deslocamento considerado na face superior, uma vez que existe uma redução da rigidez do provete. A tensão de corte na interface apresenta, no modelo numérico, uma evolução semelhante para todas as situações, observando-se um aumento na extremidade superior da interface; verifica-se ainda que a amplitude da tensão de corte não é proporcional à força aplicada, aumentando essa diferença com o aumento da diferença entre os módulos de elasticidade dos betões de substrato e adicionado. Assim, a relação entre os valores médios da

tensão de corte da análise numérica e os correspondentes valores analíticos variou entre os seguintes valores, em função da situação considerada: 1,22 (N2.4_N2.4); 1,27 (N2.4_HC1.9); 1,37 (N2.4_HC1.7); 1,58 (N2.4_HC1.5).

Em síntese, este estudo numérico permitiu analisar as diferenças entre os valores calculados analiticamente, para as tensões normal e de corte, e os valores numéricos correspondentes. Caracterizou-se a evolução destas tensões na interface do provete e identificaram-se as zonas de concentração de tensões; além disso, foi possível quantificar, aproximadamente, as diferenças entre os valores médios das tensões da interface, obtidos por análise numérica e analiticamente.

Apesar dos desvios identificados no estudo numérico, apresentam-se os coeficientes de coesão e de atrito (c e μ) na Tabela 7.17, determinados de acordo com as expressões analíticas (7.4) e (7.5).

Tabela 7.17 – Resultados da resistência ao corte, com variação da tensão normal.

| Referência | $\sigma_{n0}=0 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{n0}=3 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{n0}=6 \text{ MPa}$ | | μ (atrito) val. médio |
|--------------|-----------------------------|--------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|----------------|------------------------------|
| | $v_i=\tau_0 \text{ (MPa)}$ | c (coesão) | $v_{im} \text{ (MPa)}$ | μ (atrito) | $v_{im} \text{ (MPa)}$ | μ (atrito) | |
| N2.4_L_N2.4 | 0,60 | 0,15 | 3,07 | 0,81 | 5,54 | 0,82 | 1,16 |
| N2.4_G_N2.4 | 4,86 | 1,25 | 8,11 | 1,06 | 11,63 | 1,13 | 1,73 |
| N2.4_R_N2.4 | 10,69 | 2,74 | 16,79 | 2,00 | 18,88 | 1,37 | 1,85 |
| N2.4_L_HC1.9 | 2,60 | 0,67 | 8,00 | 1,77 | 9,57 | 1,16 | 1,47 |
| N2.4_G_HC1.9 | 10,86 | 2,78 | 16,57 | 1,87 | 17,89 | 1,17 | 1,52 |
| N2.4_R_HC1.9 | 13,13 | 3,37 | 18,48 | 1,76 | 20,53 | 1,23 | 1,49 |
| N2.4_L_HC1.7 | 2,08 | 0,56 | 5,39 | 1,09 | 7,49 | 0,90 | 1,02 |
| N2.4_G_HC1.7 | 8,98 | 2,43 | 17,06 | 2,65 | 16,42 | 1,24 | 1,95 |
| N2.4_R_HC1.7 | 8,99 | 2,43 | 17,14 | 2,67 | 17,04 | 1,34 | 2,01 |
| N2.4_L_HC1.5 | 1,57 | 0,60 | 5,22 | 1,20 | 7,93 | 1,06 | 1,13 |
| N2.4_G_HC1.5 | 7,94 | 3,05 | 8,59 | - | - | - | - |
| N2.4_R_HC1.5 | 8,26 | 3,18 | 9,09 | - | - | - | - |

Os resultados obtidos para o coeficiente de coesão foram comparados com o parâmetro de rugosidade R_{pm} (Figura 7.68.a), por tipo de betão adicionado, sendo notório o aumento da resistência com o aumento da rugosidade do substrato. Compararam-se os valores dos coeficientes de coesão, para as séries N2.4 e HC (valores médios dos betões do tipo HC), com as correlações obtidas para os provetes de corte inclinado (Figura 7.68.b). Verificou-se um desvio acentuado, não só nos provetes da série HC com rugosidade G e R, mas também nos provetes da série N2.4, com rugosidade R. Este desvio deve-se, essencialmente ao aumento da tensão normal da interface, nas situações com maior valor de carga de rotura.

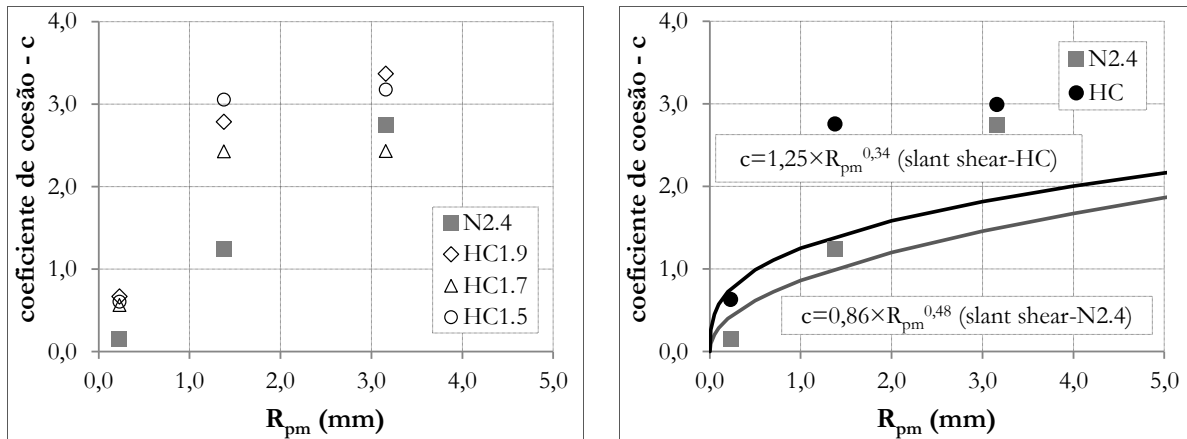


Figura 7.68 – Comparação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de coesão, c , por duplo corte.

Pela razão referida anteriormente, foi analisada outra curva de correlação (Figura 7.69), ajustada aos resultados dos coeficientes obtidos nos provetes de corte directo, embora o ajuste não seja satisfatório, uma vez que a série N2.4 tende a ajustar uma recta e a série HC tende a ajustar uma curva de potência. Este desvio de tendências deve-se ao facto de o BDN adicionado ter revelado, nas situações com rugosidade R , uma maior eficiência no aumento da resistência da interface, comparativamente às correspondentes situações com BEAL adicionado. Porém, e uma vez que se produziram os sulcos da rugosidade R com um afastamento médio de cerca de 5 cm , este desvio poderá atenuar com a redução do afastamento, resultando na distribuição mais homogênea da rugosidade na interface. Ainda assim, a opção mais conservativa será considerar a expressão obtida na análise dos resultados do ensaio de corte inclinado.

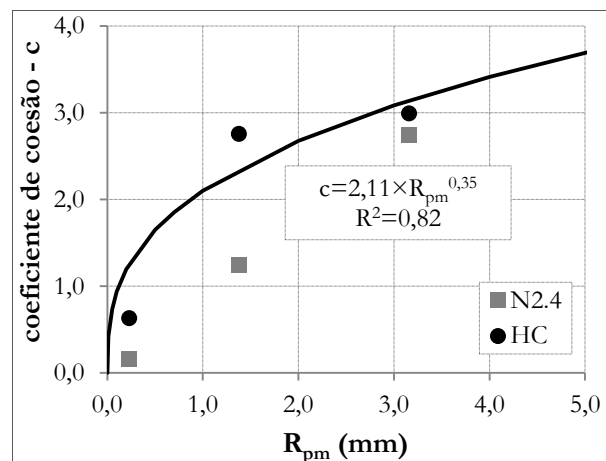


Figura 7.69 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de coesão, c , por duplo corte.

Os resultados do coeficiente de atrito compararam-se, igualmente, com o parâmetro de rugosidade R_{pm} (Figura 7.70.a), por tipo de betão adicionado, onde se verifica o aumento da resistência com o aumento da rugosidade do substrato. Compararam-se ainda os valores dos coeficientes de atrito, para as séries N2.4 e HC, com a correlação obtida para os provetes de corte

inclinado (Figura 7.70.b). Observou-se também um desvio acentuado, não só nos provetes da série HC com rugosidade G e R, mas também nos provetes da série N2.4, com rugosidade R. Este desvio deve-se igualmente ao aumento da tensão normal na interface, principalmente nas situações com elevada força de rotura, conforme se provou no estudo numérico apresentado.

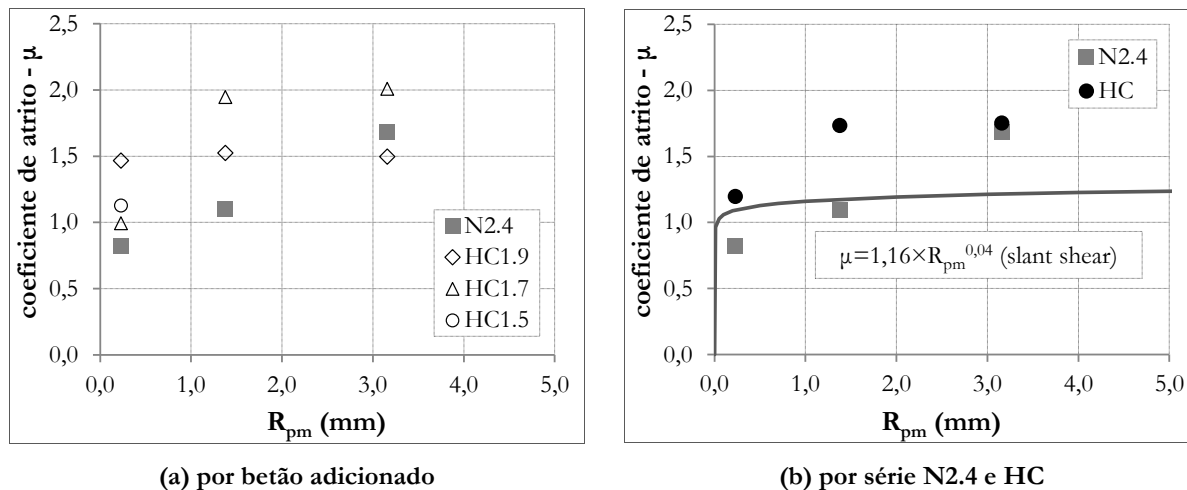


Figura 7.70 – Comparação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de atrito, μ , por duplo corte.

Assim, ajustaram-se diferentes curvas de correlação aos resultados obtidos (Figura 7.71), para cada uma das séries N2.4 e HC, verificando-se um bom ajuste. No entanto, a opção mais conservativa é considerar a expressão obtida na análise dos resultados do ensaio de corte inclinado.

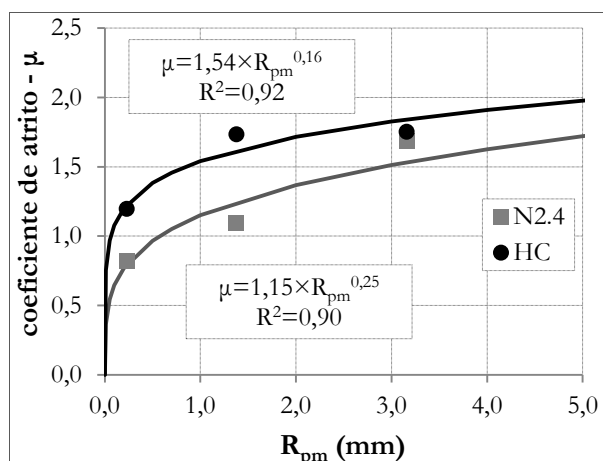


Figura 7.71 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e o coeficiente de atrito, μ , por duplo corte.

Pela análise dos resultados, verificou-se ainda que o valor residual da tensão normal da interface, posteriormente à rotura de ambas as interfaces do provete, σ_{ij} , aumentou comparativamente à tensão inicial aplicada, σ_{i0} ; contudo, esse aumento foi maior para os provetes com elevada rugosidade da interface. Assim, comparou-se essa evolução, na Figura 7.72, para as três séries ($\sigma_{i0} = 0 \text{ MPa}$; $\sigma_{i0} = 3 \text{ MPa}$; $\sigma_{i0} = 6 \text{ MPa}$) das quatro situações com diferente betão adicionado (N2.4; HC1.9; HC1.7; HC1.5).

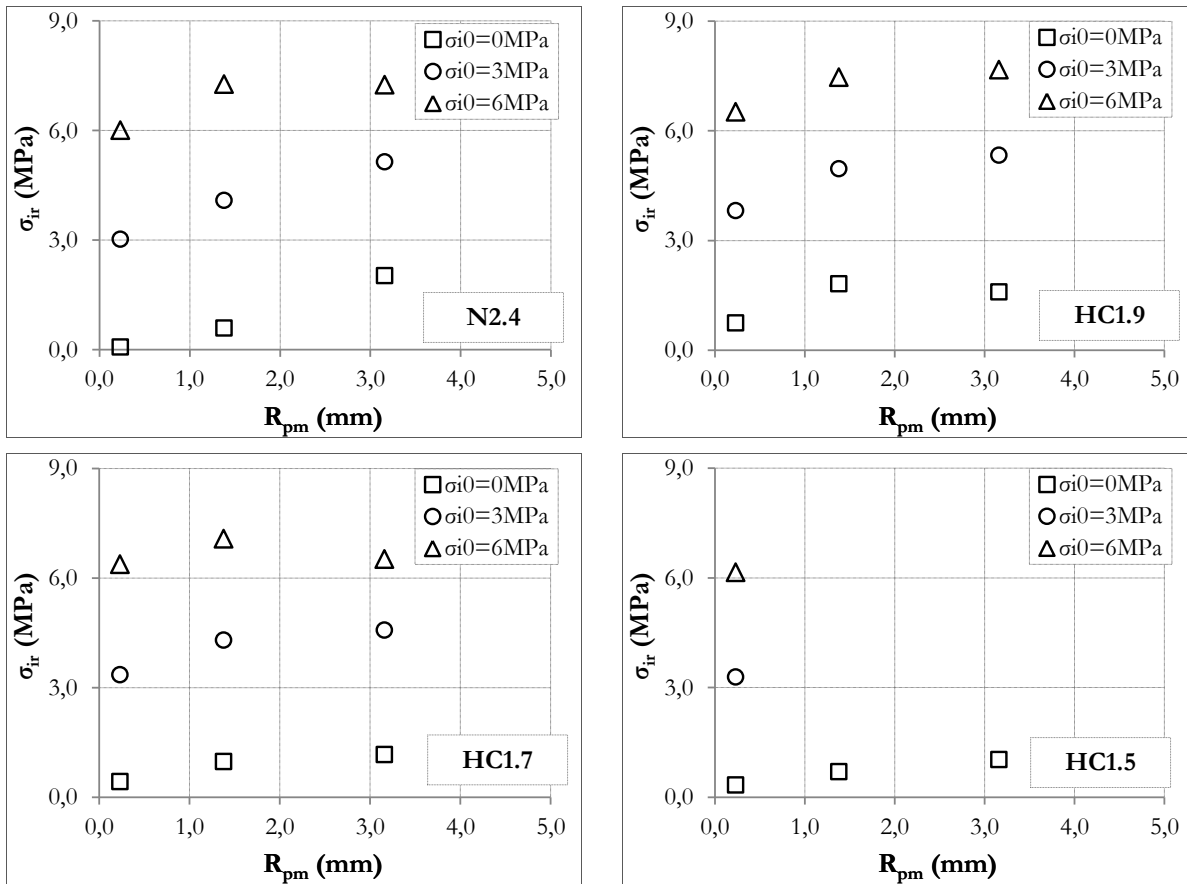


Figura 7.72 – Comparação entre o parâmetro R_{pm} e a evolução da tensão normal σ_{ir} .

Observou-se que a evolução média é semelhante, tendo sido estudada a correlação entre os valores médios da diferença de tensões normais da interface ($\sigma_{ir} - \sigma_{i0}$) e o parâmetro de rugosidade R_{pm} , ajustando uma função de potência (Figura 7.73). Assim, apresenta-se na Figura 7.74, a evolução da tensão normal residual na interface, σ_{ir} , estimada em função da correlação obtida.

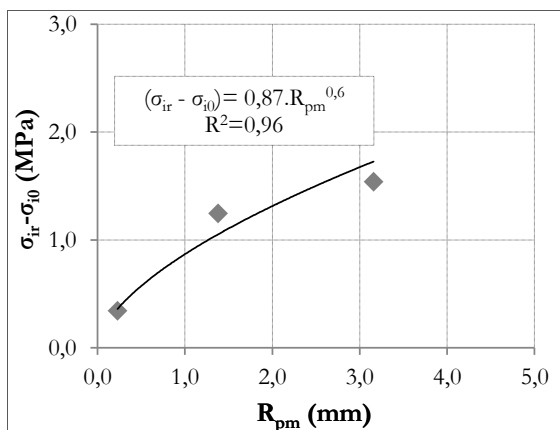


Figura 7.73 – Correlação entre o parâmetro R_{pm} e o valor médio da diferença de tensão normal ($\sigma_{ir} - \sigma_{i0}$).

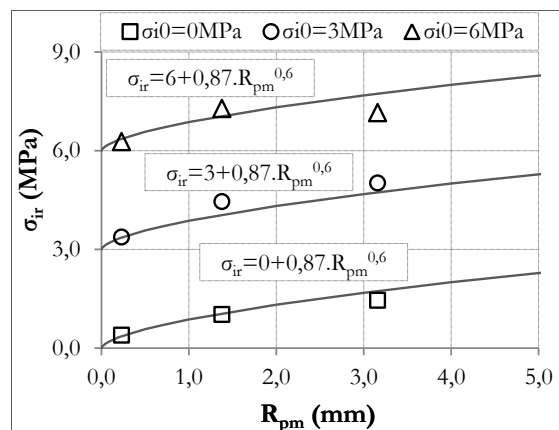


Figura 7.74 – Evolução do valor médio da tensão normal σ_{ir} , com o parâmetro R_{pm} .

7.3.4. Resistência ao corte longitudinal com armadura de ligação

Com o objectivo de avaliar a resistência ao corte longitudinal de interfaces com BEAL, com armadura de ligação, bem como de quantificar os parâmetros e as correlações envolvidas, apresentam-se os resultados obtidos nos provetes de ensaio ao corte directo, com dupla interface, variando a área de armadura de ligação na interface, A_{s_i} , através da variação do diâmetro dos varões ($\varnothing 6\text{mm}$; $\varnothing 8\text{mm}$; $\varnothing 10\text{mm}$). Assim, resultam três valores diferentes da relação entre a área de armadura e a correspondente área da interface de betão, A_{s_i}/A_c ; $28,3 \times 10^{-4}$; $50,3 \times 10^{-4}$; $78,5 \times 10^{-4}$. As situações caracterizadas foram as resultantes da produção de provetes com betão de substrato N2.4, com dois tipos de rugosidade (G; R), combinados com três tipos de betão adicionado (N2.4; HC1.9; HC1.7), e com os três diâmetros dos varões de corte.

Além das duas rugosidades indicadas, caracterizou-se previamente a situação com a interface constituída por folha de teflon, com a finalidade de minimizar o atrito, variando igualmente o diâmetro dos varões, resultando em três valores da relação A_{s_i}/A_c ; esta situação foi caracterizada em provetes produzidos apenas com betões N2.4 no substrato e adicionado. Estes provetes permitem caracterizar a resistência isolada dos varões ao corte, com a contribuição do efeito de ferrolho em fase de plastificação, considerando, simplifadamente, o atrito nulo.

7.3.4.1. Interface sem atrito

Os resultados obtidos nos ensaios dos provetes com interface de teflon constam na Tabela 7.18, sendo os gráficos $F-d$ apresentados na Figura 7.75. Observou-se um comportamento aproximadamente bilinear, onde a primeira recta corresponde à fase de deformação elástica dos varões de aço, até atingir os valores na cedência (F_y , τ_y e d_y), onde o deslocamento d_y se situa entre 0,5 e 0,8 mm; a segunda recta surge após uma curva de transição que corresponde ao início da fase plástica, sendo caracterizada por um reduzido incremento de força com o aumento do deslocamento, com endurecimento, até atingir os valores de rotura (F_u , τ_u e d_u). Nesta segunda fase, apesar da tendência linear, observam-se oscilações correspondentes ao esmagamento do betão junto à interface de corte, provocado pela elevada deformação de corte (Figura 7.76) e, provavelmente, à contribuição residual do atrito. Quando se atinge a força de rotura, segue-se uma terceira fase com a rotura simultânea ou sequencial dos 4 varões em ambas as interfaces de corte.

Tabela 7.18 – Resultados do ensaio de corte directo, com armadura de ligação e interface de teflon.

| Referência | cedência | | | rotura | | |
|-----------------|---------------|-------------------|---------------|---------------|-------------------|---------------|
| | F_y (kN) | τ_y (MPa) | d_y (mm) | F_u (kN) | τ_u (MPa) | d_u (mm) |
| N2.4_T_N2.4_Ø6 | 60,8 | 268,8 | 0,53 | 121,8 | 538,5 | 7,88 |
| | 62,8 | 277,6 | 0,55 | 129,6 | 573,0 | 7,59 |
| N2.4_T_N2.4_Ø8 | 112,2 | 279,0 | 0,82 | 156,4 | 388,9 | 4,94 |
| | 110,8 | 275,5 | 0,77 | 155,1 | 385,7 | 4,71 |
| N2.4_T_N2.4_Ø10 | 159,9 | 254,5 | 0,75 | 191,7 | 305,1 | 1,34 |
| | 166,7 | 265,3 | 0,78 | 192,9 | 307,0 | 1,49 |

No caso dos provetes com varões Ø10 mm não se desenvolveu a segunda fase na totalidade e não ocorreu o corte dos varões, uma vez que ocorreu outro modo de rotura, ainda em fase inicial da segunda recta, ou seja, na zona inicial da plastificação. Neste caso, a rotura ocorreu pelo betão, com dois planos de fissura, ao longo dos alinhamentos verticais dos varões (Figura 7.77), induzidos por tensões de tracção localizadas e originadas na zona de esmagamento. A ausência de confinamento transversal, associada à elevada rigidez dos varões, relativamente às dimensões do provete, e ao reduzido afastamento entre varões (100 mm), bem como a respectiva distância à face, contribuiu para este modo de rotura. Assim, foi possível quantificar apenas a zona de início de plastificação e endurecimento, não tendo sido quantificada a zona de corte.

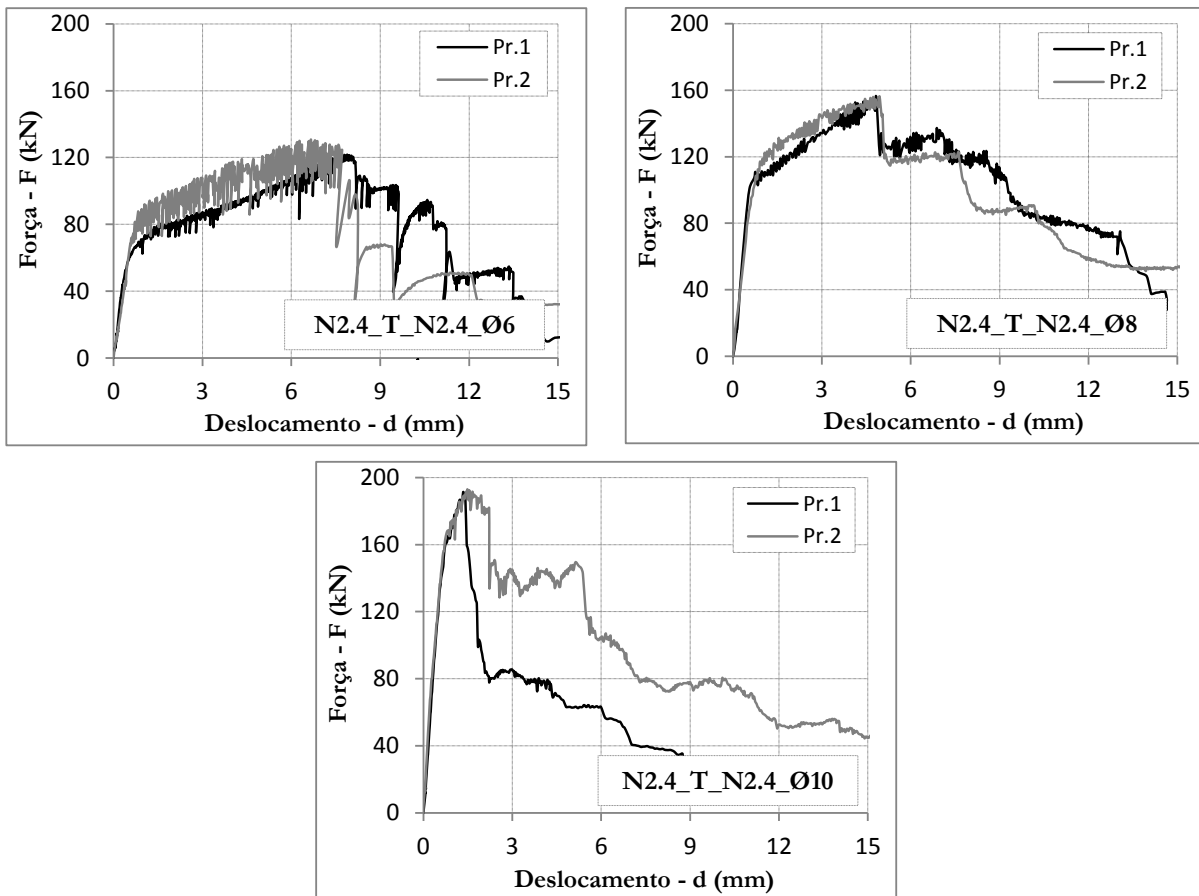


Figura 7.75 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte nos provetes sem atrito na interface.

Contudo, a rotura dos provetes, por corte dos varões ou pelos planos verticais de fissura, só ocorreu após a cedência dos varões ao corte; no caso dos provetes com varões de maior diâmetro ($\varnothing 10 \text{ mm}$), a força mais elevada e a deformação dos varões originam elevadas concentrações de tensão que provocam os planos de fissura nos provetes.

O valor médio da tensão de cedência ao corte, v_{ym} , foi de 270 MPa , sendo ligeiramente superior ao correspondente valor teórico, $v_{y,teo}$, o qual foi estimado em 260 MPa ; este valor foi determinado através da expressão (7.7), em função do valor médio da tensão de cedência, f_{sym} , obtido experimentalmente nos ensaios de tracção dos varões de aço.

$$v_{y,teo} = \frac{f_{sym}}{\sqrt{3}} \quad (7.7)$$

A proximidade entre estes valores prova que a resistência ao corte dos varões segue uma lei elástica linear até ao limite de proporcionalidade, correspondente ao início da cedência, mas o seu comportamento posterior depende dos seguintes factores; (i) diâmetro dos varões de corte; (ii) espaçamento entre varões e distância destes à face do betão; (iii) confinamento transversal; e (iv) resistência do betão.



Figura 7.76 – Deformação transversal de um varão de aço na interface de corte.



Figura 7.77 – Plano de fissura vertical no betão, no alinhamento dos varões.

7.3.4.2. Interface com atrito

Nos provetes com atrito, observou-se a ocorrência da rotura adesiva, pelas duas interfaces, e maioritariamente assíncrona, embora com algumas situações de rotura simultânea (Figura 7.53). Logo após a rotura das interfaces, a rigidez dos varões é mobilizada pelo deslocamento relativo da interface, solicitando a resistência ao corte dos varões de aço, bem como o aumento do atrito, com a deformação dos varões pelo efeito de ferrolho. Contudo, a ausência de confinamento transversal e os reduzidos valores de espaçamento e de distância à face dos varões, contribuiu para a rotura do betão pelos planos verticais de fissura, principalmente nos provetes com varões $\varnothing 10\text{mm}$ e a maioria dos provetes com varões $\varnothing 8\text{mm}$. Assim, não ocorreu o corte total dos varões destes provetes; porém, os planos verticais de fissura surgiram apenas quando os varões apresentavam elevada deformação, já na zona plástica e de endurecimento. Nos provetes com varões $\varnothing 6\text{mm}$, a rotura ocorreu por corte total dos varões de aço, após a rotura da interface.

Uma vez que se utilizaram dois provetes por cada situação, foram sujeitas a ensaio quatro interfaces; para o tratamento dos resultados, efectuou-se a média entre os valores correspondentes à primeira força de pico, sendo esta opção mais conservativa. Os principais resultados obtidos apresentam-se na Tabela 7.19, nomeadamente: as forças de pico e os respectivos deslocamentos; a variação das forças pós-pico; a força residual para $d=5\text{ mm}$, F_{d5} .

Tabela 7.19 – Resultados do ensaio de duplo corte, com armadura de ligação e rugosidade na interface.

| Referência | F_1 (kN) | d_1 (mm) | ΔF_1 (kN) | F_2 (kN) | d_2 (mm) | ΔF_2 (kN) | F_{ds} (kN) |
|------------------|---------------|---------------|----------------------|---------------|---------------|----------------------|------------------|
| N2.4_G_N2.4_Ø6 | 233,0 | 0,27 | -52,9 | 280,1 | 0,71 | -66,9 | 157 |
| | 438,0 | 0,48 | -237,4 | - | - | - | 203 |
| N2.4_G_N2.4_Ø8 | 305,4 | 0,51 | -8,95 | 314,9 | 0,80 | -7,9 | 242 |
| | 292,3 | 0,34 | -32,3 | 311,4 | 0,69 | -17,3 | 200 |
| N2.4_G_N2.4_Ø10 | 450,4 | 0,61 | -14,4 | 505,1 | 1,06 | -75,7 | 170 |
| | 439,3 | 0,70 | -15,3 | 438,0 | 0,83 | -37,4 | 145 |
| N2.4_R_N2.4_Ø6 | 699,6 | 0,73 | -32,9 | 1141,8 | 1,64 | -704,4 | 184 |
| | 690,1 | 0,68 | -111,8 | 1109,9 | 1,98 | -703,9 | 301 |
| N2.4_R_N2.4_Ø8 | 641,8 | 0,63 | -14,8 | 647,7 | 0,89 | -105,6 | 364 |
| | 704,4 | 0,78 | -51,9 | 739,0 | 1,21 | -110,6 | 334 |
| N2.4_R_N2.4_Ø10 | 684,9 | 0,70 | -104,5 | 926,5 | 1,62 | -94,4 | 170 |
| | 969,0 | 1,15 | -75,2 | 932,9 | 2,10 | -47,7 | 160 |
| N2.4_G_HC1.9_Ø6 | 958,1 | 0,94 | -39,6 | 1140,9 | 1,24 | -327,0 | 226 |
| | 590,0 | 0,65 | -143,2 | 549,6 | 1,01 | -255,9 | 217 |
| N2.4_G_HC1.9_Ø8 | 922,1 | 0,89 | -415,8 | - | - | - | 188 |
| | 691,3 | 0,80 | -32,6 | 677,5 | 0,95 | -148,8 | 129 |
| N2.4_G_HC1.9_Ø10 | 929,4 | 1,06 | -172,2 | 772,9 | 1,53 | -365,5 | 100 |
| | 701,5 | 0,90 | -80,5 | 740,0 | 1,77 | -440,1 | 232 |
| N2.4_R_HC1.9_Ø6 | 826,6 | 0,85 | -127,2 | 1042,1 | 1,67 | -696,6 | 186 |
| | 813,6 | 0,82 | -133,0 | 1146,5 | 1,92 | -612,8 | 255 |
| N2.4_R_HC1.9_Ø8 | 823,7 | 0,75 | -137,7 | 1264,4 | 1,50 | -776,5 | 172 |
| | 1074,6 | 0,98 | -82,4 | 1007,8 | 1,45 | -463,0 | 297 |
| N2.4_R_HC1.9_Ø10 | 1230,0 | 1,39 | -451,7 | - | - | - | 184 |
| | 735,1 | 0,80 | -30,8 | 1024,8 | 1,76 | -434,2 | 303 |
| N2.4_G_HC1.7_Ø6 | 652,4 | 0,79 | -114,7 | 559,7 | 1,16 | -312,0 | 245 |
| | 778,2 | 0,74 | -12,0 | 991,6 | 1,11 | -402,8 | 229 |
| N2.4_G_HC1.7_Ø8 | 950,2 | 0,85 | -9,2 | 970,7 | 0,98 | -199,0 | 214 |
| | 793,8 | 0,78 | -182,0 | 636,3 | 1,23 | -237,7 | 128 |
| N2.4_G_HC1.7_Ø10 | 743,3 | 0,94 | -16,4 | 765,2 | 1,31 | -171,8 | 169 |
| | 834,0 | 0,81 | -111,4 | 844,3 | 1,00 | -333,4 | 144 |
| N2.4_R_HC1.7_Ø6 | 894,1 | 0,85 | -40,6 | 985,9 | 1,35 | -511,4 | 204 |
| | 719,6 | 0,80 | -69,8 | 999,1 | 1,82 | -306,4 | 174 |
| N2.4_R_HC1.7_Ø8 | 1067,9 | 1,00 | -515,2 | - | - | - | 347 |
| | 824,5 | 0,82 | -144,8 | 713,2 | 1,24 | -344,2 | 187 |
| N2.4_R_HC1.7_Ø10 | 1140,4 | 1,01 | -560,1 | - | - | - | 305 |
| | 1014,2 | 0,97 | -188,0 | 894,0 | 1,95 | -445,9 | 191 |

Os gráficos com a relação força-deslocamento, $F-d$, dos provetes com varões Ø6mm, dos provetes com varões Ø8mm, e dos provetes com varões Ø10mm, apresentam-se respectivamente na Figura 7.78, na Figura 7.79 e na Figura 7.80.

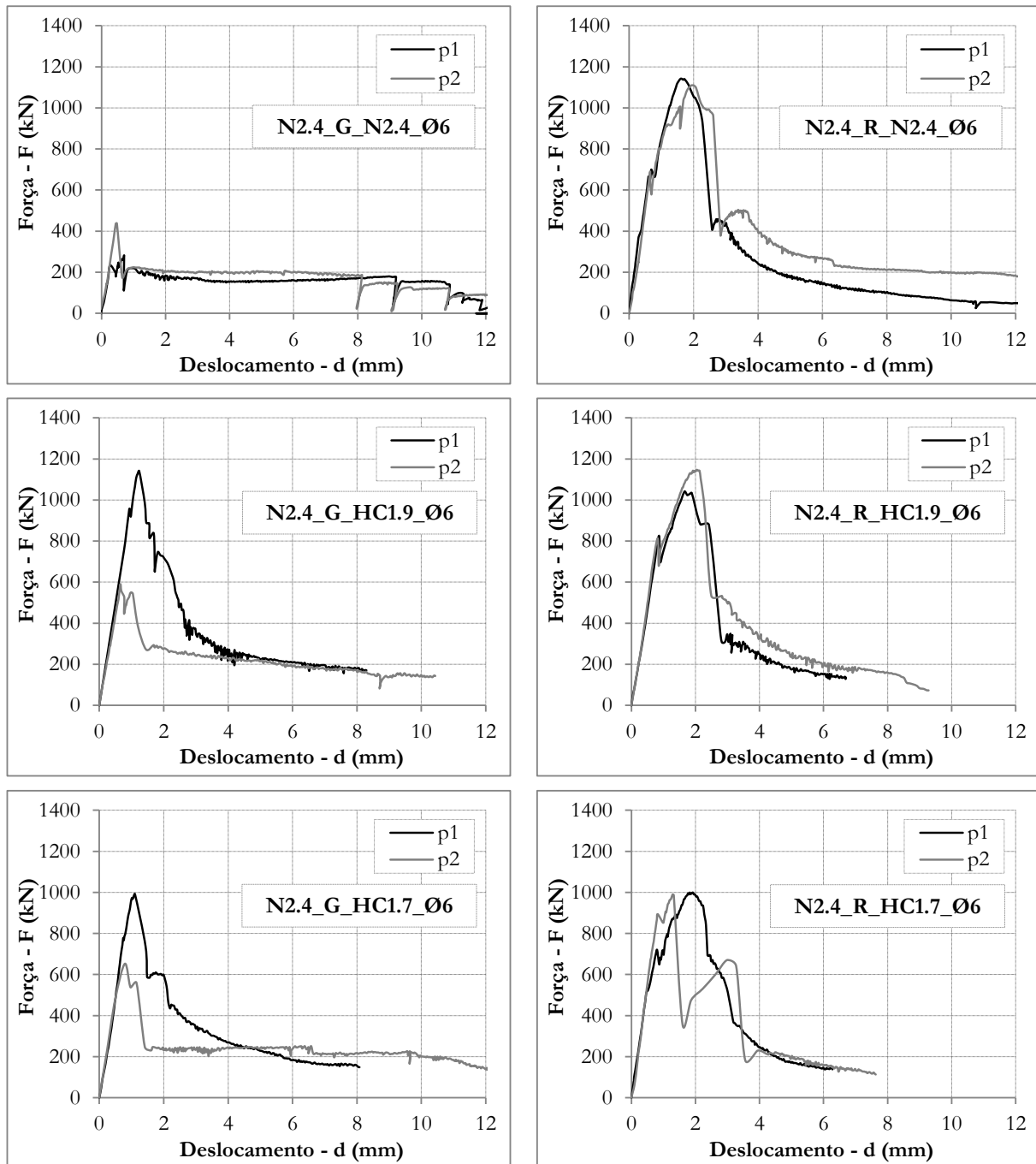


Figura 7.78 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte (provetes com varões Ø6mm).

Da análise dos gráficos é possível observar o seguinte: (i) a evolução da relação $F-d$ é muito semelhante para os dois provetes de cada situação, sendo quase coincidente na maioria dos casos; (ii) apesar da rotura assíncrona das interfaces, na maioria dos provetes, os varões permitem que a força aumente sem perda significativa da rigidez; (iii) a evolução da relação $F-d$, nos provetes com BDN adicionado, é diferente da dos provetes com BEAL adicionado, principalmente para a rugosidade G, à semelhança do que se observou nos provetes sem armadura de ligação; (iv) a armadura de ligação não parece contribuir significativamente para a resistência da interface, até à primeira força de pico, uma vez que os valores das forças de pico enquadram-se, para cada uma

das situações, em valores próximos dos já obtidos nos ensaios dos correspondentes provetes sem armadura de ligação.

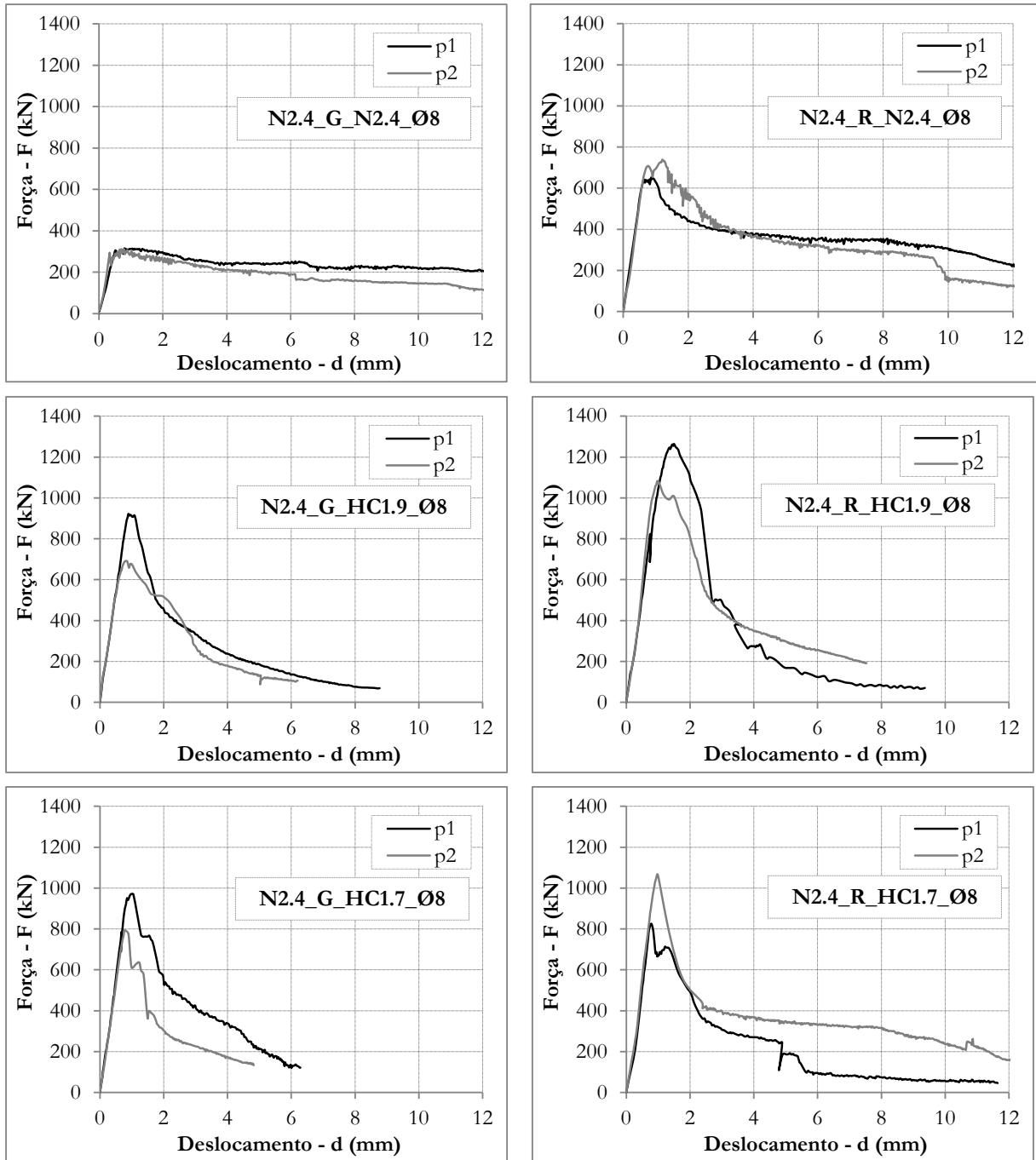


Figura 7.79 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte (provetes com varões $\text{Ø}8\text{mm}$).

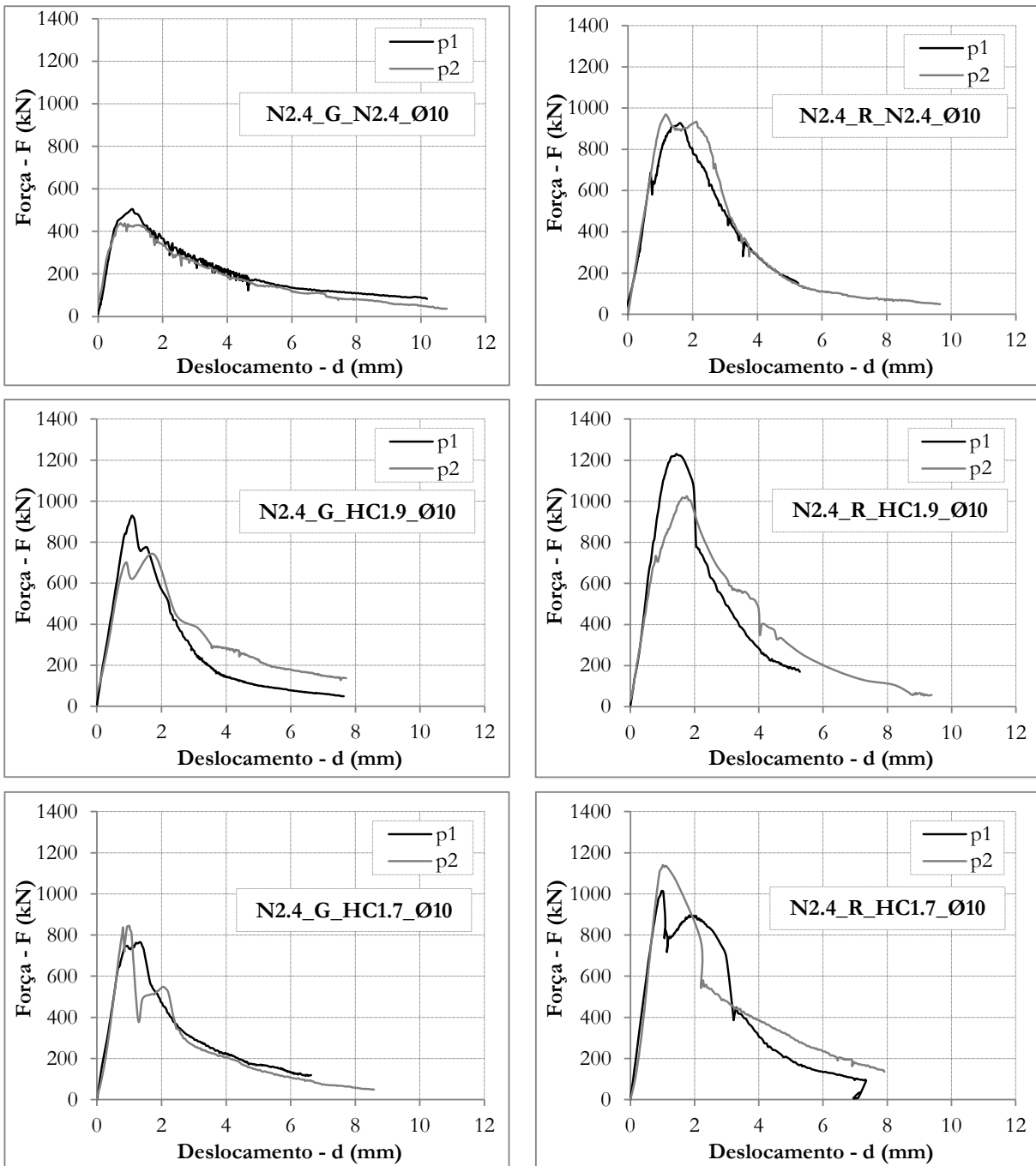


Figura 7.80 – Relação força-deslocamento, $F-d$, de duplo corte (provetes com varões Ø10mm).

Conforme referido, a armadura de ligação não parece contribuir significativamente para a resistência da interface, até à primeira força de pico, uma vez que os valores desta força enquadram-se, para cada uma das situações, em valores próximos dos já obtidos nos ensaios dos correspondentes provetes sem armadura de ligação.

Na Figura 7.81 apresenta-se a evolução do valor médio da resistência ao corte na interface, v_{imp} , com a variação da relação A_{si}/A_{cs} , determinada em função da primeira força de pico e em função da forma máxima. Pode observar-se que não existe uma tendência evidente de aumento do valor v_{imp} obtido para a primeira força de pico, com o aumento da relação A_{si}/A_{cs} , uma vez que, apesar

de esse aumento ser pontualmente notório, na maioria dos casos tende a manter-se o valor de v_{im} . A correlação entre os valores médios de v_{im} , em função do diâmetro dos varões, e os correspondentes valores dos provetes sem varões (Figura 7.82.a), sugere a tendência de aumento da v_{im} com o aumento do diâmetro dos varões. Contudo, os resultados dos provetes com varões $\varnothing 6mm$ são inferiores, os provetes com varões $\varnothing 8mm$ são próximos e apenas os provetes com varões $\varnothing 10mm$ são ligeiramente superiores, comparativamente aos correspondentes provetes sem varões. Assim, em termos de valor médio, não se verifica a influência dos varões para a resistência correspondente à primeira força de pico, correspondente à rotura da interface, maioritariamente dependente da parcela de coesão. Apesar de os varões apresentarem forças de cedência reduzidas, comparativamente à força de rotura da interface (cerca de 7%, 13% e 19%, respectivamente para varões $\varnothing 6mm$, $\varnothing 8mm$ e $\varnothing 10mm$), nas condições dos provetes ensaiados, este valor não deve ser somado à resistência da interface. Na realidade, a resistência dos varões ao corte só é mobilizada quando ocorre deslocamento relativo na interface, após a força de pico, permitindo reduzir a relação entre a variação de força pós-pico e a força de pico, em média, de 35% para 16%. Adicionalmente, permite aumentar a força de atrito após a rotura da interface, pelo efeito de ferrolho nos varões e, conseqüentemente, a rigidez ao deslizamento da interface. Porém, deve ter-se especial cuidado com o confinamento dos varões de ligação, principalmente com diâmetro superior a 8 mm, uma vez que estes, quando se encontram na zona plástica e de endurecimento, induzem elevadas tensões localizadas no betão, que originam planos de fissura.

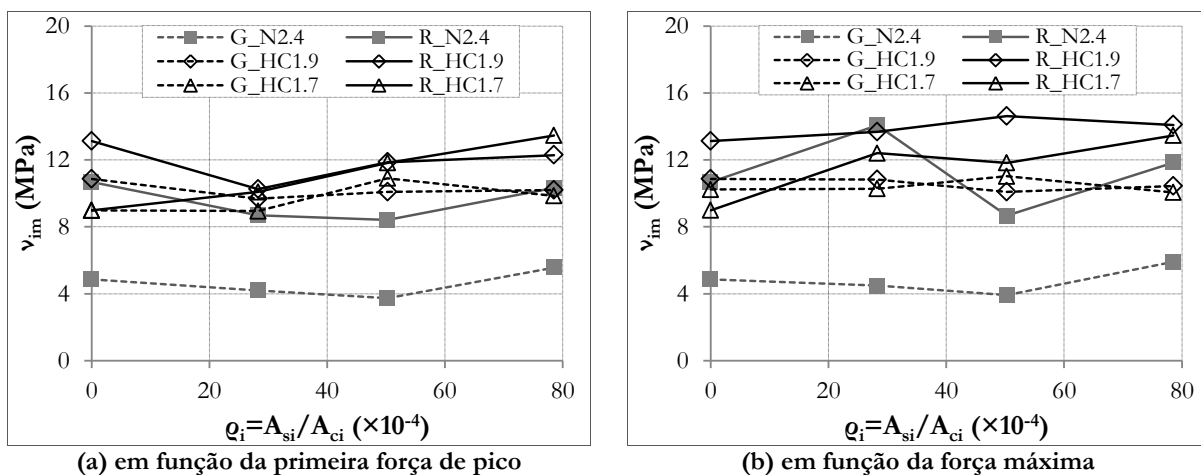


Figura 7.81 – Evolução do valor médio da resistência, v_{im} , com a variação da relação A_{si}/A_{ci} .

Da análise da Figura 7.81.b, observa-se que não existe uma tendência regular de aumento do valor v_{im} obtido para a força máxima, com o aumento da relação A_{si}/A_{ci} . Ocorre um aumento em duas das situações caracterizadas, mas nas restantes a tendência mantém-se. Porém, a correlação entre os valores médios de v_{im} , em função do diâmetro dos varões, e os correspondentes valores dos provetes sem varões (Figura 7.82.b), sugere a tendência de aumento da v_{im} com a presença

dos varões, mas não com o aumento do diâmetro dos varões. A relação entre a resistência dos varões e a resistência da interface é reduzida, além da variabilidade elevada deste tipo de caracterização, factos que contribuem para que o aumento da resistência máxima não seja notório com o aumento do diâmetro dos varões. Contudo, se forem efectuados ensaios em interfaces com rugosidade reduzida, esta influência será, previsivelmente, mais evidente, à semelhança da situação com interface de teflon.

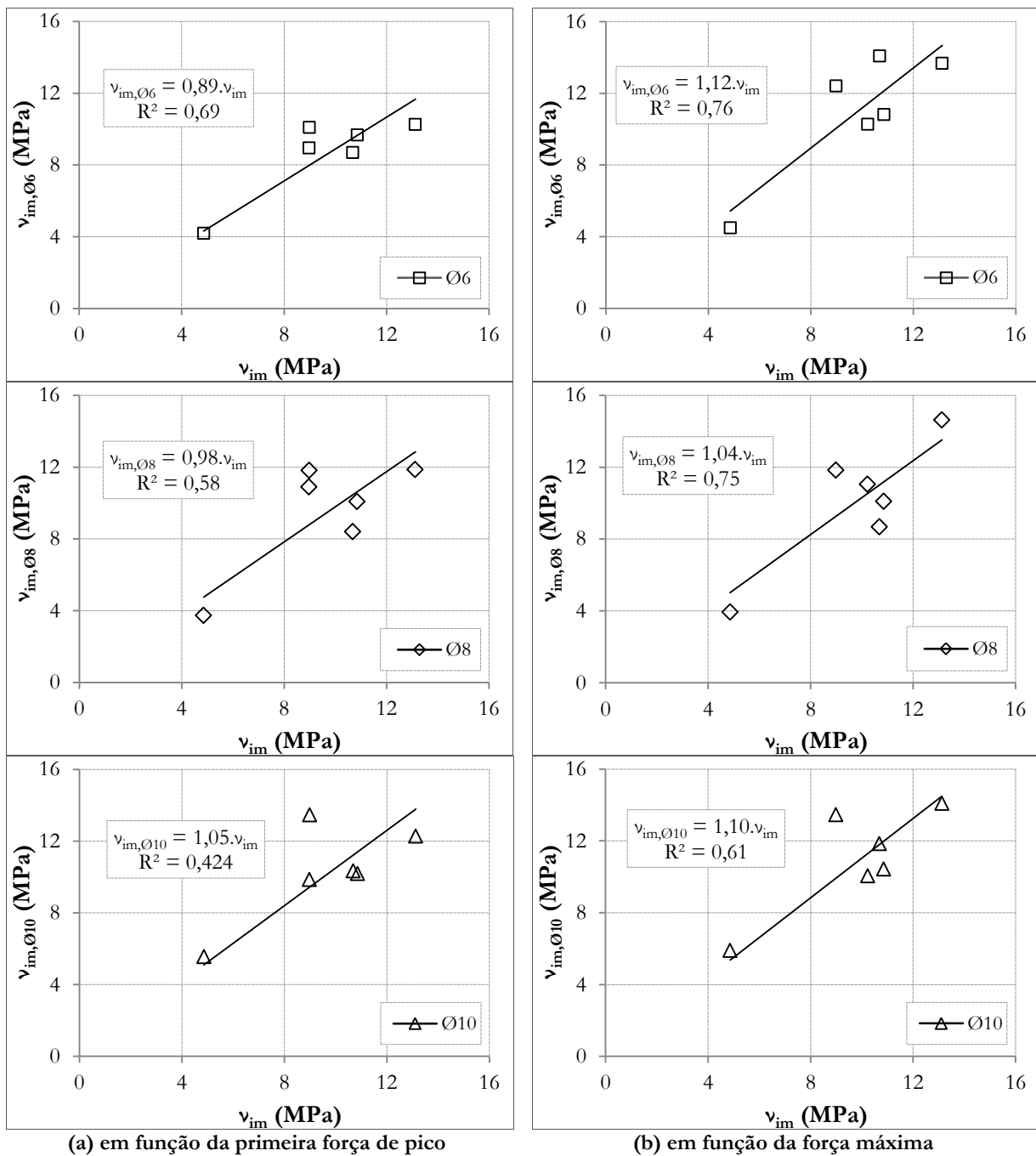


Figura 7.82 – Correlação entre o valor médio da resistência v_{im} , para cada diâmetro dos varões, e o correspondente valor nos provetes sem varões.

7.3.5. Comparação com os códigos

Os resultados experimentais, correspondentes às forças de pico de rotura da interface, foram comparados com as previsões dos códigos, utilizando, nas expressões de cálculo, os valores nominais de resistência dos betões e do aço e considerando os respectivos coeficientes de coesão e de atrito. Uma vez que o ACI [4] ignora a parcela resistente da coesão, bem como a do atrito devido à tensão normal na interface, efectuou-se a comparação principalmente para o EC2 e para o MC10 [26, 140].

7.3.5.1. Ensaios de corte inclinado

Na Figura 7.83 apresenta-se a correlação entre os valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , das situações caracterizadas nos ensaios de corte inclinado e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$. Apesar de se terem caracterizado várias situações, os resultados são apresentados em duas séries (N2.4, para as situações com BDN adicionado; HC, para as situações com BEAL adicionado); contudo, observa-se uma correlação muito próxima para ambas, sendo tendencialmente linear. Nas condições geométricas do ensaio de corte inclinado (em que a relação média σ_{im}/v_{im} é de 0,58), a relação entre os resultados experimentais e as previsões dos códigos (EC2 e MC10), $v_{im}/v_{u,cod}$ é aproximadamente de 2,0. As previsões são muito semelhantes, mas ambas muito conservativas, uma vez que ao efectuar a previsão de cálculo, com os valores de cálculo em detrimento dos valores nominais, a relação entre o experimental e a previsão seria ainda mais elevada.

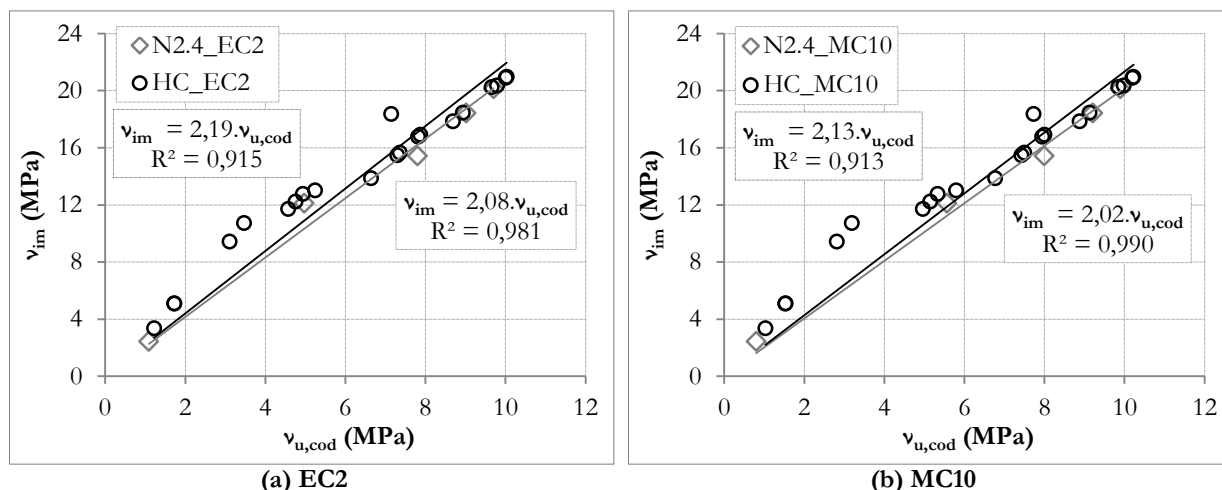


Figura 7.83 – Correlação entre os valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , das situações ensaiadas por corte inclinado e as correspondentes previsões dos códigos, $v_{u,cod}$.

7.3.5.2. Ensaios de corte com variação da tensão normal

Na Figura 7.84, na Figura 7.85 e na Figura 7.86, apresentam-se as correlações entre os valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , das situações caracterizadas nos ensaios de corte

directo, e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$, respectivamente para as situações com tensão normal $\sigma_{i0}=0\text{ MPa}$, $\sigma_{i0}=3\text{ MPa}$ e $\sigma_{i0}=6\text{ MPa}$. Os resultados são apresentados, para cada nível de tensão normal, igualmente em duas séries (N2.4, para as situações com BDN adicionado; HC, para as situações com BEAL adicionado). Observou-se que, apesar de a situação com rugosidade R, e betão adicionado N2.4, ter um valor elevado da resistência, os resultados da série N2.4 são tendencialmente mais reduzidos que os da série HC, para qualquer um dos níveis de tensão normal aplicado. Também por este motivo, o coeficiente de correlação, R^2 , da série N2.4 é reduzido; porém, a tendência linear da série HC é provada pelo elevado valor desse coeficiente para qualquer um dos níveis de tensão normal.

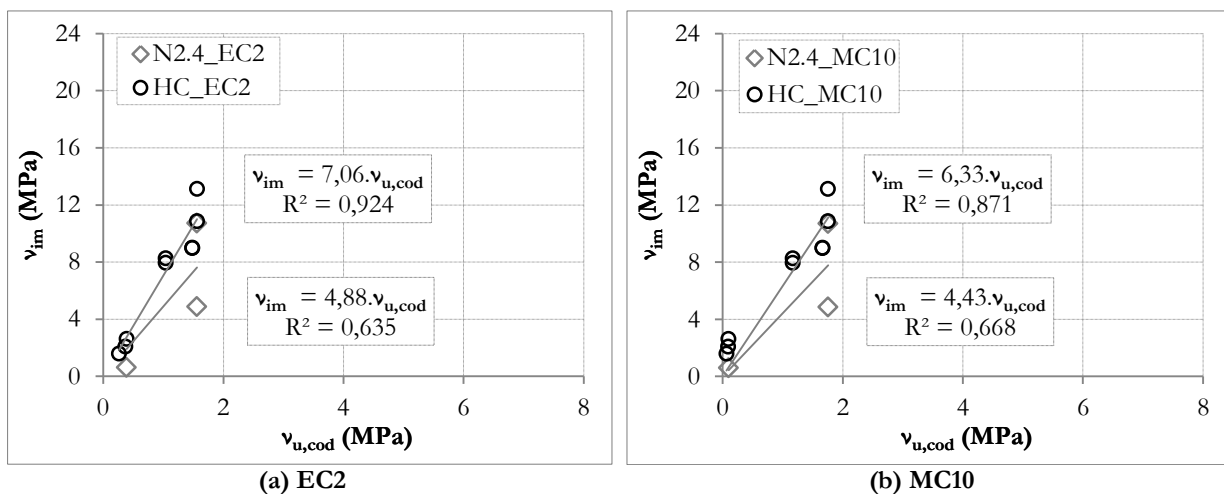


Figura 7.84 – Correlação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo (com $\sigma_{i0}=0\text{ MPa}$) e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$.

Contudo, uma vez que a relação entre as tensões σ_{im}/v_{im} varia para cada nível de tensão, obtiveram-se, tendencialmente, diferentes valores da relação entre os resultados experimentais e as previsões dos códigos, $v_{im}/v_{u,cod}$, em cada nível de tensão normal. Nas situações com $\sigma_{i0}=0\text{ MPa}$ (Figura 7.84), a relação $v_{im}/v_{u,cod}$ foi muito elevada (próxima de 7,0 para a série HC e cerca de 4,5 para a série N2.4); este facto prova a subvalorização da parcela de coesão, por parte dos códigos, já que, nesta condição, a parcela do atrito é assumida nula.

Nas situações com $\sigma_{i0}=3\text{ MPa}$ (Figura 7.85), a relação $v_{im}/v_{u,cod}$ foi ainda elevada (próxima de 4,5 para a série HC e cerca de 3,1 para a série N2.4), embora mais baixa comparativamente à situação com $\sigma_{i0}=0\text{ MPa}$. Por fim, nas situações com $\sigma_{i0}=6\text{ MPa}$ (Figura 7.86), a relação $v_{im}/v_{u,cod}$ reduz, tendencialmente, em relação às situações anteriores, mas ainda apresenta valores elevados (próxima de 3,0 para a série HC e cerca de 2,5 para a série N2.4).

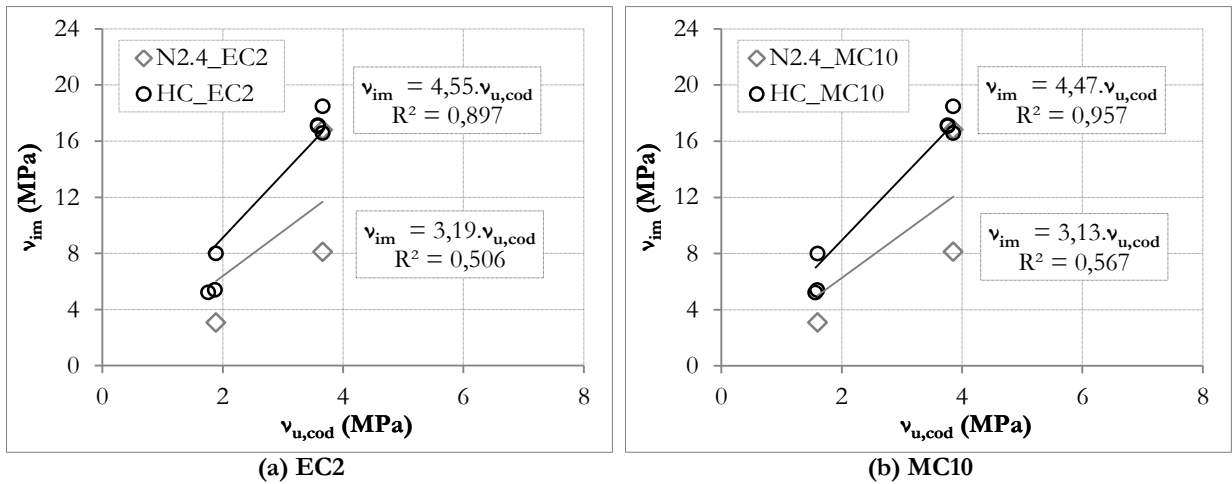


Figura 7.85 – Correlação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo (com $\sigma_{i0}=3 \text{ MPa}$) e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$.

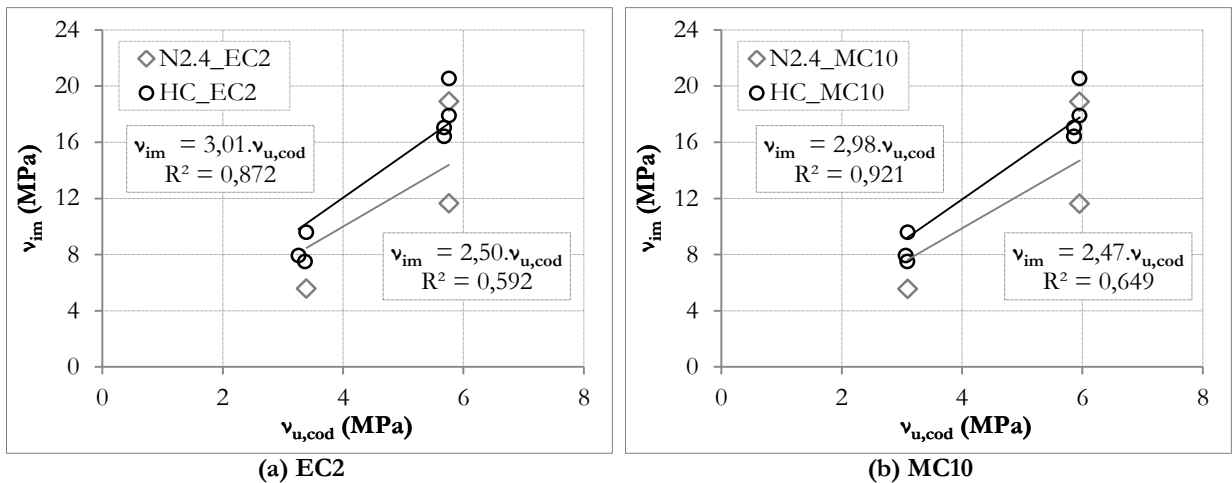


Figura 7.86 – Correlação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo (com $\sigma_{i0}=6 \text{ MPa}$) e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$.

Considerando estes resultados, juntamente com os obtidos nos ensaios de corte inclinado, evidencia-se a tendência de redução da relação $v_{im}/v_{u,cod}$ com o aumento da relação σ_{im}/v_{im} . Ou seja, os valores experimentais aproximam-se da previsão com o aumento da tensão normal aplicada, sendo a diferença de valores devida, maioritariamente, à parcela da coesão. Além disso, a elevada diferença entre as séries N2.4 e HC tende a atenuar com o aumento da relação σ_{im}/v_{im} . Sugere-se assim que os valores dos coeficientes de coesão e de atrito dos códigos sejam revistos, considerando os valores propostos nas correlações obtidas na Secção 7.3.2, minorados pela sua divisão por um coeficiente parcial de segurança, γ .

Os resultados apresentados anteriormente na Figura 7.63 são comparados apenas com a previsão do EC2, para as situações com: (i) substrato liso (L), na Figura 7.87; (ii) com substrato rugoso (G), na Figura 7.88; com substrato rugoso (R), na Figura 7.89. A comparação é feita apenas com o EC2 porque o MC10 fornece valores próximos e o ACI apenas considera a resistência com

armadura. Verifica-se que os resultados experimentais são muito superiores à correspondente previsão do EC2 e do MC10, provando-se ainda que a resistência da interface tende a aumentar com o aumento da tensão normal.

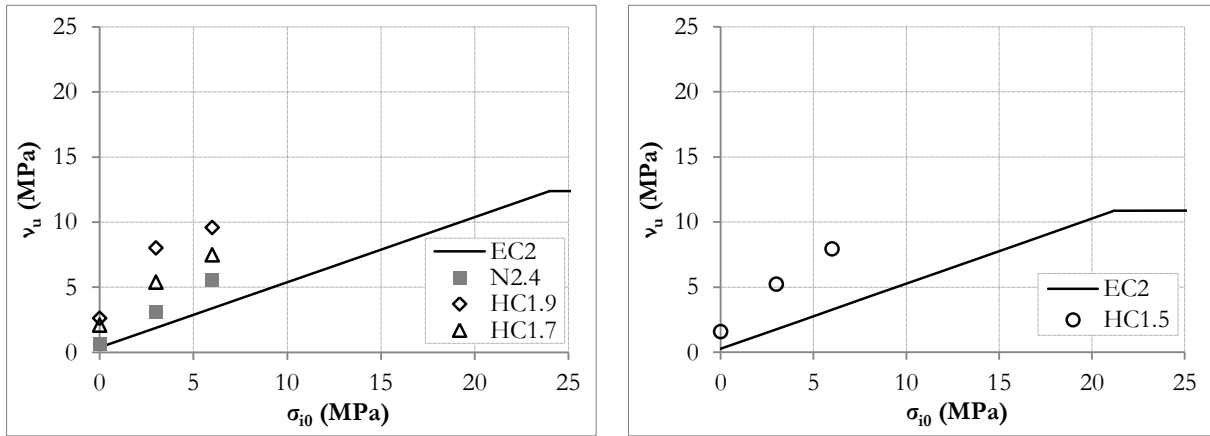


Figura 7.87 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_u , com substrato liso (L) e a correspondente previsão do EC2, em função da tensão normal, σ_{i0} .

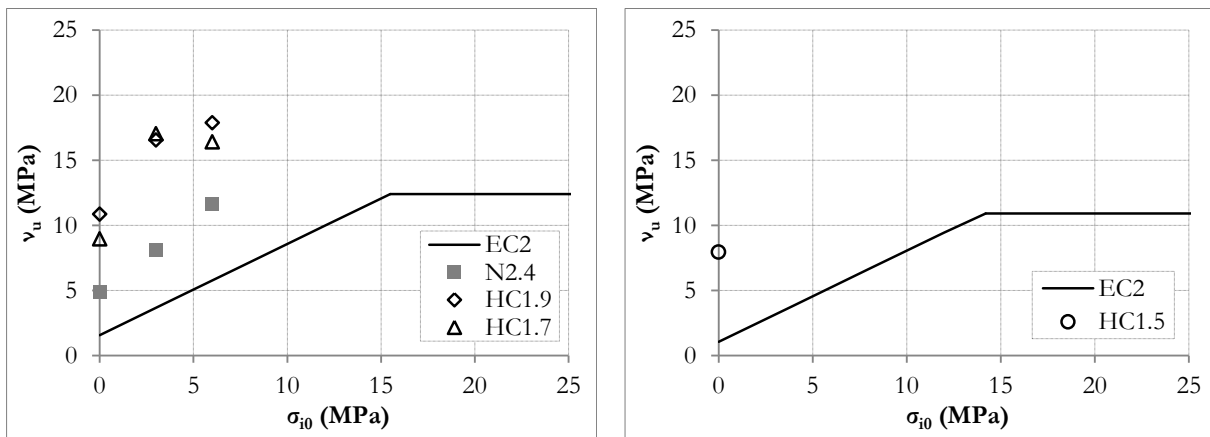


Figura 7.88 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_u , com substrato rugoso (G), e a correspondente previsão do EC2, em função da tensão normal, σ_{i0} .

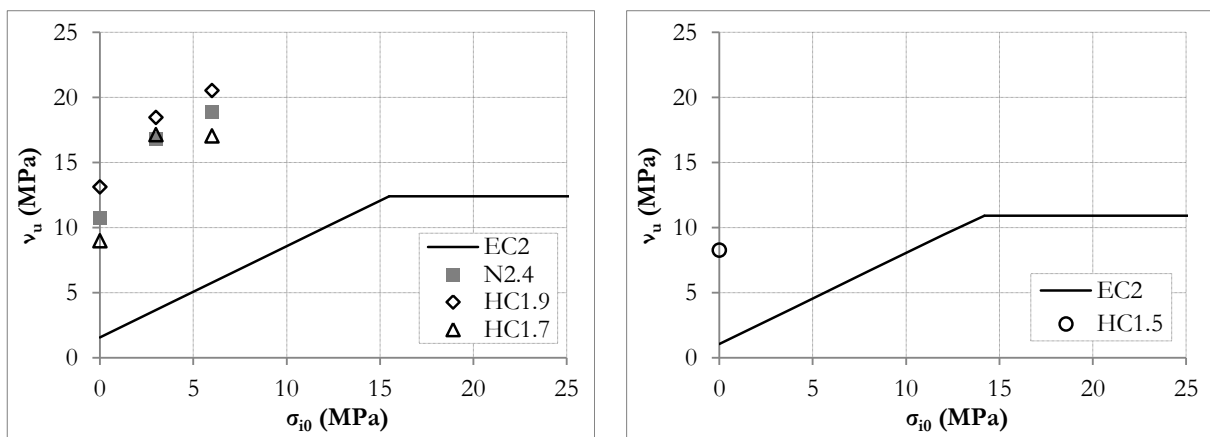


Figura 7.89 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_u , com substrato rugoso (R), e a correspondente previsão do EC2, em função da tensão normal, σ_{i0} .

7.3.5.3. Ensaios de corte com armadura na interface

Na Figura 7.90 apresentam-se as correlações entre os valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , das situações caracterizadas nos ensaios de corte directo, com armadura de ligação na interface, e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$. Os resultados organizam-se em duas séries (N2.4, para as situações com BDN adicionado; HC, para as situações com BEAL adicionado).

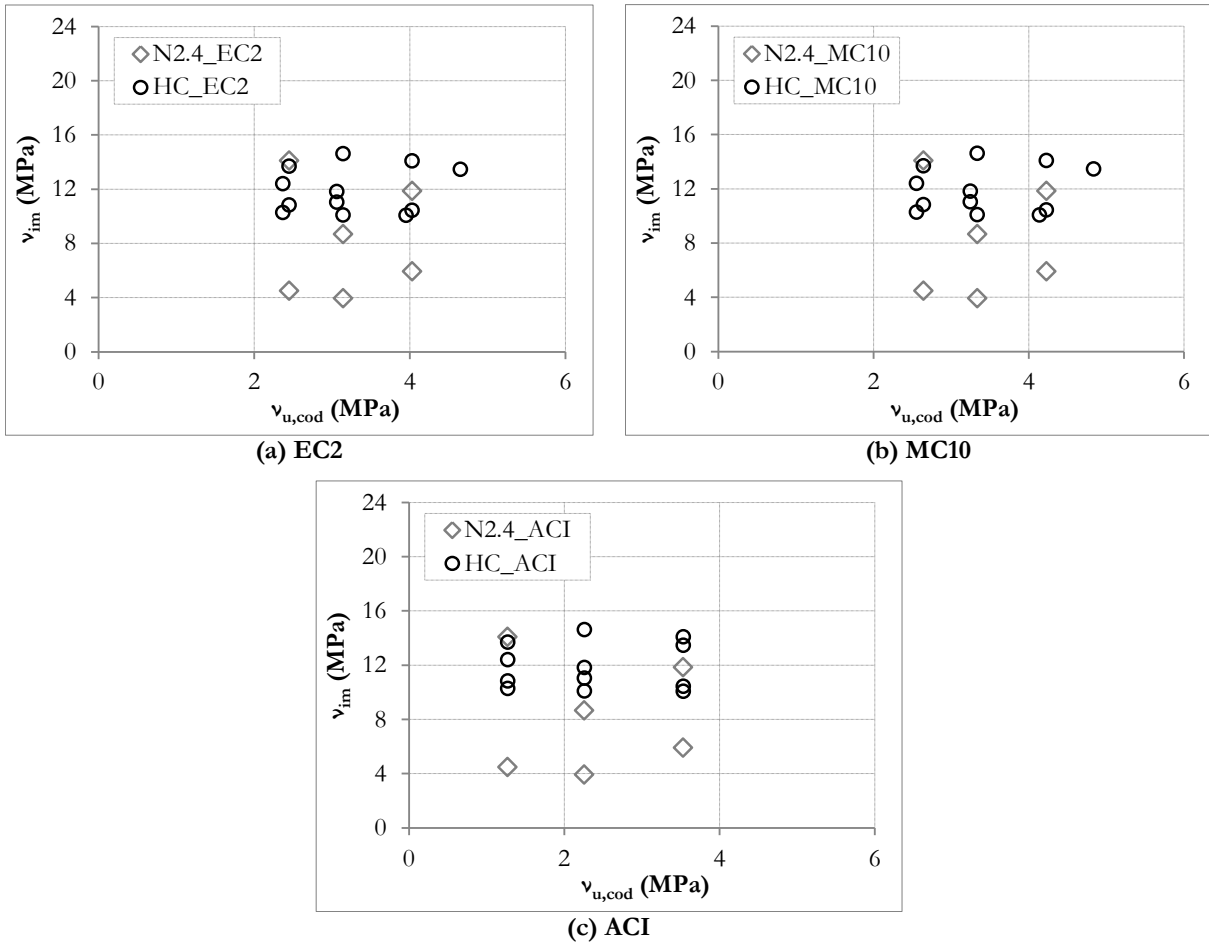


Figura 7.90 – Comparação entre os valores, v_{im} , das situações ensaiadas por corte directo com armadura de ligação e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$.

A elevada dispersão observada para ambas as séries evidencia a ausência de correlação, que se deve, essencialmente, ao facto de a armadura de ligação não ter contribuído de forma notória para a resistência máxima da interface, contrariamente à contribuição prevista nos códigos.

A elevada dispersão observada pode ser analisada em maior detalhe na análise da Figura 7.91, onde se efectua a comparação entre os valores máximos obtidos experimentalmente, para as situações com as duas rugosidades caracterizadas (G e R) e as previsões dos códigos, em função da taxa de armadura de ligação na interface, ρ . Apresenta-se a comparação apenas para os códigos EC2 e ACI, uma vez que a previsão do MC10 e do EC2 são quase coincidentes.

Observa-se que na série N2.4, a rugosidade R tem uma eficiência muito mais elevada na resistência da interface, comparativamente à rugosidade G, à semelhança do que já foi provado nos provetes sem armadura de ligação. Assim, na rugosidade G, os valores experimentais são mais próximos das previsões dos códigos, embora sejam superiores, enquanto na rugosidade R os valores experimentais são significativamente mais elevados, comparativamente à previsão dos códigos. Porém, apesar de existir uma tendência aparente do aumento da resistência da interface com o aumento da taxa de armadura de ligação, esta tem elevada dispersão.

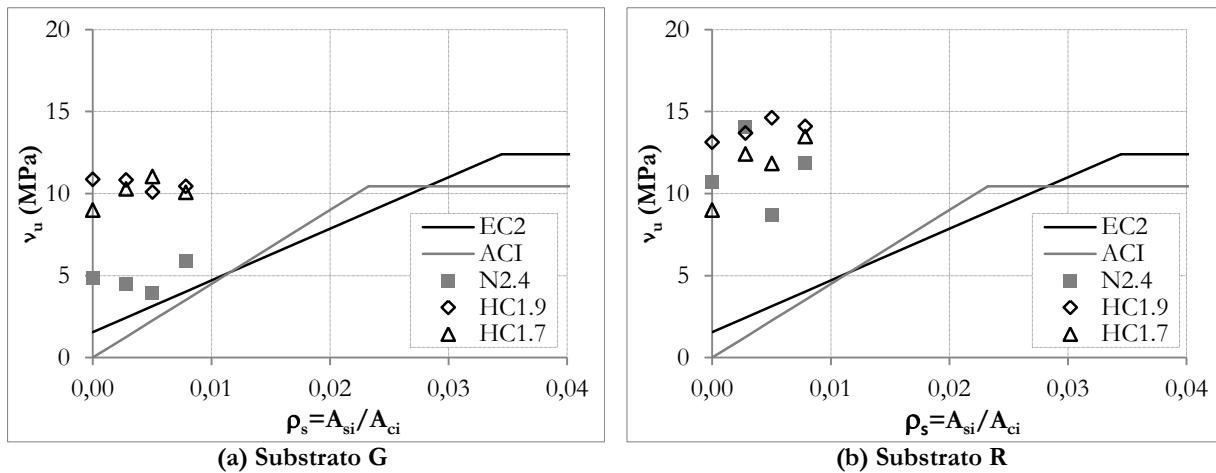


Figura 7.91 – Comparação entre os resultados da resistência da interface, v_{ts} , e a correspondente previsão do EC2, em função da taxa de armadura, ρ_s .

Por outro lado, nas séries com BEAL adicionado, os valores são muito superiores às previsões dos códigos, para as duas rugosidades consideradas. Porém, o aumento da resistência da interface, com o aumento da taxa de armadura de ligação, apesar de ocorrer em alguns casos, não apresenta uma tendência evidente. Assim, os resultados experimentais sugerem que a resistência dos varões de corte é mobilizada apenas após a rotura da interface, em que ocorre deslocamento relativo. Contudo, não foi possível quantificar correctamente a sua contribuição nessa fase, uma vez que, após a rotura da interface, os provetes com os varões de maior diâmetro apresentaram planos de fissura verticais, devidos à ausência de confinamento transversal. Ainda assim, mesmo com confinamento, os elementos terão uma elevada perda de rigidez na fase de mobilização da resistência dos varões.

7.3.5.4. Proposta de correcção às expressões de dimensionamento

As expressões do EC2 e do MC10 consideram a contribuição de todas as parcelas em simultâneo, para a resistência ao corte da interface. Contudo, nas situações caracterizadas, verificou-se que a parcela da resistência dos varões só é mobilizada após a rotura da interface, por coesão e atrito, e após o correspondente deslocamento relativo. Assim, considera-se que a expressão de dimensionamento deve considerar duas situações distintas, correspondentes às seguintes

propostas: (i) resistência por coesão e atrito, com comportamento linear elástico e sem perda de rigidez na interface, correspondente à expressão (7.8); (ii) resistência da armadura transversal e por atrito residual, após a rotura da interface, embora com perda elevada da rigidez do elemento estrutural, correspondente à expressão (7.9). Propõe-se ainda que a resistência à tracção da interface, f_{iib} seja estimada através da expressão (7.10).

$$v_u = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \quad (7.8)$$

$$v_u = \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{syd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (7.9)$$

$$f_{iid} = 0,5 \cdot c \cdot f_{ctd} \quad (7.10)$$

Com base nos resultados obtidos, e considerando as reduções em função dos coeficientes parciais de segurança, γ_b , propõe-se que os coeficientes de coesão e de atrito sejam estimados em função do parâmetro de rugosidade R_{pm} , através das seguintes expressões:

$$c = \frac{0,86}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,48}, \text{ para BDN adicionado} \quad (7.11)$$

$$c = \frac{1,25}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,34}, \text{ para BEAL adicionado} \quad (7.12)$$

$$\mu = \frac{1,16}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,04}, \text{ para BDN e BEAL adicionados} \quad (7.13)$$

7.4. Conclusões

(i) Resistência à tracção da interface

A caracterização da resistência à tracção da interface, efectuada em provetes cilíndricos por compressão diametral, com dois tipos de betão de substrato (normal e leve), combinados com diversas rugosidades e com vários betões adicionados, permitiu obter as seguintes conclusões:

- A rotura foi predominantemente adesiva, *i.e.* pela interface, sendo os valores de resistência da interface inferiores ao menor valor da resistência à tracção do betão que constitui cada uma das partes. A rotura coesiva foi detectada em alguns provetes com elevada rugosidade da interface e com BEAL adicionado, ocorrendo paralelamente à interface, do lado do BEAL com menor valor do módulo de elasticidade.
- O aumento da rugosidade do betão de substrato contribui para o aumento da resistência à tracção da interface. A comparação dos resultados com a evolução dos parâmetros de

rugosidade sugere que, acima de determinado valor de rugosidade, dependendo do parâmetro considerado, a resistência da interface não aumenta significativamente.

- O aumento da resistência do betão, principalmente da resistência da matriz ligante do BEAL adicionado, conduz a um aumento da resistência à tracção, comparativamente aos provetes com BDN adicionado. Contudo, apesar de os BEAL adicionados terem a mesma matriz ligante, verificou-se que a resistência da interface diminuiu com a redução da sua densidade e, conseqüentemente, da sua resistência.
- A influência da rugosidade na resistência à tracção da interface foi quantificada através de um coeficiente de adesividade, a , que relaciona as resistências à tracção da interface, f_{it} , e do betão, f_{ct} (7.14). Este coeficiente pode ser estimado em função do parâmetro de rugosidade R_{pm} , tendo-se assumido uma correlação do tipo potência, (7.15) e (7.16), respectivamente para situações com BDN adicionado ao BDN do substrato e para situações com BEAL adicionado ao substrato de BDN.

$$f_{it} = a \cdot f_{ct} \quad (7.14)$$

$$a = 0,46 \times R_{pm}^{0,44}, \text{ BDN adicionado} \quad (7.15)$$

$$a = 0,67 \times R_{pm}^{0,33}, \text{ BEAL adicionado} \quad (7.16)$$

(ii) Resistência ao corte inclinado

A caracterização da resistência ao corte longitudinal da interface, realizada através de ensaio de corte inclinado, igualmente com dois tipos de betão de substrato (normal e leve), combinados com diversas rugosidades e com vários betões adicionados, permitiu obter as seguintes conclusões:

- A rotura foi maioritariamente adesiva, *i.e.* pela interface, tendencialmente nos provetes com menor rugosidade do substrato. A rotura coesiva, monolítica, ocorreu essencialmente nos provetes com maior rugosidade do substrato.
- O aumento da rugosidade do betão de substrato contribui para o aumento da resistência ao corte longitudinal da interface. A comparação dos resultados com a evolução dos parâmetros de rugosidade sugere igualmente que a resistência ao corte da interface não aumenta significativamente, acima de determinado valor de rugosidade, embora a amplitude dependa da resistência dos betões.

- A elevada resistência da matriz ligante do BEAL adicionado proporciona maior resistência ao corte da interface, comparativamente às situações com BDN adicionado. Contudo, apesar de os BEAL adicionados terem a mesma matriz ligante, verificou-se que a resistência da interface diminui com a redução da sua densidade e, conseqüentemente, da sua resistência.
- Com base no critério de Mohr-Coulomb, efectuou-se o estudo do estado de tensão de corte na interface, em função da tensão normal e das resistências à tracção e à compressão, tendo-se obtido a estimativa da tensão de corte puro para cada situação. Da boa correlação entre a tensão de corte puro e a correspondente tensão de corte obtida no ensaio, assumiu-se que a relação entre ambas é, para as características geométricas adoptadas, aproximadamente de 0,3.
- Com base nos valores obtidos, da tensão de corte na interface e da tensão de corte puro, foi possível calcular os coeficientes de coesão e de atrito, para as situações caracterizadas. Os coeficientes foram correlacionados com os parâmetros de rugosidade, tendo sido obtida a melhor correlação para o parâmetro R_{pm} , com funções do tipo potência: (i) no caso do coeficiente de coesão, c , observou-se que as situações com BDN adicionado apresentaram valores tendencialmente mais reduzidos, comparativamente às situações com BEAL adicionado, tendo, por esse motivo, sido apresentadas duas expressões, (7.17) e (7.18); (ii) no caso do coeficiente de atrito, μ , ajustou-se apenas uma expressão de correlação, válida para as duas séries (7.19).

$$c = 0,86 \times R_{pm}^{0,48}, \text{ BDN adicionado} \quad (7.17)$$

$$c = 1,25 \times R_{pm}^{0,34}, \text{ BEAL adicionado} \quad (7.18)$$

$$\mu = 1,16 \times R_{pm}^{0,04} \quad (7.19)$$

- Através da análise numérica efectuada, foi possível validar as tensões normais e de corte, consideradas analiticamente, uma vez que, no modelo numérico, os valores médios dessas tensões foram quase coincidentes com os correspondentes valores analíticos; ainda assim, verificaram-se desvios nas zonas extremas da interface, os quais aumentam com o aumento da diferença entre os módulos de elasticidade dos betões de substrato e adicionado.
- O coeficiente de adesividade apresentou uma elevada correlação com o coeficiente de coesão, tendencialmente linear, sendo a relação entre ambos aproximadamente de 0,5.

(iii) Resistência ao corte longitudinal com tensão normal

A caracterização da resistência da interface ao corte longitudinal, realizada com ensaio de duplo corte, com variação da tensão normal, em provetes com BDN de substrato, combinando três tipos de rugosidade e betão adicionado BDN e BEAL, permitiu obter as seguintes conclusões:

- A rotura foi predominantemente adesiva, nas duas interfaces do provete, embora tenha sido assíncrona em alguns casos e simultânea nos restantes. A evolução da relação força-deslocamento caracterizou-se, tipicamente, por uma zona elástica linear, até às forças de pico, seguida de uma queda brusca da força, na rotura da interface, e uma zona de força residual pós-pico. Nos provetes com BEAL adicionado de menor resistência e densidade, ocorreu rotura por esmagamento nos provetes com tensão normal e rugosidade elevada.
- O aumento da rugosidade do betão de substrato aumenta a resistência ao corte da interface, para os três níveis de tensão normal. As situações com BEAL adicionado apresentam, tendencialmente, maior resistência da interface, comparativamente às situações com BDN adicionado; contudo, a redução da resistência do BEAL adicionado tende a reduzir a resistência da interface.
- O nível de tensão normal aplicado na interface tem uma elevada influência na sua resistência. Quando não há tensão normal aplicada, é habitual considerar-se um modelo analítico simplificado, o qual consiste em assumir uma situação de corte puro, sendo a resistência obtida apenas pela parcela de coesão; porém, o modelo numérico provou que, neste caso, a tensão normal da interface, não só não é constante, como varia entre tensões de tracção e de compressão, exercendo influência na resistência ao corte. Com a aplicação e o aumento da tensão normal, mobiliza-se a parcela de atrito na interface, contribuindo para o aumento da resistência e para a redução da variação de resistência pós-pico; neste caso, a tensão normal do modelo numérico apresenta uma evolução na interface com variação significativa na zona superior, mas o valor médio é próximo do considerado analiticamente.
- Com base nos resultados dos ensaios com variação da tensão normal determinaram-se os valores médios dos coeficientes de coesão e de atrito. Estes foram correlacionados com os parâmetros de rugosidade, tendo sido obtidas expressões para o coeficiente R_{pm} . Relativamente ao coeficiente de coesão, observou-se um desvio acentuado das correlações obtidas nos ensaios de corte inclinado, apresentando valores tendencialmente mais elevados; a correlação ajusta-se a uma função do tipo potência (7.20);

$$c = 2,11 \times R_{pm}^{0,35}, \text{ BEAL adicionado} \quad (7.20)$$

No caso do coeficiente de atrito, verificou-se que os valores são igualmente mais elevados, comparativamente aos resultados dos ensaios de corte inclinado, tendo sido ajustadas diferentes funções do tipo potência, (7.21) e (7.22); assim, considerou-se mais conservativo optar, para os coeficientes de coesão e de atrito, pelas correlações obtidas nos ensaios de corte inclinado, (7.17) a (7.19).

$$\mu = 1,15 \times R_{pm}^{0,25}, \text{ BDN adicionado} \quad (7.21)$$

$$\mu = 1,54 \times R_{pm}^{0,16}, \text{ BEAL adicionado} \quad (7.22)$$

- Uma vez que a tensão normal na interface foi aplicada através de quatro varões pré-esforçados, apenas se observou variação da tensão após a rotura da interface. O aumento da tensão normal pós-pico, com o aumento do parâmetro de rugosidade R_{pm} , apresentou um padrão semelhante para as diferentes situações, tendo sido ajustada uma função do tipo potência (7.23).

$$(\sigma_{ir} - \sigma_{i0}) = 0,87 \times R_{pm}^{0,6} \quad (7.23)$$

(iv) Resistência ao corte longitudinal com armadura

A caracterização da resistência ao corte longitudinal da interface, efectuada por ensaio de duplo corte, com variação da taxa de armadura de ligação, em provetes com BDN de substrato, combinando diferentes tipos de rugosidade e betão adicionado BDN e BEAL, permitiu obter as seguintes conclusões:

- A rotura dos provetes sem atrito na interface, situação conseguida através da interposição de uma folha de teflon, foi caracterizada em provetes com BDN no substrato e BDN adicionado, variando igualmente a taxa de armadura de ligação. A rotura foi por corte dos varões, apresentando um comportamento elástico linear, semelhante à previsão teórica, seguido de uma segunda recta de menor declive, na zona de plastificação e endurecimento, por efeito de ferrolho. Porém, os provetes com varões de 10 mm de diâmetro apresentaram rotura por corte do betão, segundo um plano vertical no alinhamento dos varões; este tipo de rotura foi provocado, em parte, pela ausência de confinamento transversal.
- A rotura dos provetes com rugosidade na interface foi adesiva, pelas duas interfaces do provete, de forma assíncrona, maioritariamente, e simultânea, em alguns casos. Com a presença dos varões na interface, quando ocorre a rotura assíncrona da primeira interface do

provetes, observou-se uma pequena redução de força, seguida de novo aumento até à força máxima, com reduzida perda de rigidez. Os provetes com varões de 6 *mm* de diâmetro apresentaram rotura posterior por corte dos varões e os provetes com varões de 8 *mm* e de 10 *mm* de diâmetro apresentaram rotura posterior pela propagação de planos de fissura verticais no betão, nos alinhamentos dos varões.

- O aumento da taxa de armadura de ligação não contribui significativamente para a resistência da interface, até à sua rotura e deslocamento relativo. Porém, a força máxima parece aumentar, embora pouco, relativamente às correspondentes situações sem armadura. Ainda assim, há uma redução significativa da variação da primeira força de rotura da interface, além de existir uma evidente contribuição na redução da perda de rigidez, comparativamente aos provetes sem armadura. Verificou-se que, caso se pretenda mobilizar a resistência dos varões de corte, após a rotura da interface, essencialmente pelo efeito de ferrolho e aumentando o atrito, é necessário especial cuidado no confinamento transversal; caso contrário, podem surgir fissuras no betão, que se propagam facilmente e provocam a perda de resistência e de rigidez.

(v) Comparação dos resultados com as previsões dos códigos

A comparação efectuada entre os resultados obtidos experimentalmente e as correspondentes previsões dos principais códigos, permitiu tirar as seguintes conclusões, relativamente à resistência de interfaces de betão:

- Nas condições geométricas do ensaio de corte inclinado (em que a relação média σ_{im}/v_{im} é de 0,58), a relação entre os resultados experimentais e as previsões dos códigos (EC2 e MC10), $v_{im}/v_{u,coab}$ usando os valores nominais da resistência, é de aproximadamente 2,0, registando-se uma boa correlação. Neste caso, a contribuição do atrito é muito elevada, devido à elevada relação σ_{im}/v_{im} , sendo a diferença pouco notória na parcela da coesão, quando se comparam as situações com BDN adicionado e com BEAL adicionado. Apesar da elevada variação de resultados neste tipo de caracterização, a previsão é, ainda assim, conservativa, uma vez que a relação é ainda mais elevada para os valores de cálculo.
- Contudo, nas condições geométricas dos ensaios com variação da tensão normal (0 *MPa*, 3 *MPa* e 6 *MPa*), obtiveram-se, tendencialmente, diferentes valores da relação, $v_{im}/v_{u,coab}$ usando os valores nominais da resistência, com valores mais elevados nas situações com BEAL adicionado, comparativamente às situações com BDN adicionado. Neste caso, a contribuição do atrito é menor, relativamente aos ensaios de corte inclinado, sendo notória a influência da coesão entre as situações com BDN adicionado e BEAL adicionado. Além disso, a relação

$v_{im}/v_{u,cod}$ é muito superior nas situações com tensão normal nula (cerca de 7,0 para BEAL adicionado e 4,5 para BDN adicionado), uma vez que a relação entre as tensões σ_{im}/v_{im} varia para cada nível de tensão. Porém, com o aumento da tensão normal, o valor da relação diminui e os valores das duas séries tendem a aproximar-se, uma vez que a tendência da relação $v_{im}/v_{u,cod}$ apresentou os seguintes valores: cerca de 4,5 para BEAL adicionado e 3,1 para BDN adicionado) para tensão normal de 3 MPa; e cerca de 3,0 para BEAL adicionado e 2,5 para BDN adicionado) para tensão normal de 6 MPa. Nestes casos, e apesar da variação de resultados, a previsão é demasiado conservativa, provando que se subestima a parcela de coesão.

- Efectuou-se ainda a comparação entre os resultados experimentais e as previsões do EC2, uma vez que o MC10 fornece valores próximos e o ACI apenas considera a resistência com armadura, em função da tensão normal, para cada situação caracterizada. Comprovou-se que os resultados experimentais são muito superiores à correspondente previsão do EC2 e do MC10 e que a resistência da interface tende a aumentar, proporcionalmente, com o aumento da tensão normal.
- A comparação efectuada entre os valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , das situações caracterizadas nos ensaios com armadura de ligação na interface, e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$, apresentou elevada dispersão, observada para ambas as séries, nas situações com BDN adicionado e nas situações com BEAL adicionado. Esta dispersão deve-se, essencialmente, ao facto de a armadura de ligação não ter contribuído de forma notória para a resistência máxima da interface, contrariamente à contribuição prevista nos códigos. Através da comparação entre os valores máximos obtidos experimentalmente, com as respectivas previsões dos códigos, para cada situação caracterizada, foi possível identificar que a influência da taxa de armadura na interface é pouco significativa para a resistência de pico. Apesar de existir uma tendência de aumento em algumas situações, regra geral, os valores máximos tendem a manter-se com o aumento da taxa de armadura. Assim, os resultados experimentais sugerem que a resistência dos varões de corte é mobilizada apenas após a rotura da interface, em que ocorre deslocamento relativo.
- Com base nas correlações obtidas na análise dos resultados propõe-se que o valor de cálculo da resistência à tracção da interface seja estimado com base no coeficiente de adesividade, a , o qual se relaciona com o de coesão, c , e na resistência à tracção do betão com menor resistência, f_{ctd} (7.24). Propõe-se ainda que o valor de cálculo da resistência ao corte da interface, v_u seja estimado, considerando duas situações distintas: (i) resistência por coesão e

atrito, com comportamento linear elástico e sem perda de rigidez na interface, correspondente à expressão (7.25); (ii) resistência da armadura transversal e por atrito residual, após a rotura da interface, embora com perda elevada da rigidez do elemento estrutural, correspondente à expressão (7.26).

$$f_{iid} = 0,5.c.f_{ctd} \quad (7.24)$$

$$v_u = c.f_{ctd} + \mu.\sigma_n \quad (7.25)$$

$$v_u = \mu.\sigma_n + \rho.f_{syd} . (\mu.\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (7.26)$$

Em todas as situações, os coeficientes de coesão e de atrito podem ser estimados em função do parâmetro de rugosidade R_{pm} , através das expressões obtidas nas correlações efectuadas, minoradas pelo coeficiente parcial de segurança, γ_p (7.27) a (7.29):

$$c = \frac{0,86}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,48}, \text{ para BDN adicionado} \quad (7.27)$$

$$c = \frac{1,25}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,34}, \text{ para BEAL adicionado} \quad (7.28)$$

$$\mu = \frac{1,16}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,04}, \text{ para BDN e BEAL adicionados} \quad (7.29)$$

8. Principais Conclusões e Trabalho Futuro

8.1. Principais Conclusões

8.1.1. Método de composição

- O método de composição de BEAL desenvolvido permite flexibilizar o ajuste à massa volúmica e à resistência mecânica pretendidas. A implementação da pré-mistura das proporções volumétricas relativas, do conjunto dos agregados finos e do conjunto dos agregados grossos, permite melhorar o ajuste granulométrico à curva de Faury, aumentando a capacidade de adequação às especificações.
- A boa correlação com os resultados experimentais provou que as previsões da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do BEAL apresentam elevada fiabilidade: (i) a primeira é obtida pelo produto entre a resistência da matriz ligante (estimada pela expressão de Feret) e o respectivo coeficiente de redução da resistência, C_f intrínseco aos agregados leves usados; a segunda resulta do produto do módulo de elasticidade previsto para a matriz ligante com o produto entre dois coeficientes de correcção, um de redução de rigidez, C_E , e outro associado à consistência do betão, C_s .
- Obtiveram-se expressões que permitem quantificar os coeficientes C_f (8.1) e C_E (8.2), conjugando todos os agregados leves de cada mistura, em função das respectivas propriedades intrínsecas: dosagem volumétrica, V_{abs} , e massa volúmica das partículas, ρ_{p0} .

$$C_f = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,20 \times 0,51^{\rho_{p0,i}^{2,9}} \right) \quad (8.1)$$

$$C_E = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,23 \times 0,63^{\rho_{p0,i}^{2,9}} \right) \quad (8.2)$$

- O método de composição dos BEAL com requisitos especiais, baseado no método desenvolvido para os BEAL, revelou-se adequado, uma vez que foram obtidas elevadas correlações entre as previsões da densidade, da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, e os correspondentes resultados experimentais.
- Nos BEALAC, os parâmetros da composição foram adaptados aos parâmetros volumétricos característicos dos betões auto-compactáveis; aplicou-se o mesmo procedimento para a composição dos BLACRF, adaptando os parâmetros a um betão de referência, sem fibras, incorporando adicionalmente diferentes percentagens volumétricas de fibras.
- Nos BEALAA, considerou-se a resistência da matriz ligante com base nos parâmetros dos LAA, sendo o restante procedimento de ajuste e de controlo granulométrico totalmente adequado. Observaram-se desvios de cerca de 27% na previsão do módulo de elasticidade de algumas misturas de BEALAA, constituindo um tema a estudar.

8.1.2. Propriedades reológicas

- Os resultados da consistência dos BEAL e dos BEALAA enquadram-se nas correspondentes classes de consistência definidas inicialmente. Apesar de alguns betões (dos tipos C, F e H), definidos com consistência muito plástica (S4), terem pequenos desvios, enquadram-se na fronteira entre as classes S3 e S4.
- Os BEALAC apresentam um bom desempenho no que respeita à trabalhabilidade e ao comportamento reológico no estado fresco, tendo-se observado elevadas capacidades de escoamento e de auto-compactação, com libertação do ar da matriz ligante. Os resultados dos ensaios de fluidez, viscosidade, capacidade de passagem e resistência à segregação, comprovaram, para todos os BEALAC, o elevado desempenho em todos os parâmetros.
- Apesar da elevada fluidez e boa viscosidade da mistura de referência L1.9_0.00, o desempenho dos parâmetros de auto-compactabilidade dos BLACRF reduz com o aumento da dosagem volumétrica de fibras. A introdução de fibras na matriz provoca uma redução significativa da capacidade de passagem; contudo, a resistência à segregação provou ser elevada nestes betões.

8.1.3. Propriedades físicas e mecânicas

(i) Densidade e superfície de rotura

- Provou-se a elevada fiabilidade na previsão da massa volúmica dos BEAL produzidos, uma vez que o desvio, entre os valores previstos e caracterizados, foi inferior, em média, a 1%.
- A superfície de rotura dos provetes dos BEAL e dos BEALAC demonstrou que esta ocorre conjuntamente pela matriz ligante e pelos agregados, com a distribuição homogénea dos agregados na matriz de betão. Nos BLACRF, a introdução de fibras na matriz provoca um aumento significativo da ductilidade, em que, após a rotura pela matriz ligante e pelos agregados, é mobilizada a resistência das fibras até se verificar a rotura por escorregamento destas na matriz. Os BEALAA revelaram um modo de rotura semelhante ao dos BEAL; contudo, e uma vez que a sua matriz ligante apresentou menor resistência à compressão, o modo de rotura revelou uma elevada influência da rigidez dos agregados leves.

(ii) Resistência mecânica

- Os resultados obtidos para a resistência à compressão dos BEAL e dos BEALAC provaram uma elevada influência dos agregados leves e das respectivas dosagens na redução de resistência do betão, em relação à resistência da matriz ligante. A evolução da resistência desses betões não se enquadra totalmente no padrão de endurecimento proposto pelos códigos, observando-se um aumento mais acentuado em idades jovens, relativamente à curva de previsão. A proposta de correcção relativa à curva de endurecimento (8.3), que consiste em multiplicar o parâmetro s_c por um coeficiente, λ_f , que depende do intervalo de dosagem dos agregados leves, provou ter um ajuste mais adequado à evolução dos correspondentes resultados experimentais.

$$\beta(t) = \exp\left(s_c \times \lambda_f \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right) \quad (8.3)$$

- A resistência à compressão dos BEALAA aumenta, à semelhança dos BEAL, com o uso de agregados grossos mais densos e resistentes, com o uso de areia de densidade normal, com adição de sílica de fumo na matriz. A evolução da resistência à compressão dos BEALAA apresenta um padrão semelhante ao dos betões com matriz de CP. Porém, uma vez que a curva de endurecimento depende do tipo de cimento, não tendo enquadramento para os LAA, ajustou-se o valor de 0,25 para o parâmetro s_c (8.3), por permitir o melhor enquadramento com os resultados experimentais; este valor é válido para as condições usadas (escória de alto-forno como ligante base; KOH com activador alcalino; cura com $HR=100\%$ e $T=20^\circ\text{C}$) podendo não se observar para outras condições.

- Obtiveram-se boas correlações entre as resistências à tracção e à compressão dos BEAL e dos BEALAC caracterizados; contudo, apesar de se terem ajustado funções de potência, a relação linear entre os valores médios das resistências à tracção e à compressão varia entre 0,06 e 0,08.
- A comparação entre os valores médios da resistência à tracção, dos BEAL e dos BEALAC, com as correspondentes previsões dos códigos, considerados neste estudo, permitiu concluir que a previsão dos códigos EC2 e MC10 é mais conservativa do que a previsão do ACI, sendo os resultados experimentais superiores aos previstos, em média, em 25% e 15%, respectivamente.
- Os resultados obtidos para as resistências mecânicas dos BLACRF, permitiram observar um aumento da ductilidade dos provetes de betão, permitindo uma elevada capacidade de carga após a fractura da matriz, devida à mobilização da resistência das fibras. A resistência à compressão dos BLACRF aumenta pouco com o aumento da dosagem de fibras, V_f ; ainda assim, o bom ajuste da correlação linear permite concluir que a resistência à compressão aumenta cerca de 8%, em comparação ao betão sem fibras, com o aumento de uma unidade de V_f .
- Dos ensaios de flexão concluiu-se que o aumento da dosagem de fibras na matriz do betão proporciona o aumento da resistência máxima à flexão, bem como da ductilidade. Da correlação obtida, verificou-se o aumento significativo da resistência à flexão, de cerca de 250%, em comparação ao betão sem fibras, com o aumento de uma unidade de V_f . Além disso, os valores médios da energia de fractura aumentam cerca de 100 vezes, igualmente com o aumento de uma unidade de V_f .
- Nos ensaios de punçoamento efectuados, foi evidente o aumento da resistência ao punçoamento, bem como da ductilidade do provete submetido a esta solicitação, com o aumento da dosagem de fibras; assumindo uma correlação de tendência linear, a força máxima de rotura aumentou cerca de 45% para o aumento de uma unidade de V_f .

(iii) Módulo de elasticidade

- Os valores obtidos para o módulo de elasticidade dos BEAL e dos BEALAC provaram existir uma elevada influência dos agregados leves, e das respectivas dosagens, na redução do módulo de elasticidade do betão, em relação ao da matriz ligante. Além disso, a relação A/L afecta, juntamente com o adjuvante, a consistência do betão e, apesar de influenciar a resistência à compressão, provou ter uma influência mais elevada no módulo de elasticidade desses betões, sendo por isso importante considerar o seu efeito. A evolução dos resultados obtidos para o

módulo de elasticidade dos BEAL e dos BEALAC apresenta um bom enquadramento nas curvas de endurecimento do EC2 e do MC10. Contudo, a evolução prevista, em função do coeficiente de endurecimento corrigido (8.3), provou um excelente ajuste aos resultados experimentais.

- O módulo de elasticidade dos BEALAA aumenta nos betões: (i) produzidos com agregados grossos mais densos (HD), comparativamente aos produzidos com agregados grossos mais leves (MD); (ii) produzidos com areia de densidade normal, comparativamente aos produzidos com uma mistura de areia leve e de densidade normal. A evolução do módulo de elasticidade dos BEALAA, com a idade, provou ter um bom enquadramento com a previsão de endurecimento do EC2, em função do valor do parâmetro adoptado para a evolução da resistência.
- Nos BLACRF, verificou-se um aumento muito pouco significativo do módulo de elasticidade com o aumento da dosagem de fibras, o que era expectável, uma vez que o aumento da resistência à compressão também não foi muito elevado.
- Ao comparar os valores médios do módulo de elasticidade, dos BEAL e dos BEALAC, com as correspondentes previsões dos códigos, concluiu-se que os resultados experimentais são tendencialmente: (i) superiores, em 9%, à previsão do ACI; (ii) inferiores às previsões do EC2 e do MC10, em cerca de 11%. Os maiores desvios à previsão do EC2 e do MC10 ocorreram nos betões com maior relação A/L e, conseqüentemente, com consistência mais fluida. Assim, estudou-se uma correcção ao coeficiente η_E (8.4), relacionando-o com a classe de consistência do betão (variando o parâmetro ρ_N , em denominador), de modo a obter a convergência mais adequada entre a previsão e os resultados experimentais. As previsões do EC2 e do MC10, assim corrigidas em função do parâmetro proposto, resultam numa boa correlação com os resultados experimentais.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{\rho_N} \right)^2 \quad (8.4)$$

- Os valores médios do módulo de elasticidade dos BEALAA foram próximos dos previstos pela previsão do ACI, mas foram bastante inferiores, em cerca de 27%, à previsão do EC2 e do MC10, provando que esta é inadequada para estes betões; esta diferença de comportamento, comparativamente aos betões de CP, reforça a necessidade de vastos estudos sobre a influência dos vários parâmetros dos LAA nas diversas propriedades mecânicas dos betões.

- Através da caracterização da lei constitutiva, em compressão uniforme, dos provetes de BEAL verificou-se que a relação tensão-extensão é aproximadamente linear até cerca de 95% da tensão máxima de rotura. Além disso, a extensão última dos betões produzidos com agregados leves de menor granulometria (HD2/4) foi em média de $2,98 \times 10^{-3}$; a extensão última dos betões com agregados leves mais grossos (HD4/12) foi em média de $2,36 \times 10^{-3}$.

8.1.4. Propriedades diferidas

(i) Retracção

- A evolução da retracção total das matrizes de argamassa dos BEAL foi semelhante em todas as misturas, embora com diferentes amplitudes, onde cerca de 80% da deformação ocorre até aos 28 dias de idade, atenuando posteriormente e estabilizando aos 90 dias de idade. A análise efectuada em provetes de argamassa de reduzida dimensão, que sofrem uma secagem rápida, demonstrou que a retracção das matrizes de argamassa dos BEAL aumenta com os seguintes parâmetros: (i) aumento da dosagem de cimento, embora com redução da relação A/L ; (ii) utilização de areia leve; (iii) redução da dosagem do conjunto dos agregados finos. Contudo, a incorporação dos agregados leves grossos, geralmente saturados, provoca alterações significativas na cura interna da matriz ligante, alterando esse comportamento nos BEAL.
- A consistência do BEAL influencia a evolução da retracção total, apresentando tendencialmente, em idade jovem, expansão nos betões de consistência S3/S4 e retracção acentuada nos betões de consistência S5; esse comportamento inicial condiciona a amplitude final da retracção, uma vez que, após esse período, a evolução da retracção tende a estabilizar, entre os 28 e os 56 dias; posteriormente, a evolução com a idade é reduzida e gradual.
- As previsões da retracção do EC2 e do MC10, apesar de dependerem dos mesmos parâmetros, resultam em curvas com um desenvolvimento diferente, embora com amplitudes semelhantes. A curva proposta pelo ACI, obtida de uma expressão geral para a retracção total, depende de vários parâmetros (incluindo de composição), embora não considere a resistência e a densidade do BEAL; estas apresentam previsões divergentes das restantes, para alguns betões. Apesar de todas as curvas de previsão dos códigos apresentarem amplitudes excessivas, comparativamente aos resultados experimentais (em média 10 vezes superiores), verifica-se que as previsões do EC2 e do MC10 são as que apresentam rácios mais coerentes e com melhor enquadramento de evolução.
- Nos BEAL produzidos com agregados leves grossos de maior densidade (HD), os resultados experimentais provaram que o aumento do rácio A/L , com conseqüente aumento da fluidez,

provoca maior amplitude da retracção; o rácio entre a retracção experimental e a previsão dos códigos (EC2 e MC10), $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,cod}$, foi próximo de 0,2 para os betões de consistência plástica, sendo esse valor de 0,3, aproximadamente, para os betões mais fluidos. Pela análise desse rácio em todas as misturas, concluiu-se que a retracção dos BEAL aumenta com a redução da densidade dos agregados grossos, com a mesma matriz ligante. Apesar de a retracção total apresentar, experimentalmente, desvios elevados, o valor médio do rácio $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,cod}$ dos BEAL caracterizados foi de 0,1, com valores mínimo e máximo de 0,06 e 0,6, respectivamente.

- Uma vez que se utilizaram, na produção dos BEAL, agregados leves com elevada saturação, a retracção autogénea, ε_{ca} , foi de expansão, devida à cura interna melhorada, proporcionada pela migração da humidade interior dos agregados leves, hidratando continuamente a matriz ligante. Os resultados apresentaram uma evolução semelhante para as misturas caracterizadas; assim, conclui-se que as diferenças observadas na retracção total devem-se à retracção de secagem, ε_{ca} . Ajustou-se uma curva de referência para a previsão da deformação autogénea de expansão, ε_{ca} (8.5), em função da idade e de um parâmetro que representa uma deformação de referência, ε_{ca0} ; este parâmetro deve depender do grau de saturação dos agregados leves, uma vez que existe uma forte influência na retracção autogénea com a redução da saturação dos agregados; porém, é aconselhável adoptar agregados leves totalmente ou parcialmente saturados nas misturas de BEAL.

$$\varepsilon_{ca} = -\varepsilon_{ca0} \times \left(1 - \exp\left(-0,35 \times (t - t_0)^{0,5}\right)\right) \quad (8.5)$$

- A retracção de secagem, estimada simplifcadamente pela subtracção da retracção autogénea à retracção total, provou que os BEAL com uma matriz ligante de elevada resistência e com um volume significativo de agregados leves apresentam retracção muito baixa, apesar de terem menor densidade e resistência, comparativamente à matriz ligante; este facto é divergente da previsão da retracção nos códigos, baseada na resistência do betão, ignorando o elevado desempenho da matriz, o que resulta em desvios muito elevados relativamente à caracterização experimental.
- A redução da relação A/L , com a consequente redução da fluidez do betão, reduz a amplitude da retracção de secagem, principalmente devido à redução da água na matriz ligante, mas também devido à redução da sua permeabilidade. As propriedades dos agregados leves têm também um papel fundamental na retracção de secagem: (i) directamente, em que os agregados mais densos têm maior oposição, através da maior rigidez, à retracção de secagem; (ii) indirectamente, em que os agregados leves mais densos, e saturados, promovem uma cura interna melhorada, reduzindo a permeabilidade da matriz ligante e a retracção de secagem.

- Identificaram-se quatro parâmetros essenciais na influência da retracção dos BEAL: (i) a resistência da matriz ligante, a qual é diferente da resistência do betão, em função da densidade; (ii) o tipo e a dosagem dos agregados leves; (iii) o grau de saturação dos agregados leves; (iv) o rácio A/L . Analisou-se a influência destes parâmetros nos resultados obtidos experimentalmente, considerando igualmente as expressões dos códigos (EC2 e MC10), e obtiveram-se coeficientes correctivos. Assim, apresentam-se sugestões de alteração às expressões propostas pelo EC2, podendo ser igualmente aplicadas ao MC10, com o objectivo de melhorar a previsão da retracção de secagem:

(1) substituir o parâmetro da resistência à compressão, f_{lcm} , usada na expressão de cálculo do parâmetro $\varepsilon_{ca,0}$, pela resistência da matriz ligante, f_{bp} , sendo esta estimada pela expressão de Feret (3.4) ou através da expressão (8.6);

$$f_{bp} = \left(\frac{f_{lcm}}{C_f} \right); \quad C_f = 0,0008 \times \rho - 0,6 \quad (8.6)$$

(2) substituir o coeficiente de correcção da retracção de secagem do EC2, η_3 , pelo coeficiente obtido pela expressão (8.7), onde o efeito da relação A/L e do tipo e dosagem dos agregados leves são considerados, através dos respectivos coeficientes $C_{A/L}$ (8.8) e C_{sb} (8.9), além do coeficiente adicional, $\gamma_{sb,i}$

$$\eta_3 = \gamma_{sb,i} \times C_{A/L} / C_{sb} \quad (8.7)$$

$$C_{A/L} = 1,7 \times (A/L)^{0,8} \quad (8.8)$$

$$C_{sb} = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \times 0,13 \times 0,25^{\rho_{p0,i}^{15}} \right) \quad (8.9)$$

(3) considerar, com base nos resultados obtidos e combinados com os de outros estudos, que a retracção autogénea, ε_{ca} , seja prevista em função das recomendações indicadas na Tabela 8.1, dependendo do grau de saturação dos agregados leves.

Tabela 8.1 – Recomendação de previsão da retracção autogénea dos BEAL.

| Grau de saturação dos agregados leves (%) | Deformação autogénea | Recomendação para ε_{ca} |
|---|----------------------|---|
| [0; 10[| retracção | $\varepsilon_{ca} = \varepsilon_{ca(\infty)} \times \left(1 - \exp\left(-0,20 \times (t - t_0)^{0,5}\right) \right)$; EC2 [140] |
| [10; 30[| desprezável | $\varepsilon_{ca} = 0$ |
| [30; 60[| expansão | $\varepsilon_{ca} = -\varepsilon_{ca0} \times \left(1 - \exp\left(-0,35 \times (t - t_0)^{0,5}\right) \right)$; com $\varepsilon_{ca,0}=40$ |
| [60; 100] | expansão | $\varepsilon_{ca} = -\varepsilon_{ca0} \times \left(1 - \exp\left(-0,35 \times (t - t_0)^{0,5}\right) \right)$; com $\varepsilon_{ca,0}=80$ |

- Com as correcções propostas, a previsão da retracção de secagem apresentou uma boa aproximação aos resultados experimentais dos BEAL, produzidos com agregados leves de argila expandida; comparando com a previsão original do EC2, as previsões assim corrigidas permitem aumentar o rácio entre a retracção de secagem e a correspondente previsão, $\varepsilon_{sd}/\varepsilon_{sd,code}$ de 0,2 para 0,7, aumentando a exactidão da previsão proposta. Apesar de esta estimativa ser conservativa, propõe-se um coeficiente adicional, $\gamma_{sb,b}$ devido à elevada variabilidade da retracção nos betões, recomendando-se o valor 1,5.
- Os agregados leves provaram ter uma elevada influência na retracção dos BEALAC, uma vez que os betões com agregados leves mais resistentes (HD) apresentaram deformação total de expansão quase coincidente; porém, o BEALAC produzido com agregados leves MD, apresentou uma deformação de retracção semelhante à verificada no betão HC1.5, igualmente produzido com agregados leves MD.
- Ao comparar os resultados da retracção dos BEALAC com as previsões dos códigos, verificou-se, à semelhança dos BEAL, uma elevada divergência. Os BEALAC, apesar de auto-compactáveis, são na realidade BEAL com parâmetros especiais; portanto, a abordagem efectuada para os BEAL, no sentido de identificar a influência dos parâmetros da matriz ligante e dos agregados leves, na evolução da retracção, provou ter igual aplicação no caso dos BEALAC. A evolução da retracção autogénea dos BEALAC provou ser semelhante à verificada para os BEAL, adoptando-se, assim, a mesma abordagem na estimativa simplificada da retracção de secagem, ε_{sd} .
- A nova proposta de previsão da retracção, apresentada para os BEAL, com correcção aos coeficientes e parâmetros dos códigos (EC2 e MC10), provou ser conservativa para os BEALAC produzidos com agregados leves HD; apesar de a retracção de secagem do betão produzido com agregados leves MD ter excedido a previsão, em cerca de 20%, este desvio não é exagerado, assumindo a variabilidade da retracção.
- As dimensões da secção do provete têm uma elevada influência na evolução da retracção do BEALAC L1.9_0.00, tendo sido registada retracção total de 50×10^{-6} , nos provetes com secção de $100 \times 100 \text{ mm}^2$ e retracção total negativa (de expansão) de -50×10^{-6} , nos provetes com secção de $150 \times 150 \text{ mm}^2$. Contudo, a relação entre as previsões de retracção, efectuadas pelos códigos, para as duas secções transversais ($\varepsilon_{cs(100 \times 100)}/\varepsilon_{cs(150 \times 150)}$) é de 1,02 no EC2 e de 1,07 no MC10, provando que a influência caracterizada é superior à previsão dos códigos.

- A variação da dosagem de fibras nos BLACRF não tem uma influência significativa na evolução e na amplitude da retracção, podendo esta ser estimada para o betão equivalente sem fibras.
- A adição de sílica de fumo na matriz dos BEALAA não tem influência notória na evolução da retracção. Conclui-se que a retracção destes betões aumenta, com a utilização de agregados grossos leves de menor densidade e com a utilização de areias leves. Assim, a redução da densidade do betão, pela utilização de agregados mais leves, provoca o aumento da retracção dos BEALAA, sendo este aumento, tendencialmente, de 22% por cada $100 \text{ kg}/\text{m}^3$ de redução na massa volúmica, ρ .
- Os resultados da retracção total dos BEALAA caracterizados não são excessivos, tendo em conta a reduzida resistência da matriz ligante, bem como a reduzida dimensão da secção dos provetes. A evolução com a idade enquadra-se nas curvas propostas pelos códigos, sendo mais adequada, neste caso, a curva do MC10; contudo, a amplitude das correspondentes previsões é muito superior, sendo o rácio $\varepsilon_{cs}/\varepsilon_{cs,mod}$ de 0,3, aproximadamente.
- A retracção de secagem dos BEALAA, ε_{cb} , caracterizada através da abordagem considerada nos BEAL, apresentou valores mais baixos, comparativamente à nova proposta de previsão corrigida; esta é cerca de 50% superior à retracção de secagem dos BEALAA com agregados leves HD, e cerca de 80% superior à retracção de secagem dos betões com agregados leves MD. A abordagem proposta é assim conservativa, embora seja fundamental verificar este comportamento em misturas com diferentes parâmetros e resistências da matriz de LAA.

(ii) Fluência

- A fluência foi caracterizada experimentalmente em provetes de BEAL, para duas idades de carregamento (t_7 e t_{28}), analisando-se os resultados em função do coeficiente de fluência, φ_s ; este apresentou uma variação muito reduzido para cada betão, de 1,4% em média, com desvio máximo de 2%. Apesar das diferenças de densidade e de resistência, os BEAL com dosagem de cimento de $500 \text{ kg}/\text{m}^3$ (B500.S5, E500.S5, C500 e F500), carregados a t_{28} , apresentaram amplitudes do coeficiente de fluência muito próximas, sendo quase coincidentes até aos 224 dias de idade, aproximadamente; posteriormente, o coeficiente de fluência, dos betões B500.S5 e E500.S5, teve uma evolução menos acentuada, com valor médio de φ_s aos 560 dias, de 0,70, sendo este valor cerca de 10% superior nos betões C500 e F500. A descarga de fluência destes betões apresentou os seguintes resultados: (i) recuperação da deformação

instantânea, de 85% a 95% da deformação elástica; (ii) recuperação reduzida da deformação de fluência, resultando uma deformação residual de 61% a 66% da deformação elástica.

- A evolução do coeficiente de fluência, caracterizado nos vários BEAL com diferentes densidades, resistências e dosagens de cimento, apresenta uma curva semelhante, para diferentes idades de carregamento (t_7 e t_{28}), embora com diferentes amplitudes. O aumento da fluência é bastante acentuado nos primeiros 7 dias, após o carregamento, seguindo-se um período de transição, com a atenuação gradual desse aumento, até cerca de 56 dias após o carregamento, tendendo a estabilizar após essa idade; posteriormente, o aumento do coeficiente de fluência com a idade é muito reduzido, representando, às idades de 252 e de 560 dias, cerca de 86% e 96% da fluência estimada para 100 anos de idade.
- A redução da dosagem de cimento tem pouca influência no coeficiente de fluência, quando carregado a t_{28} . Contudo, quando carregados a t_7 , os BEAL com menor dosagem de cimento apresentaram diferentes amplitudes do coeficiente de fluência, embora com curvas semelhantes: (i) os betões com reduzida dimensão dos agregados leves (HD2/4) tiveram uma evolução quase coincidente, apesar de terem diferentes conjuntos de agregados finos; o rácio obtido entre os coeficientes de fluência para t_7 e t_{28} ($\varphi_{e,t7}/\varphi_{e,t28}$) foi de 2,0; (ii) os betões com maior granulometria dos agregados leves (HD4/12), embora com diferentes agregados finos, apresentaram uma evolução próxima, com um rácio $\varphi_{e,t7}/\varphi_{e,t28}$ de 1,65; (iii) o betão D425, produzido com agregados grossos leves MD, apresentou um coeficiente de fluência, para t_7 , superior ao valor correspondente dos betões com HD4/12, em cerca de 11%. Conclui-se, assim, que o coeficiente de fluência dos BEAL depende, para idades jovens de carregamento, da máxima dimensão dos agregados leves.
- Os betões da tipologia HC, apesar de terem igual matriz ligante, têm diferentes combinações de agregados e, conseqüentemente, diferentes propriedades físicas e mecânicas. Contudo, apresentaram resultados muito próximos para os correspondentes coeficientes de fluência, tanto para t_7 como para t_{28} , provando a reduzida influência da densidade dos agregados leves na evolução e na amplitude do coeficiente de fluência. Assim, concluiu-se que os parâmetros da matriz ligante são os mais condicionantes na evolução do coeficiente de fluência, para betões com agregados de granulometria semelhante. Nos betões HC, o valor obtido para o rácio $\varphi_{e,t7}/\varphi_{e,t28}$ foi de 1,26, o qual é bastante inferior ao rácio obtido nos betões C e F ($\varphi_{e,t7}/\varphi_{e,t28}=1,65$). Uma vez que todos estes betões têm granulometria semelhante e uma dosagem de cimento muito próxima, a diferença deve-se, provavelmente, à adição, a qual

influencia a maturidade do betão entre as diferentes idades de carregamento: nos betões HC usou-se adição de cinzas volantes; nos betões C e F usou-se adição de sílica de fumo.

- A evolução do coeficiente de fluência dos BEAL apresentou diferenças significativas, quando comparadas as curvas de previsão dos vários códigos, uma vez que estas têm uma evolução semelhante, mas com diferenças de amplitude. A previsão do ACI resulta em elevados coeficientes de fluência, com os seguintes valores do rácio entre a previsão e os resultados experimentais ($\varphi_{e, cod} / \varphi_e$): valor médio de 1,38 e desvio de 0,18, para t_7 ; valor médio de 1,65 e desvio padrão de 0,20, para t_{28} . O MC10 e do EC2 apresentam igual previsão, com valores mais coerentes e próximos dos resultados experimentais, comparativamente ao ACI, uma vez que os valores do rácio $\varphi_{e, cod} / \varphi_e$ foram os seguintes: valor médio de 1,25 e desvio padrão de 0,17, para t_7 ; valor médio de 1,35 e desvio padrão de 0,12, para t_{28} . Consideração a reduzida variabilidade de resultados do coeficiente de fluência, considera-se que a previsão do MC10 e do EC2 é conservativa, mas não excessivamente.
- As expressões de previsão do MC10 e do EC2, para o coeficiente de fluência dos BEAL, baseiam-se na previsão para BDN, considerando a resistência do betão em detrimento da resistência da matriz ligante, mas são corrigidas pelo coeficiente η_E , o qual depende da massa volúmica do BEAL. Assim, considera-se indirectamente, embora de forma simples, a influência da resistência da matriz ligante e dos agregados leves na redução da fluência, relativamente aos BDN.
- Estudou-se uma correcção à forma da curva de fluência, do MC10 e do EC2, a qual é definida através do parâmetro $\beta_c(t, t_0)$, sem alterar a amplitude de valores a tempo infinito, adequando o expoente α_r dessa expressão (8.10) ao valor de 0,2 para os BEAL, em detrimento do valor 0,3 definido para BDN.

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta H + (t - t_0)} \right]^{\alpha_r} \quad (8.10)$$

Com esta correcção, o enquadramento da evolução das curvas de fluência é muito mais adequado, mantendo a diferença entre as amplitudes prevista e experimental, a longo prazo; ainda assim, e considerando as duas idades de carregamento, o rácio $\varphi_{e, cod} / \varphi_e$ variou entre 0,99 e 1,70, com valor médio de 1,37 e desvio padrão médio de 0,17. A correlação linear ajustada entre os coeficientes de fluência, experimental e previsto pelos códigos MC10 e EC2 (com correcção), permite concluir que a previsão é superior, tendencialmente, em cerca de 33% relativamente aos resultados experimentais.

- O coeficiente de fluência dos BEALAC, caracterizado para carregamentos a t_7 e t_{28} , tem maior amplitude nos betões com menor massa volúmica e resistência; contudo, as diferenças tendem a atenuar com a idade, provando igualmente a reduzida influência da massa volúmica dos agregados leves, comparativamente aos parâmetros da matriz ligante, na fluência do betão.
- Comparou-se a evolução entre os coeficientes de fluência dos BEALAC do tipo L (L2.00, L1.85 e L1.70) com a dos BEAL do tipo HC (HC1.9, HC1.7 e HC1.5) que, apesar de terem diferentes parâmetros da matriz ligante, têm ambos adição de cinzas volantes e os três pares de betões têm iguais selecções de agregados entre si, embora com diferentes proporções. O valor médio do rácio $\varphi_{c,t_7}/\varphi_{c,t_{28}}$ foi de 1,28 para os BEALAC do tipo L e de 1,26 para os betões HC, provando uma proporção semelhante entre os resultados para as duas idades de carregamento. Esta proximidade de valores deve-se, provavelmente, à semelhante adição de cinzas volantes, tendo sido obtidos valores muito superiores, nos BEAL, com adição de sílica de fumo.
- A evolução do coeficiente de fluência dos BEALAC é mais acentuada ao longo do tempo, comparativamente aos BEAL, que tendem a estabilizar mais cedo; este comportamento observou-se para as duas idades de carregamento, t_7 e t_{28} , e deve-se, provavelmente, ao maior volume da matriz da pasta ligante e da matriz de argamassa dos BEALAC, com menor proporção de agregados grossos. Assim, conclui-se que a forma da curva de fluência que melhor se ajusta aos resultados dos BEALAC é a obtida pela expressão do MC10 e do EC2 (8.10), em função do parâmetro $\beta_c(t, t_0)$, considerando o expoente inicial α_{cr} de 0,3.
- Os resultados experimentais do coeficiente de fluência dos BEALAC apresentaram diferenças semelhantes às observadas para os BEAL, na comparação com os códigos: o ACI apresenta uma previsão com desvios significativos, principalmente para o carregamento aos 28 dias; a previsão do MC10 e do EC2, apesar de conservativa, é mais próxima dos resultados experimentais, com um rácio médio $\varphi_{c,oid}/\varphi_c$ de 1,19 para t_7 e 1,24 para t_{28} .
- O coeficiente de fluência dos BLACRF, caracterizado apenas para carregamento a t_7 , permitiu observar uma evolução semelhante à observada para os BEALAC; além disso, os valores entre os vários BLACRF não apresentam diferenças significativas, concluindo-se que a introdução e o aumento da dosagem de fibras na matriz dos BLACRF não têm influência significativa na evolução da deformação de fluência.

8.1.5. Resistência de interfaces com BEAL

(i) Resistência à tracção

- A rotura à tracção da interface foi predominantemente adesiva, sendo os valores de resistência da interface inferiores ao menor valor da resistência à tracção do betão que constitui cada uma das partes.
- O aumento da rugosidade do betão de substrato contribui significativamente para o aumento da resistência à tracção da interface, mas acima de determinado valor de rugosidade, a resistência da interface não aumenta significativamente.
- O aumento da resistência do betão, principalmente da resistência da matriz ligante do BEAL adicionado, proporciona o aumento da resistência à tracção, comparativamente às situações com BDN adicionado. Contudo, apesar de os BEAL adicionados terem a mesma matriz ligante, verificou-se que a resistência da interface diminuiu com a redução da sua densidade e, consequentemente, da sua resistência.
- A influência da rugosidade na resistência à tracção da interface foi quantificada através de um coeficiente de adesividade, a , que relaciona as resistências à tracção da interface, f_{id} , e do betão, f_{ctd} ; concluiu-se, adicionalmente, que este coeficiente corresponde, tendencialmente, a cerca de metade do valor do coeficiente de coesão, c . Assim, propõe-se que o valor de cálculo da resistência à tracção da interface, f_{id} , seja estimado com base no coeficiente de coesão, c , e na resistência à tracção do betão com menor resistência, f_{ctd} (8.11); os coeficientes de coesão e de atrito podem ser estimados em função do parâmetro de rugosidade R_{pm} , através das expressões (8.12) e (8.13), e considerando o coeficiente parcial de segurança, γ_r .

$$f_{id} = 0,5 \cdot c \cdot f_{ctd} \quad (8.11)$$

$$c = \frac{0,86}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,48}, \text{ para BDN adicionado} \quad (8.12)$$

$$c = \frac{1,25}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,34}, \text{ para BEAL adicionado} \quad (8.13)$$

(ii) Resistência ao corte longitudinal

- A rotura dos provetes, submetidos ao ensaio de corte inclinado, foi maioritariamente adesiva, tendencialmente nos provetes com menor rugosidade do substrato, a rotura coesiva ocorreu essencialmente nos provetes com maior rugosidade do substrato.

- No caso dos provetes submetidos ao ensaio de duplo corte, com variação da tensão normal, a rotura foi igualmente adesiva, nas duas interfaces do provete, embora tenha sido assíncrona em alguns casos e simultânea nos restantes. A evolução da relação força-deslocamento caracterizou-se, tipicamente, por uma zona elástica linear, até às forças de pico, seguida de uma queda brusca da força, na rotura da interface, e uma zona de força residual pós-pico.
- O aumento da rugosidade do betão de substrato contribui para o aumento da resistência ao corte longitudinal da interface, quer nos provetes de corte inclinado quer nos provetes de duplo corte com variação da tensão normal. Ao comparar os resultados experimentais com a evolução dos parâmetros de rugosidade provou-se que a resistência ao corte da interface não aumenta significativamente, acima de determinado valor de rugosidade, embora a amplitude dependa da resistência dos betões.
- As situações com BEAL adicionado apresentam, tendencialmente, maior resistência da interface, comparativamente às situações com BDN adicionado; contudo, apesar de os BEAL adicionados terem a mesma matriz ligante, a redução da sua resistência tende a reduzir a resistência da interface.
- Através do estudo numérico efectuado, relativo aos provetes de corte inclinado, foi possível analisar as evoluções das tensões normais e de corte na interface, e compará-las com os correspondentes valores considerados analiticamente, tendo apresentado valores médios muito próximos; analisaram-se as relações entre os valores numéricos e analíticos, identificando desvios, principalmente nas zonas extremas da interface, os quais aumentam com o aumento da diferença entre os módulos de elasticidade dos betões de substrato e adicionado.
- O nível de tensão normal aplicado na interface tem uma elevada influência na sua resistência. Quando não se aplica tensão normal, a tensão é, analiticamente, de corte puro, sendo a resistência obtida apenas pela parcela de coesão; porém, o modelo numérico provou que, nos provetes de duplo corte, a tensão normal da interface varia entre tensões de tração e de compressão, exercendo influência na resistência ao corte. Com a aplicação e o aumento da tensão normal, mobiliza-se a parcela de atrito na interface, contribuindo para o aumento da resistência e para a redução da variação de resistência pós-pico. Neste caso, a tensão normal do modelo numérico apresenta, igualmente, uma evolução na interface com variações; o valor médio é superior ao considerado analiticamente, mas a diferença aumenta com o aumento da diferença entre módulos de elasticidade do betão de substrato e do betão adicionado.

- A rotura dos provetes com armadura de ligação na interface foi por corte dos varões, no caso de interface sem atrito, apresentando um comportamento elástico linear, semelhante à previsão teórica, seguido de uma segunda recta de menor declive, na zona de plastificação e endurecimento, por efeito de ferrolho. A rotura dos provetes, com armadura de ligação e com rugosidade na interface, foi adesiva, pelas duas interfaces do provete, maioritariamente de forma assíncrona e simultânea em alguns provetes. Neste caso, após a rotura da interface, é mobilizada a resistência dos varões ao corte, bem como o atrito, verificando-se elevada ductilidade da interface até ocorrer o corte dos varões ou o corte do betão com planos de fissura nos alinhamentos dos varões.
- O aumento da taxa de armadura de ligação não contribui significativamente para a resistência da interface, até à sua rotura e deslocamento relativo. A força máxima de rotura da interface tende a aumentar, embora pouco, relativamente às correspondentes situações sem armadura. Quando se pretende mobilizar a resistência dos varões de corte, após a rotura da interface, essencialmente pelo efeito de ferrolho e aumentando o atrito, é necessário especial cuidado no confinamento transversal, principalmente em situações com varões de ligação de maior diâmetro e elementos com reduzidas secções de betão; caso contrário, podem surgir planos de fissura no betão, que se propagam facilmente e provocam a perda de resistência e de rigidez.
- Nas condições geométricas do ensaio de corte inclinado, em que a relação média σ_{im}/v_{im} é de 0,58, a relação entre os resultados experimentais e as previsões dos códigos (EC2 e MC10), $v_{im}/v_{u,cod}$ usando os valores nominais da resistência, foi aproximadamente de 2,0, registando-se uma boa correlação. A contribuição do atrito é muito elevada, devido à elevada relação σ_{im}/v_{im} . Apesar da variação de resultados neste tipo de caracterização, a previsão é, ainda assim, conservativa, uma vez que, considerando os valores de cálculo, a relação é muito mais elevada.
- Nas condições geométricas dos ensaios com variação da tensão normal, obtiveram-se, tendencialmente, diferentes valores da relação, $v_{im}/v_{u,cod}$ usando os valores nominais da resistência, com valores mais elevados nas situações com BEAL adicionado, comparativamente às situações com BDN adicionado; a contribuição do atrito é menor, relativamente aos ensaios de corte inclinado, sendo notória a influência da coesão entre as situações referidas. Além disso, a relação $v_{im}/v_{u,cod}$ é muito superior nas situações com tensão normal nula, sendo cerca de 7,0 para BEAL adicionado e 4,5 para BDN adicionado. Uma vez que a relação entre as tensões σ_{im}/v_{im} varia para cada nível de tensão, a relação $v_{im}/v_{u,cod}$ reduz com o aumento da tensão normal e tende a aproximar os valores das duas séries. Em qualquer das situações, a previsão é demasiado conservativa, subestimando-se a parcela de coesão.

- Com a comparação entre os resultados experimentais e as previsões do EC2 e do MC10, em função da tensão normal, provou-se graficamente que os resultados experimentais são muito superiores à correspondente previsão dos códigos e que a resistência da interface tende a aumentar, proporcionalmente, com o aumento da tensão normal.
- A comparação efectuada entre os valores médios da resistência ao corte da interface, v_{im} , das situações caracterizadas nos ensaios com armadura de ligação na interface, e os correspondentes valores de previsão dos códigos, $v_{u,cod}$, apresentou elevada dispersão. Esta dispersão deve-se, essencialmente, ao facto de a armadura de ligação não ter contribuído de forma notória para a resistência máxima da interface, contrariamente à contribuição prevista nos códigos. Através da comparação entre os valores máximos obtidos experimentalmente, com as respectivas previsões dos códigos, foi possível concluir que a influência da taxa de armadura de ligação na interface é pouco significativa para a resistência de pico, uma vez que os valores máximos tendem a manter-se com o aumento da taxa de armadura. Assim, os resultados experimentais sugerem que a resistência dos varões de ligação é mobilizada apenas após a rotura da interface, em que ocorre deslocamento relativo.
- Com base nas correlações obtidas na análise dos resultados propõe-se que o valor de cálculo da resistência ao corte da interface, v_u , seja estimado considerando duas situações distintas:

(1) resistência por coesão e atrito, com comportamento linear elástico e sem perda de rigidez na interface, correspondente à expressão (8.14);

$$v_u = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \quad (8.14)$$

(2) resistência da armadura transversal e por atrito residual, após a rotura da interface, embora com perda elevada da rigidez do elemento estrutural, correspondente à expressão (8.15).

$$v_u = \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{syd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (8.15)$$

Os coeficientes de coesão podem ser estimados através das expressões (8.12) e (8.13), e os de atrito através da expressão (8.16), em função do parâmetro de rugosidade R_{pm} e considerando o coeficiente parcial de segurança, γ_i ,

$$\mu = \frac{1,16}{\gamma_i} \times R_{pm}^{0,04}, \text{ para BDN e BEAL adicionados} \quad (8.16)$$

8.2. Trabalho futuro

O trabalho desenvolvido, apresentado na presente dissertação, foi definido com base na organização e no planeamento do grupo de investigação que o autor integra, sendo este responsável pelo desenvolvimento e caracterização de novos betões e de betões especiais, com especial ênfase nos betões estruturais leves. Assim, além do apoio prestado em diversos projectos de investigação em curso, nos quais o autor assume tarefas de coordenação e investigação, prevê-se que os objectivos de estudos futuros sejam focados nos seguintes temas:

- (i) desenvolvimento e caracterização de betões especiais, com incorporação de nano-materiais, de resíduos, e de outros constituintes, com o objectivo de majorar o desempenho dos betões e as condições de produção e aplicação destes;
- (ii) caracterização da durabilidade dos BEAL e dos BEAL com requisitos especiais, bem como de outros betões a desenvolver, no âmbito de dois projectos de investigação em curso;
- (iii) estudo do comportamento à fadiga dos BEAL, sendo esta uma característica especialmente relevante no desempenho estrutural, principalmente de viadutos e pontes e de estruturas marítimas e *offshore*;
- (iv) desenvolver, em colaboração com a indústria, soluções inovadoras e competitivas em betão estrutural leve e em betões especiais, capazes de resolver eficientemente problemas e desafios estruturais.
- (v) estudar o desempenho das ligações aço/betões especiais, focando as situações particularmente existentes em obras de reforço estrutural e com elementos prefabricados.

Referências

- [1] ACI Committee 209. “ACI 209R-92; Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures”; ACI - American Concrete Institute, Farmington Hills (1992 - reapproved 1997).
- [2] ACI Committee 213; “ACI 213R-03; Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete”; ACI - American Concrete Institute, Farmington Hills (2003).
- [3] ACI Committee 301; “ACI 301M-05; Specifications for Structural Concrete”; ACI - American Concrete Institute, Farmington Hills (2005).
- [4] ACI Committee 318; “ACI 318R-08; Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”; ACI - American Concrete Institute, Farmington Hills (2008).
- [5] Acker, P.; “Etude du fluage et du retrait du pont de Bruyères-sur-Oise”, integrado em “Granulats et Bétons Légers”; Presses de L'École Nationale des Ponts et Chaussées (PENPC), Paris (1986); pp. 411-418.
- [6] Aguilar, R.A., Díaz, O.B., García J.I.E.; “Lightweight concretes of activated metakaolin-fly ash binders, with blast furnace slag aggregates”; Construction Building Materials, Elsevier (2010), vol. 24(7): pp. 1166-1175.
- [7] Albenque, M., Arnould, M., Cougny, G.; “La fabrication des granulats d'argile et de schistes expansés”, integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp. 25-46.
- [8] Arnould, M.; “Matières premières pour la fabrication de granulats légers”, integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp. 3-24.
- [9] ASTM C469/C469M-10; “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression”; ASTM - American Society for Testing and Materials.
- [10] Bakharev, T., Sanjayan, J.G., Cheng, Y.B.; “Sulfate attack on alkali-activated slag concrete”; Cement and Concrete Research, Elsevier (2002), vol. 32 (2): pp. 211-216.
- [11] Balendran, R.V. *et al.*; “Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete; Building and Environment, Elsevier (2002), vol. 37(12): pp. 1361-1367.
- [12] Banta, T.E.; “Horizontal shear transfer between ultra-high performance concrete and lightweight concrete”; MSc Thesis; Virginia Polytechnic Institute & State University (2005).
- [13] Barros, J.A.O.; “Estado-da-arte dos betões reforçados com fibras”; Engenharia Civil - Universidade do Minho, ISSN 0873-1152. 3 (1996); pp. 29-47.

- [14] Bartos, P.J.M.; “Testing SSC: Towards New European Standards for Fresh SCC”; in Proc. of “First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete”, RILEM, China (2005); pp 25-44.
- [15] Bažant, Z.P.; “Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future”; Nuclear Engineering and Design, Elsevier (2001), 203(1): pp.27-38.
- [16] Bažant, Z.P., Baweja, S.; “Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: Model B3-short form”; in “Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage - Structural Design Effects”, ACI SP-194, ACI-American Concrete Institute, Farmington Hills (2000): pp. 85-100.
- [17] Bencardino, F. *et al.*; “Experimental evaluation of fiber reinforced concrete fracture properties”; Composites: Part B, Elsevier (2010), vol. 41(1): pp. 17-24.
- [18] Bentur, A., Igarashi, S., Kovler, K.; “Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates”; Cement and Concrete Research, Elsevier (2001); vol. 31(11): pp. 1587-1591.
- [19] Bentz, D.P., Geiker, M.R., Hansen, K.K.; “Shrinkage-reducing admixtures and early age desiccation in cement pastes and mortars”; Cement and Concrete Research, Elsevier (2001); vol. 31(7): pp. 1075-1085.
- [20] Bertrand, R.; “Le laitier bouleté expansé: fabrication, caractéristiques”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”, PENPC, Paris (1986); pp. 47-58.
- [21] Birkeland, P.W., Birkeland, H.W.; “Connections in precast concrete construction” ACI-American Concrete Institute, ACI Journal (1966), vol. 63 (3); pp. 345-368.
- [22] Bisschop, J., Lura, P., Van Mier, J.G.M.; “Shrinkage microcracking in cement-based materials with low water-cement ratio”; Concrete Science and Engineering, RILEM (2001); vol. 3(11): pp. 151-156.
- [23] Buchwald, A., Hilbig, C.H., Kaps, C.; (2006). “Alkali-activated metakaolin-slag blends - Performance and structure in dependence of their composition”; Journal of Materials Science, Springer (2007), vol. 42 (9); pp. 3024-3032.
- [24] CEB/FIP; “Lightweight Aggregate Concrete: Extracts from codes and standards”; bulletin n° 4; fib - International Federation for Structural Concrete, Lausanne (2010).
- [25] CEB/FIP; “Lightweight Aggregate Concrete”; bulletin n° 8; fib - International Federation for Structural Concrete, Lausanne (2010).
- [26] CEB-FIP Model Code 2010 - fib Bulletin 55; First complete draft - vol.1; fib - International Federation for Structural Concrete, Lausanne (2010).

- [27] Chandra S., Berntsson, L.; “Lightweight Aggregate Concrete - Science, Technology, and Applications”; Noyes Publications, New York (2002).
- [28] Chen, B.; Liu, J.; ”Experimental application of mineral admixtures in lightweight concrete with high strength and workability”; *Construction and Building Materials*, Elsevier (2008), vol. 22 (4): pp. 655-659.
- [29] Chen, H.J., Huang, C.H., Kao, Z.Y.; “Bonding behaviour of high strength lightweight aggregate concrete”; in *Proc. of 6th International Symposium on Utilization of High strength/ High Performance Concrete*, Leipzig (2002); pp. 193-203.
- [30] Choi, Y.W. *et al.*; “An experimental research on the fluidity and mechanical properties of high-strength lightweight self-compacting concrete”; *Cement and Concrete Research*, Elsevier (2006), vol. 36 (9): pp 1595-1602.
- [31] Clarke, J.L.; “Structural Lightweight Aggregate Concrete”; Blackie Academic & Professional, Glasgow (1993).
- [32] Coquilat, G.; “Influence des caractéristiques physiques et mécaniques des granulats légers sur les propriétés des bétons légers de structure”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp. 255-298.
- [33] Coquillat, G. *et al.*; “Granulats légers existants: caractéristiques, modes opératoires, fiches d’information”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986): pp. 69-109.
- [34] Cormon, P.; “Les Bétons Légers d’Aujourd Hui”; Eyrolles, Paris (1973).
- [35] Costa, H.; “Composição e caracterização mecânica de betões estruturais de agregados leves”; Tese de Mestrado, FCTUC, Coimbra (2008).
- [36] Costa H., Júlio E., Lourenço, J.; “A New Mixture Design Method for Structural Lightweight Aggregate Concrete”; in *Proc. of “8th fib PhD Symposium”*, fib, Denmark (2010).
- [37] Costa, H., Júlio, E., Lourenço, J.; “Mixture design and mechanical properties of structural lightweight aggregate concrete - influence of volume fraction and characteristics of lightweight aggregates”; *Cement and Concrete Composites*, Elsevier (2012), submitted.
- [38] Costa, H., Júlio, E., Lourenço, J.; “Lightweight Aggregate Concrete – codes review and needed corrections”; in *Proc. of “Codes in Structural Engineering – Developments and Needs for International Practice”*, IABSE-fib, Dubrovnik (2010); pp. 1341-1348.

- [39] Costa, H., Júlio, E., Lourenço, J.; “New approach to shrinkage assessment of high-performance lightweight aggregate concrete”; *Structural Faults & Repair*, Edimburgo (2010).
- [40] Costa, H., Júlio, E., Lourenço, J.; “New approach for shrinkage prediction of high-strength lightweight aggregate concrete”; *Construction and Building Materials*, Elsevier (2012), vol. 35: pp. 84-91.
- [41] Costa, H., Júlio, E., Lourenço, J.; “Mixture-design and characterization of self-compacting lightweight aggregate concrete”; in Proc. of “SCC2010 6th Int. RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete - 4th North American Conference on the Design and Use of SCC”, Montreal (2010).
- [42] Costa, H., Esteves, D., Júlio E, Simões, T.; “Design and Characterization of Self-Compacting Fibre-Reinforced Lightweight Aggregate Concrete”; in Proc. of “BEFIB2012 - 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete”, Guimarães (2012).
- [43] Costa, H., Santos, P., Júlio, E.; “Bond strength of normal-to-lightweight concrete interfaces”; in Proc. of “IABSE-IASS Symposium”, London (2011).
- [44] Costa, H, Lourenço, J.; “Betões de Agregados Leves de Argila Expandida Leca[®]-manual de composição e produção”; Saint-Gobain Weber (2009).
- [45] Criado, M.; Palomo, A; Fernandez-Jimenez, A.; “Alkali activation of fly ashes. Part 1: Effect of curing conditions on the carbonation of the reaction products”; *Fuel*, Elsevier (2005), vol. 84 (16): pp. 2048–2054.
- [46] Cunha, V.M., Barros, J.A., Sena Cruz, J.M.; “Modelação analítica da influência da idade de betão auto-compactável reforçado com fibras de aço no seu comportamento à compressão”; em “Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas”, Lisboa (2006).
- [47] Cunha, V.M., Barros, J.A., Sena Cruz, J.M.; “Impact of the fibre manufacturing quality control on the fibre pullout performance”, in Proc. of “BEFIB”, RILEM (2008); pp. 83-93.
- [48] Cusson, D.; Hoogeveen, T.; “Preventing autogenous shrinkage of high-performance concrete by internal curing”; in Proc. of “Measuring, Monitoring and Modelling Concrete Properties”; Springer (2006), Netherlands, pp. 83-89.
- [49] Davidovits J. “Geopolymers: inorganic polymeric new materials”. *Journal of Materials Education* (1994), vol. 16: pp. 91-139.
- [50] De Larrard, F.; “Concrete Mixture Proportioning - A Scientific Approach”; Routledge, New York (1999).
- [51] De Larrard, F.; “Une approche de la formulation des bétons légers de structure”; *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées* (1995): pp. 39-47.

- [52] De Larrard, F; “A Method for Proportioning High-Strength Concrete Mixtures”; Cement, Concrete and Aggregates, ASTM (1990), vol. 12 (1): pp. 47-52.
- [53] Dehn, F., Nierbauer, R.; “Dowel action and shear friction in high performance Lightweight Aggregate Concrete”; in Proc. of “International symposium on structural lightweight aggregate concrete” Kristiansand (2000): pp. 06-18.
- [54] Dreux, G.; “Composition des bétons légers”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp. 425-438.
- [55] Dreux, G., Festa, J.; “Nouveau guide du béton et de ses constituants”; Éditions Eyrolles, Paris (1998).
- [56] Duxon, P., *et al.*; “Understanding the relationship between geopolymer composition, microstructure and mechanical properties”; Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects, Elsevier (2005), vol. 269 (1-3): pp. 47-58.
- [57] Duxon P., Provis J., "Low CO2 concrete - are we making any progress", BEDP Environment Design Guide, PRO24, Royal Australian Institute of Architects (2008).
- [58] E 397-1993; “Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão”; LNEC (1993).
- [59] E 398-1993; “Betões. Determinação da retracção e da expansão”; LNEC (1993).
- [60] E 399-1993; “Betões. Determinação da fluência”; LNEC (1993).
- [61] EN 12615 - “Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of slant shear strength”; CEN (1999).
- [62] Esteves, D.; “Desenvolvimento e caracterização de um betão estrutural de agregados leves auto-compactável reforçado com fibras de aço”; Tese de Mestrado, FCTUC, Coimbra (2011).
- [63] EuroLightCon; “A rational mix design method for lightweight aggregate concrete using typical UK materials”; BE96-3942/R5; 2000.
- [64] EuroLightCon; “Creep properties of LWAC”; European Union”; BE96-3942/R30 (2000).
- [65] EuroLightCon; “Evaluation of the early age cracking of lightweight aggregate concrete”; BE96 3942/R19 (2000).
- [66] EuroLightCon; “Light Weight Aggregates”; BE96-3942/R15 (2000).
- [67] EuroLightCon; “Long-term effects in LWAC: Strength under sustained loading, Shrinkage of High Strength LWAC”; BE96-3942/R31 (2000).
- [68] EuroLightCon; “LWAC Material Properties State-of-the-Art”; BE96-3942/R2 (1998).

- [69] EuroLightCon; “Mechanical properties of lightweight aggregate concrete”; BE96-3942/R23 (2000).
- [70] EuroLightCon; “Proposal for a Recommendation on design rules for high strength LWAC”; BE96 3942/R39 (2000).
- [71] EuroLightCon; “Pumping of LWAC based on expanded clay in Europe”; BE96-3942/R11 (2000).
- [72] EuroLightCon; “Structural LWAC - Specification and guideline for materials and production”; BE96-3942/R14 (2000).
- [73] EuroLightCon; “Tensile strength as design parameter”; BE96-3942/R32 (2000).
- [74] EuroLightCon; “The effect of the moisture history on the water absorption of lightweight aggregates”; BE96-3942/R20 (2000).
- [75] ESCSI - Expanded Shale, Clay & Slate Institute; Salt Lake City; Publicações no sitio official: www.escsi.org.
- [76] Faury, J.; “Le béton” - 3rd ed.; Dunod, Paris (1958).
- [77] Faust, T.; König, G.; “High Strength Lightweight Aggregate Concrete”; in Proc. of “2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering”; Budapest (1998).
- [78] Faust, T.; Voigt, T.; “Softening Behaviour of LWAC by Means of Wedge Splitting Tests”; Annual Civil Engineering Report, Lacer N° 4, Leipzig (1999); pp. 113-122.
- [79] Feret, R.; “Slags for the manufacture of cement”; Rev. Mater. Constr. Trav. (1939): pp. 1-145.
- [80] Feret, R.; “Sur la compacité des mortiers hydrauliques”; Annales des Fonts et Chaussées (1892): pp. 5-61.
- [81] Fernandes, J. M. S.; “Betão Eco-eficiente de Elevado Desempenho Incorporando Metacaulino”; Tese de Mestrado, Universidade do Minho (2004).
- [82] Fernández-Jiménez, A., Palomo A., Ruvuelta D., “Alkali activation of industrial by-products to develop new earth-friendly cements”; in Proc. of “11th Int. Conference on Non-Conventional Materials And Technologies” - NOMAT; Bath - UK (2009).
- [83] Ferrara, L., Park, Y., Shah, S.P.; “A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete”; Cement and Concrete Research, Elsevier (2007), vol. 37 (6), pp. 957-971.
- [84] Gaudon, P., Struillou, R.; “Influence de la résistance mécanique des granulats expansés sur celle des bétons légers”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp 299-308.

- [85] Gaudon, P., Struillou, R.; “Recherches sur la resistance mécanique des granulats légers”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp 59-68.
- [86] Gesoğlu, M.; Özturan, T.; Güneyisi, E.; “Effects of cold-bonded fly ash aggregate properties on the shrinkage cracking of lightweight concretes”; Cement and Concrete Composites, Elsevier (2006), vol. 28 (7): pp. 598–605.
- [87] Ghafari, E., *et al.*; “Design of UHPC using Artificial Neural Networks”; in Proc. of “10th Int. Symposium on Brittle Matrix Composites – BMC-10, Warsaw (2012).
- [88] Gourley, J.T., Johnson, G.B., "Developments in Geopolymer Precast Concrete"; in Proc. of “Int. Workshop on Geopolymers and Geopolymer Concrete”; Perth - Australia (2005).
- [89] Hammer, T.A.; “Early Age Cracking Risk of High Strength Lightweight Aggregate Concrete”; ACI Special Publication, ACI (2006), vol. 234; pp. 641-660.
- [90] Hoff, G.C.; “Guide for the Use of Low-Density Concrete in Civil Works Projects”; U.S. Army Corps of Engineers® - ERDC/GSL, Washington (2002).
- [91] Holm, T. A., Bremner, T.W.; “State-of-the-Art Report on High-Strength, High-Durability Structural Low-Density Concrete for Applications in Severe Marine Environments”; U.S. Army Corps of Engineers® - ERDC/SL, Washington (2000).
- [92] Holschemacher, K., Mueller, T., Ribakov, Y.; “Effect of steel fibres on mechanical properties of high-strength concrete”; Materials and Design, Elsevier (2010), vol. 31 (5), pp. 2604-2615.
- [93] Hwang, C.L., Hung, M.F.; “Durability design and performance of self-consolidating lightweight concrete”; Construction and Building Materials, Elsevier (2005), vol. 19(8): pp. 619–26.
- [94] Jamil, M., Zain, M.F.M., Basri, H.B.; “Neural Network Simulator Model For Optimization in High Performance Concrete Mix Design”; European Journal of Scientific Research (2009), vol. 34 (1): pp. 61-68.
- [95] Júlio, E.; Branco, F.; Silva, V.D.; “Concrete-to-Concrete Bond Strength. Influence of the Roughness of the Substrate Surface”; Construction and Building Materials, Elsevier (2004), vol. 18 (9); pp 675-681.
- [96] Júlio, E.; *et al.*; “Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays”; Engineering Structures, Elsevier (2010), vol. 32: pp. 2387-2393.
- [97] Júlio E., *et al.*; “Ferret coefficients for white self-compacting concrete”. Materials and Structures, RILEM, Springer (2006), vol. 39 (5): pp. 585-591.

- [98] Jensen, O.M., Hansen, P.F.; "Autogenous deformation and change of the relative humidity in silica fume modified cement paste"; *ACI Materials Journal* (1996); vol.93(6): pp.539-543.
- [99] Jensen, O.M., Hansen, P.F.; "Water-entrained cement-based materials I. Principles and theoretical background"; *Cement and Concrete Research*, Elsevier (2001), vol. 31 (4): pp. 647-654.
- [100] Jensen, O.M., Hansen, P.F.; "Water-entrained cement-based materials II. Experimental observations"; *Cement and Concrete Research*, Elsevier (2002), vol. 32 (6): pp. 973-978.
- [101] Jo, B., Park, S., Park, J.; "Properties of concrete made with alkali-activated fly ash lightweight aggregate (AFLA); *Cement and Concrete Composites*, Elsevier (2007), vol. 29 (2): pp. 128-135.
- [102] JSCE - Japan Society of Civil Engineers; "Design Standard for Concrete Structures", Tokyo (2007).
- [103] Kaffetzakis, M., Papanicolaou, C.; "Mix Proportioning Method for Lightweight Aggregate SCC (LWASCC) Based on the Optimum Packing Point Concept"; *Innovative Materials and Techniques in Concrete Construction*, Springer (2012): pp. 131-151.
- [104] Kayali, O., Haque, M.N., Zhu, B.; "Some characteristics of high strength fiber reinforced lightweight aggregate concrete"; *Cement and Concrete Composites*, Elsevier (2003), vol. 25 (2): pp. 207-213.
- [105] Ke, Y., *et al.*; "Influence of volume fraction and characteristics of lightweight aggregates on the mechanical properties of concrete; *Construction and Building Materials*; 23 (2009) pp 2821–2828.
- [106] Khale, D., Chaudhary, R.; "Mechanism of geopolymerization and factors influencing its development: a review"; *Journal of Materials Science*, Springer (2007), vol. 42 (3): pp. 729-746.
- [107] Kockal, N.U., Ozturan, T.; "Effects of lightweight fly ash aggregate properties on the behavior of lightweight concretes"; *Journal of Hazardous Materials*, Elsevier (2010), vol. 179 (1-3): pp. 954-965.
- [108] Koehler, E.P., Fowler, D.W.; "Comparison of workability test methods for self-consolidating concrete"; *Journal of ASTM International*, ASTM (2009), vol. 7 (2).
- [109] Kohno, K., *et al.*; "Effects of artificial lightweight aggregate on autogenous shrinkage of concrete"; *Cement and Concrete Research*, Elsevier (1999), vol. 29 (4): pp. 611-614.
- [110] Komljenovic, M.; Bascarevic, Z.; Bradic, V.; Mechanical and microstructural properties of alkali-activated fly ash Geopolymers *Journal of Hazardous Materials*, Elsevier (2010), vol. 181 (1-3): pp. 35-42.

- [111] Lejeune, C.; “Particularités des bétons de sables légers”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp. 453-456.
- [112] Lee, S.C.; “Prediction of concrete strength using artificial neural networks; Engineering Structures, Elsevier (2003); vol. 25 (7): pp. 849-857.
- [113] Lo, T.Y., *et al.*; “The effects of air content on permeability of lightweight concrete”; Cement and Concrete Research, Elsevier (2006), vol. 36 (10); pp. 1874-1878.
- [114] Lopez, M.; “Creep and Shrinkage of High Performance Lightweight Concrete: a Multi-scale Investigation”; PhD Thesis, Georgia Institute of Technology (2005).
- [115] Lopez, M., Kahn, L.F., Kurtis, K.E.; “Effect of Internally Stored Water on Creep of High-Performance Concrete”; ACI Materials Journal (2008), vol. 105 (3): pp. 265-273.
- [116] Loov, R.E.; “Design of precast connections”; in Proc. of a seminar organized by Compa International Pte, Singapore (1978).
- [117] Loov, R.E., Patnaik, A.K. “Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface”; Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal (1994), vol. 39 (1), pp. 48-69.
- [118] Lourenço, J.; “Determinações de massas volúmicas de inertes e ligantes e de absorções e humidades de inertes”; ISEC/SIKA, Coimbra (1992).
- [119] Lourenço, J.; “Metodologia da composição de betões – Métodos das curvas granulométricas de referência”; Livraria Almedina, Coimbra (1988).
- [120] Lourenço, J., Júlio, E., Maranha, P.; “Betões de Agregados Leves de Argila Expandida”; APEB, Lisboa (2004).
- [121] Lura, P.; “Autogenous Deformation and Internal Curing of Concrete”; PhD Thesis, Technische Universiteit Delft, Delft (2003).
- [122] Lura, P.; Bisschop, J.; “On the origin of eigenstresses in lightweight aggregate concrete”; Cement and Concrete Composites, Elsevier (2004), vol. 26 (5): pp. 445-452.
- [123] Lura, P., Jensen, O.M., van Breugel, K.; “Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: An evaluation of basic mechanisms”; Cement and Concrete Research, Elsevier (2003), vol. 33 (2): pp. 223-232.
- [124] Lura, P., van Breugel, K.; “Autogenous and drying shrinkage of high strength lightweight aggregate concrete at early ages - the effect of specimen size”; in Proc. of Int. RILEM Conference on Early Age Cracking in Cementitious Systems, RILEM (2003): pp. 335-342.
- [125] LUSAS - Finite Element Analysis; Engineering analysis software, United Kingdom.

- [126] Martins, R. “Estudo da Retração em Betões Leves Activados Alcalinamente” Tese de Mestrado, FCTUC, Coimbra (2010).
- [127] Martins, R. *et al.*; “Alkali-Activated Lightweight Aggregate Concrete”; in Proc. of IABSE - IASS Symposium, London (2011).
- [128] Mattock, A.H., Hawkins, N.M. “Shear transfer in reinforced concrete - recent research”; Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal (1972), vol. 17 (2): pp. 55-75.
- [129] Mattock, A.H., Li, W.K., Wang, T.C. “Shear transfer in lightweight reinforced concrete”; Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal (1976), vol. 21 (1): pp. 20-39.
- [130] Mattock, A.H.; “Shear friction and high-strength concrete, ACI Structural Journal, American Concrete Institute (2001), vol. 98 (1): pp. 50-59.
- [131] Mazaheripour, H, *et al.*; ”The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete”; Construction and Building Materials, Elsevier (2011), vol. 25 (1): pp. 351-358.
- [132] Merrien, P.; “Mise en oeuvre du béton léger par pompage : exemple du pont de Maisons-Alfort”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986); pp 447-452.
- [133] Mouli, M., Khelafi, H.; “Performance characteristics of lightweight aggregate concrete containing natural pozzolan”; Building and Environment, Elsevier (2008), vol. 43 (1); pp. 31-36.
- [134] Nepomuceno, M., Oliveira, L.; “Parameters for Self-Compacting Concrete Mortar Phase”; ACI SP-253, ACI (2008): pp. 323-340.
- [135] Neville, A.M.; “Properties of Concrete“ - Third Edition; Longman Scientific & Technical, England (1981).
- [136] Nilsen, A., Monteiro, P., Gjørsv, O.E.; “Estimation of the elastic moduli of lightweight aggregate”; Cement and Concrete Research, Elsevier (1995), vol. 25 (2): pp. 276-280.
- [137] NP EN 197-1 – “Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes”; IPQ (2001).
- [138] NP EN 206-1 – “Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”; IPQ (2000).
- [139] NP EN 933 – “Ensaio das partes geométricas dos agregados”; IPQ (2000).
- [140] NP EN 1992-1-1 – “Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios”; IPQ (2010).
- [141] NP EN 12350– “Ensaio no betão fresco”; IPQ (2002).
- [142] NP EN 12390– “Ensaio do betão endurecido”; IPQ (2002).

- [143] NP EN 13055– “Agregados leves para betão, argamassas e caldas de injeção”; IPQ (2004).
- [144] Oh, J.E., *et al.*; “The evolution of strength and crystalline phases for alkali-activated ground blast furnace slag and fly ash-based geopolymers”. *Cement and Concrete Research*, Elsevier (2010), vol. 40 (2): pp. 189-196.
- [145] Okamura, H., Ouchi, M.; “Self-Compacting Concrete”; *Journal of Advanced Concrete Technology*, Japan Concrete Institute (2003), vol.1 (1): pp. 5-15.
- [146] Oliveira, M.; *Betão auto-compactável de retracção controlada*; PhD thesis; FCTUC, Coimbra (2012).
- [147] Oliveira, F.L.; “Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete”; PhD Thesis; Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona (2010).
- [148] Pacheco-Torgal, F., Castro-Gomes, J., Jalali, S.; “Alkali-activated binders: A review Part 1. Historical background, terminology, reaction mechanisms and hydration products”; *Construction and Building Materials*, Elsevier (2008), vol. 22 (7): pp. 1305-1314.
- [149] Pacheco-Torgal, F., Castro-Gomes, J., Jalali, S.; “Alkali-activated binders: A review. Part 2. About materials and binders manufacture”; *Construction and Building Materials*, Elsevier (2008); vol. 22 (7): pp. 1315-1322.
- [150] Palomo, A., Grutzeck, M.W., Blanco, M.T.; “Alkali-activated fly ashes. A cement for the future”; *Cement and Concrete Research*, Elsevier (1999); vol. 29 (8): pp. 1323-1329.
- [151] Papanicolau, C.G., Trintafyllou, T.C.; “Shear transfer capacity along pumice aggregate concrete and high-performance concrete interfaces”; *Materials and Structures*, Springer/RILEM (2002), vol. 35 (4); pp 237-245.
- [152] Paul, A., Lopez, M.; “Assessing Lightweight Aggregate Efficiency for Maximizing Internal Curing Performance”; *ACI Materials Journal* (2011), vol. 108 (4): pp. 385-393.
- [153] Pauw, A., “Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density,” *ACI Journal* (1960), vol. 57 (12): pp. 679-688.
- [154] Pickett, G.; "Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage"; *ACI Journal* (1956), vol. 51 (1): pp. 581-590.
- [155] Purdon, A.O.; "The action of alkalis on blast furnace slag"; *Journal of the Society of Chemical Industry*, London (1949), vol. 59: pp. 191-202.
- [156] Randl, N.; “Investigations on transfer of forces between old and new concrete at different joint roughness”; PhD thesis, University of Innsbruck, Austria (1997).
- [157] Raths, C.H. - Reader comments of paper “Design proposals for reinforced concrete corbels”; *Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal* (1976), vol. 21 (3): pp. 18-42; by Mattock, A.; *PCI Journal* (1977), vol. 22 (2): pp. 93-98.

- [158] RILEM, TC 50-FMC; “Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by means of Three-point Bend Test on Notched Beams”; *Materials and Structures*, RILEM/Springer (1985), vol. 18 (4): pp. 285-290.
- [159] Rossignolo, J.A.; “Módulo de Deformação do Concreto Leve Estrutural de Alto Desempenho”; *Pesquisa & Tecnologia, Minerva, São Paulo* (2005), vol. 2 (1): pp. 99-106.
- [160] Rossignolo, J.A., Agnesini, M.V.C., Morais, J.A.; “Properties of high-performance LWAC for precast structures with Brazilian lightweight aggregates”; *Cement and Concrete Composites*, Elsevier (2003), vol. 25 (1): pp. 77-82.
- [161] Rutledge, S.E.; Neville, A.M.; “The influence of cement paste content on the creep of lightweight aggregate concrete”; *Magazine of Concrete Research* (1966), vol. 18 (55): pp. 69-74.
- [162] Santos, P.; “Assessment of the Shear Strength between Concrete Layers”; PhD Thesis, FCTUC, Coimbra (2009).
- [163] Santos, P., Júlio, E.; “Development of a laser roughness analyser to predict in situ the bond strength of concrete-to-concrete interfaces”; *Magazine of Concrete Research* (2008), vol. 60 (5): pp. 329-337.
- [164] Santos, P., Júlio, E.; “Effect of Filtering on Texture Assessment of Concrete Surfaces”; *ACI Materials Journal* (2010), vol. 107 (1): pp 31-36.
- [165] Santos, P., Júlio, E., Silva, V.D.; “Correlation between Concrete-to-Concrete Bond Strength and the Roughness of the Substrate Surface”; *Construction and Building Materials*, Elsevier (2007), vol. 21 (8): pp 1688-1695.
- [166] SCC European Project Group; “The European Guidelines for Self-Compacting Concrete - Specification, Production and Use”; 2005.
- [167] Shafiqh, P., Mahmud, H., Jumaat, M.Z.; “Effect of steel fiber on the mechanical properties of oil palm shell lightweight concrete”; *Materials and Design*, Elsevier (2011); vol. 32 (7): pp. 3926-3932.
- [168] Shaikh, A.F.; “Proposed revisions to shear-friction provisions”; *Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal* (1978), vol. 23 (2): pp. 12-21.
- [169] Shi, C., Krivenko, P.V., Roy, D.; “Alkali-Activated Cements and Concretes”; Taylor Francis (2006).
- [170] Shink, M.; “Comportemente Mécanique et Optimisation des Bétons de Granulats Légers”; PhD Thesis; Université Laval, Quebec (2003).

- [171] Shkolnick, Y.; "Physicochemical principles of the hydraulic activity of blast furnace slag"; in Proc. of "8th International Congress for Chemistry of Cement"; Rio de Janeiro (1986): pp. 133-136.
- [172] Silva, B.; "Betão Leve Estrutural Com Agregados de Argila Expandida"; MSc thesis, FEUP (2007).
- [173] Skarendahl, Å., Petersson, Ö.; "Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 174 - SCC"; RILEM (2000).
- [174] Škvára, F., *et al.*; "Material and structural characterization of alkali activated low-calcium brown coal fly ash"; Journal of Hazardous Materials, Elsevier (2009), vol. 168 (2-3): pp. 711-720.
- [175] Slate, F.O., Nilson, A.H., Martinez, S.; "Mechanical Properties of High-Strength Lightweight Concrete, ACI Journal (1986), vol. 83 (4): 606-613.
- [176] Sousa-Coutinho, A.I.; "Fabrico e Propriedades do Betão"; vol. I e vol. II; LNEC, Lisboa (1988).
- [177] Sturm, R.D., *et al.*; "Evaluation of Lightweight Concrete Performance in 55 to 80 Year Old Ships"; High-Performance Concrete Research to Practice, SP-189 ACI (2000): pp. 101-120.
- [178] Tanaka, Y., Murakoshi, J.; "Reexamination of Dowel Behavior of Steel Bars Embedded in Concrete; ACI Structural Journal (2011), vol. 108 (6): pp. 659-668.
- [179] Topçu, I.B., Uygunoglu, T., "Effect of aggregate type on properties of hardened self-consolidating lightweight concrete (SCLC); Construction and Building Materials, Elsevier (2010) vol. 24 (7): pp. 1286-1295.
- [180] Tsoukantas, S.G., Tassios, T.P.; "Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements"; ACI Structural Journal (1989), vol. 86 (3): pp. 242-249.
- [181] Vaquier, A.; "Etude des migrations de l'eau dans les bétons légers"; integrado em "Granulats et Bétons Légers"; PENPC; Paris; pp 247-254; 1986.
- [182] Vaquier, A.; "Etude du retrait des bétons légers"; integrado em "Granulats et Bétons Légers"; PENPC, Paris (1986); pp. 309-320.
- [183] Videla, C., Lopez, M.; "Mixture Proportioning Methodology for Structural Sand-Lightweight Concrete"; ACI Materials Journal (2000), vol. 97 (3): pp. 281-289.
- [184] Videla, C., Lopez, M.; "Effect of lightweight aggregate intrinsic strength on lightweight concrete compressive strength and modulus of elasticity"; Materiales de Construcción, CSIC (2002), vol. 52 (265): pp. 23-37.
- [185] Virlogeux, M.; "Fabrication, contrôle et mise en oeuvre du béton léger de structure"; integrado em "Granulats et Bétons Légers"; PENPC, Paris (1986): pp. 457-504.

- [186] Virlogeux, M.; “Généralités sur les caractères des bétons”; integrado em “Granulats et Bétons Légers”; PENPC, Paris (1986): pp. 111-246.
- [187] Walraven, J., Frénay, J., Pruijssers, A.; “Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members”, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal (1987), vol. 32 (1): pp. 66-84.
- [188] Weber, S., Reinhardt, H.W.; “A new generation of high performance concrete: concrete with autogenous curing”; Advanced Cement Based Materials, Elsevier (1997), vol. 6 (2): pp. 59-68.
- [189] Weigler, H., Karl, S.; “Hormigones ligeros armados”; versão espanhola de José Maria Amposta e de Andrés Arenas Rufat; Editorial Gustavo Gili, Barcelona (1974).
- [190] Wikipedia - The Free Encyclopedia; sitio oficial, www.wikipedia.org.
- [191] Wu, Z., *et al.*; “An experimental study on the workability of self-compacting lightweight concrete”; Construction and Building Materials, Elsevier (2009), vol. 23 (5): pp. 2087-2092.
- [192] Xu, H; Van Deventer, J.S.J.; “The geopolymerisation of alumino-silicate minerals; International Journal of Mineral Processing, Elsevier (2000), vol. 59 (3): pp. 247-266.
- [193] Yang, K., Song, J., Lee, J.; “Properties of alkali-activated mortar and concrete using lightweight aggregates”; Materials and Structures, RILEM/Springer (2010), vol. 43 (3): pp. 403-416.
- [194] Yang, K., *et al.*; “Properties of cementless mortar activated by sodium silicate”; Construction and Building Materials, Elsevier (2008), vol. 22 (9): pp. 1981-1989.
- [195] Zhang, M.H., Gjorv, O.E.; “Microstructure of the interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste”; Cement and Concrete Research, Elsevier (1990), vol. 20 (4): pp. 610-618.
- [196] Zhang, M.H., Gjorv, O.E.; “Mechanical properties of high strength lightweight concrete”; ACI Materials Journal (1991), vol. 88 (3): pp. 240-247.
- [197] Zhutovsky, S., Kovler, K., Bentur, A.; “Efficiency of lightweight aggregates for internal curing of high strength concrete to eliminate autogenous shrinkage”; Materials and Structures, RILEM/Springer (2002), vol. 35 (2): pp. 97-101.
- [198] Zilch, K., Reinecke, R.; “Capacity of shear joints between high-strength precast elements and normal-strength cast-in-place decks”; in Proc. of “fib International Symposium on High Performance Concrete”, Orlando (2000).
- [199] Živica, V., "Effects of type and dosage of alkaline activator and temperature on the properties of alkali-activated slag mixtures"; Construction and Building Materials, Elsevier (2007), vol. 21 (7): pp. 1463-1469.