

**ADERÊNCIA DE VARÕES DE AÇO A BETÕES COM
INCORPORAÇÃO DE AGREGADOS GROSSOS
RECICLADOS DE BETÃO**

Manuel Maria Lopes Guerra

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

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

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

Co-Orientador: Prof. Dr. Eduardo Nuno Brito Santos Júlio

Vogal: Eng. Manuel José de Andrade Loureiro Pipa

Vogal: Prof. Dr. José Alexandre de Brito Aleixo Bogas

Outubro 2013

Resumo

A presente dissertação tem como objectivo estudar o efeito da incorporação de agregados grossos reciclados de betão em betões estruturais, em particular na aderência destes a varões de aço. Assim, foram produzidos quatro tipos de betão com diferentes taxas de substituição de agregados grossos primários (AGP) por agregados grossos reciclados (AGR): 0, 20, 50 e 100%. Todos os betões foram preparados com relação água / cimento de 0,53 e abaixamento de $12,5 \pm 10$ mm.

Os betões foram caracterizados em termos de propriedades mecânicas através da realização de ensaios de resistência à compressão, resistência à tracção por compressão diametral, módulo de elasticidade e resistência à abrasão.

A aderência entre varões de aço e os referidos betões foi avaliada através de ensaios de arrancamento. Foram estudadas as seguintes variáveis: (i) a taxa de substituição de AGP por AGRB (0, 20, 50 e 100%); (ii) o diâmetro do varão de aço (12 e 16 mm); e (iii) o comprimento de embebimento do varão de aço (5, 10 e 15 ϕ). A combinação destas três variáveis resultou na criação de 24 famílias de provetes. Para cada família foram ensaiados três provetes, perfazendo um total de 72 provetes.

Como principais conclusões, destacam-se: (i) as de que a incorporação de AGRB em betões estruturais tem um efeito negativo nas propriedades mecânicas dos mesmos, sendo tanto mais graves quanto maior for a taxa de incorporação; (ii) para taxas baixas, até 20%, as propriedades mecânicas não sofrem alterações significativas, podendo mesmo apresentar ligeiros incrementos; (iii) a incorporação de AGRB tem uma influência na aderência a varões de aço semelhante àquela que apresenta nas restantes propriedades mecânicas. Essa influência é notória na distribuição de tensões no interior dos provetes.

Palavras-chave: Resíduos de construção e demolição; betão; agregados grossos reciclados; aderência; varões de aço; arrancamento.

ABSTRACT

This research aims at evaluating the effect of the incorporation of recycled concrete coarse aggregates on the adherence between steel rebars and the concrete in which these are embedded.

In order to accomplish these purposes, four different concrete mixes were designed: a conventional reference concrete and three with substitution ratios of 20%, 50% and 100% of natural coarse aggregates by recycled concrete coarse aggregates. All mixes were prepared with a water/cement ratio of 0.53 and slump of 12.5 ± 10 mm.

All mixes were subject to a mechanical properties' characterization in terms of compressive strength, splitting tensile strength, elasticity modulus and abrasion resistance.

Adherence between steel rebars and the four concrete mixes produced was evaluated by means of pull-out tests. In addition to the substitution ratio of NCA by RCCA, two other variables were evaluated: rebar diameter (12 mm and 16 mm) and embedding length (5Φ , 10Φ and 15Φ). These three variables combined generated twenty four different test families. For each family three specimens were tested, which made a total of 72 pull-out specimens.

As main conclusions of this document it is worth highlighting the fact that RCCA have a negative impact on the mechanical properties of the concrete, proportional to the substitution ratio. For lower ratios like 20%, these properties show no noticeable changes apart from a slight increase sometimes obtained. In terms of adherence to steel rebars, the incorporation of these aggregates have a similar effect as the one obtained for the mechanical properties. This effect is visible when the stress distributions inside the specimens are analysed.

KEYWORDS:

Construction and demolition waste; concrete; recycled coarse aggregates; adherence; steel rebars; pull-out test.

Agradecimentos

A concretização desta dissertação é o resultado de muitos meses de trabalho e aprendizagem, possível apenas com a contribuição preciosa, não só a nível académico como pessoal, de várias pessoas a quem gostaria de expressar o meu sincero agradecimento.

Ao orientador, Professor Doutor Jorge de Brito e ao co-orientador, Professor Doutor Eduardo Júlio, expresso o meu profundo agradecimento pela orientação exigente e rigorosa, pelo entusiasmo, apoio e disponibilidade que tiveram em todas as etapas desta dissertação. Agradeço também os seus ensinamentos valiosos, não só a nível científico mas também pessoal.

Ao Francisco Ceia, pelo enorme companheirismo e amizade, ao lado de quem tive o prazer de trabalhar. Pelas longas horas de peneiração de agregados, pelas dezenas de betonagens e pelas inúmeras sessões de limpeza de provetes, insuficientes para abalar a sua motivação e confiança nas nossas capacidades, o meu sincero agradecimento.

Aos técnicos do Laboratório de Materiais e Construção e do Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do Instituto Superior Técnico, em particular ao Leonel Silva e ao João Lopes pela enorme ajuda e disponibilidade durante a realização da campanha experimental.

Ao Eng. Manuel Pipa, ao Eng. José Louro, à Eng^a. Ana Louro e a todos os técnicos do LNEC, em particular ao Paulo Santos, por terem acolhido a minha investigação nas instalações do Departamento de Estruturas e por terem realizado, sempre com o maior empenho e disponibilidade, os meus ensaios de arrancamento.

Às empresas Secil e Unibetão, pelo fornecimento dos materiais utilizados na campanha experimental.

Ao Carlos Fernandes, pela disponibilidade e apoio na modelação numérica.

Ao Miguel Bravo, ao Jorge Pontes, ao Diogo Pedro, à Alexandra Rosa, ao Diogo Costa da Silva e ao Filipe Gameiro, pelo acolhimento e orientação no Laboratório de Materiais e Construção.

À Tatiana Padinha, pelo enorme apoio, carinho e paciência, em particular nos momentos mais difíceis. Por todos os dias que não pude estar presente, pelo amor e saudade.

Ao Bernardo Grilo, pela inigualável e incondicional amizade e que sempre foi e será como um irmão. Também ao Diogo Fernandes, ao Bartolomeu Bastos, ao Ricardo Luz e ao Pedro Andrade pela enorme amizade.

Ao Rui Almeida, ao João Madeira, à Maria Gomes, ao Romeu Rosa, ao João Correia, ao João Fabião e ao Bruno Cossermelli, pela amizade, companheirismo e união.

Por fim, ao meu pai, Manuel Guerra, à minha mãe, Sónia Guerra e ao meu irmão, Duarte Guerra, pelo apoio, carinho, compreensão e amor, a quem dedico esta dissertação.

Siglas

| | |
|---------|--|
| ACI - | American Concrete Association (Associação Americana do Betão); |
| AFP - | agregados finos primários; |
| AFR - | agregados finos reciclados; |
| AGP - | agregados grossos primários; |
| AGR - | agregados grossos reciclados; |
| AGRB - | agregados grossos reciclados de betão; |
| AP - | agregados primários ou naturais, de origem pétreia; |
| AR - | agregados reciclados; |
| BAGR - | betão fabricado com incorporação apenas de agregados reciclados, mesmo que não substituindo na totalidade os agregados grossos primários; |
| BAGRB - | betão fabricado com incorporação apenas de agregados grossos reciclados de betão, mesmo que não substituindo na totalidade os agregados grossos primários; |
| BAR - | betão fabricado com incorporação, mesmo que parcial, de agregados reciclados; |
| BO - | betão de origem; |
| BR - | betão de referência ou convencional, sem incorporação de agregados reciclados; |
| CE - | Comissão Europeia; |
| DIN - | Deutsches Institut für Normung (Instituto Alemão de Normalização); |
| EC - | Eurocódigo; |
| EN - | Norma Europeia; |
| FIB - | Federação Internacional do Betão; |
| LNEC - | Laboratório Nacional de Engenharia Civil; |
| MC - | Model Code; |
| NP - | Norma Portuguesa; |
| RCD - | resíduos de construção e demolição; |
| B20 - | betão com 20% de substituição de AGP por AGRB; |
| B50 - | betão com 50% de substituição de AGP por AGRB; |
| B100 - | betão com 100% de substituição de AGP por AGRB. |

Índice geral

| | |
|---|-----------|
| Resumo | i |
| Abstract | ii |
| Agradecimentos | iii |
| Siglas | v |
| Índice geral | vii |
| Índice de figuras | xiii |
| Índice de tabelas | xix |
| | |
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Considerações iniciais | 1 |
| 1.2. Objectivos da dissertação | 4 |
| 1.3. Metodologia e organização da dissertação | 4 |
| 1.4. Organização da dissertação | 5 |
| | |
| 2. Estado da arte | 7 |
| 2.1. Introdução | 7 |
| 2.2. Propriedades dos agregados reciclados de betão comparativamente aos agregados primários | 7 |
| 2.2.1. Massa volúmica e absorção de água | 7 |
| 2.2.2. Baridade | 8 |
| 2.2.3. Forma das partículas | 9 |
| 2.2.4. Resistência mecânica | 10 |
| 2.3. Propriedades dos betões com incorporação de agregados grossos reciclados de betão | 12 |
| 2.3.1. Trabalhabilidade | 12 |
| 2.3.2. Massa volúmica | 13 |
| 2.3.3. Resistência à compressão | 14 |
| 2.3.4. Resistência à tracção por compressão diametral | 15 |
| 2.3.5. Módulo de elasticidade | 17 |
| 2.3.6. Resistência à abrasão | 18 |
| 2.3.7. Aderência a varões de aço | 19 |
| 2.3.7.1. Introdução | 19 |
| 2.3.7.2. Análise de outras campanha experimentais | 21 |
| | |
| 3. Campanha experimental | 31 |
| 3.1. Introdução | 31 |
| 3.2. Planeamento da campanha experimental | 31 |
| 3.2.1. Primeira fase experimental | 31 |
| 3.2.2. Segunda fase experimental | 32 |

| | |
|---|----|
| 3.2.3. Terceira fase experimental | 33 |
| 3.2.4. Quarta fase experimental | 33 |
| 3.3. Formulação dos betões | 34 |
| 3.3.1. Introdução | 34 |
| 3.3.2. Betão de referência | 34 |
| 3.3.2.1. Máxima dimensão do agregado | 35 |
| 3.3.2.2. Volume de vazios | 36 |
| 3.3.2.3. Índice de vazios | 37 |
| 3.3.2.4. Dosagem de água de amassadura | 38 |
| 3.3.2.5. Valor médio da resistência à compressão | 38 |
| 3.3.2.6. Dosagem de cimento | 39 |
| 3.3.2.7. Relação água / cimento | 40 |
| 3.3.2.8. Volume das partículas de cimento | 40 |
| 3.3.2.9. Volume de agregados | 41 |
| 3.3.2.10. Volume total das partículas sólidas | 41 |
| 3.3.2.11. Percentagem de volume de cimento em relação ao volume de sólidos | 41 |
| 3.3.2.12. Curva de referência de Faury | 42 |
| 3.3.2.13. Composição dos betões de referência | 44 |
| 3.3.2.14. Composição dos betões com incorporação de agregados reciclados | 46 |
| 3.3.2.15. Cálculo da água de compensação | 49 |
| 3.4. Ensaio de caracterização dos agregados | 49 |
| 3.4.1. Análise granulométrica | 49 |
| 3.4.1.1. Objectivo do ensaio | 49 |
| 3.4.1.2. Normas do ensaio | 49 |
| 3.4.1.3. Aparelhos e utensílios | 50 |
| 3.4.1.4. Amostras | 50 |
| 3.4.1.5. Procedimento de ensaio | 51 |
| 3.4.1.6. Resultados | 51 |
| 3.4.2. Massa volúmica e absorção de água | 52 |
| 3.4.2.1. Objectivo do ensaio | 52 |
| 3.4.2.2. Normas do ensaio | 52 |
| 3.4.2.3. Aparelhos e utensílios | 53 |
| 3.4.2.4. Amostras | 53 |
| 3.4.2.5. Procedimento de ensaio | 54 |
| 3.4.2.6. Resultados | 55 |
| 3.4.3. Massa volúmica aparente | 56 |
| 3.4.3.1. Objectivo do ensaio | 56 |
| 3.4.3.2. Normas do ensaio | 56 |
| 3.4.3.3. Aparelhos e utensílios | 57 |
| 3.4.3.4. Amostras | 57 |

| | |
|---|----|
| 3.4.3.5. Procedimentos do ensaio | 58 |
| 3.4.3.6. Resultados | 58 |
| 3.4.4. Teor de humidade | 58 |
| 3.4.4.1 Objectivo do ensaio | 58 |
| 3.4.4.2. Normas do ensaio | 59 |
| 3.4.4.3. Aparelhos e utensílios | 59 |
| 3.4.4.4. Amostras | 59 |
| 3.4.4.5. Procedimentos do ensaio | 59 |
| 3.4.4.6. Resultados | 60 |
| 3.4.5. Desgaste de <i>Los Angeles</i> | 60 |
| 3.4.5.1 Objectivo do ensaio | 60 |
| 3.4.5.2. Normas do ensaio | 60 |
| 3.4.5.3. Aparelhos e utensílios | 60 |
| 3.4.5.4. Amostras | 61 |
| 3.4.5.5. Procedimentos do ensaio | 61 |
| 3.4.5.6. Resultados | 62 |
| 3.4.6. Índice de forma | 62 |
| 3.4.6.1 Objectivo do ensaio | 62 |
| 3.4.6.2. Normas do ensaio | 62 |
| 3.4.6.3. Aparelhos e utensílios | 63 |
| 3.4.6.4. Amostras | 63 |
| 3.4.6.5. Procedimentos do ensaio | 64 |
| 3.4.6.6. Resultados | 64 |
| 3.5. Ensaio ao betão no estado fresco | 64 |
| 3.5.1. Abaixamento (cone de Abrams) | 65 |
| 3.5.1.1 Objectivo do ensaio | 65 |
| 3.5.1.2. Normas do ensaio | 65 |
| 3.5.1.3. Aparelhos e utensílios | 65 |
| 3.5.1.4. Amostras | 66 |
| 3.5.1.5. Procedimentos do ensaio | 66 |
| 3.5.1.6. Resultados | 67 |
| 3.5.2. Massa volúmica | 67 |
| 3.5.2.1 Objectivo do ensaio | 67 |
| 3.5.2.2. Normas do ensaio | 67 |
| 3.5.2.3. Aparelhos e utensílios | 67 |
| 3.5.2.4. Amostras | 68 |
| 3.5.2.5. Procedimentos do ensaio | 68 |
| 3.5.2.6. Resultados | 68 |
| 3.6. Ensaio ao betão no estado endurecido | 69 |
| 3.6.1. Resistência à compressão | 69 |
| 3.6.1.1 Objectivo do ensaio | 69 |
| 3.6.1.2. Normas do ensaio | 69 |

| | |
|---|-----------|
| 3.6.1.3. Aparelhos e utensílios | 69 |
| 3.6.1.4. Provetes de ensaio | 70 |
| 3.6.1.5. Procedimentos do ensaio | 70 |
| 3.6.1.6. Resultados | 71 |
| 3.6.2. Resistência à tracção por compressão diametral | 72 |
| 3.6.2.1 Objectivo do ensaio | 72 |
| 3.6.2.2. Normas do ensaio | 73 |
| 3.6.2.3. Aparelhos e utensílios | 73 |
| 3.6.2.4. Provetes de ensaio | 73 |
| 3.6.2.5. Procedimentos do ensaio | 74 |
| 3.6.2.6. Resultados | 74 |
| 3.6.3. Módulo de elasticidade | 75 |
| 3.6.3.1 Objectivo do ensaio | 75 |
| 3.6.3.2. Normas do ensaio | 75 |
| 3.6.3.3. Aparelhos e utensílios | 75 |
| 3.6.3.4. Provetes de ensaio | 76 |
| 3.6.3.5. Procedimentos do ensaio | 76 |
| 3.6.3.6. Resultados | 77 |
| 3.6.4. Resistência à abrasão | 78 |
| 3.6.4.1 Objectivo do ensaio | 78 |
| 3.6.4.2. Normas do ensaio | 78 |
| 3.6.4.3. Aparelhos e utensílios | 78 |
| 3.6.4.4. Provetes de ensaio | 79 |
| 3.6.4.5. Procedimentos do ensaio | 79 |
| 3.6.4.6. Resultados | 80 |
| 3.6.5. Arrancamento (<i>pull-out test</i>) | 80 |
| 3.6.5.1 Objectivo do ensaio | 80 |
| 3.6.5.2. Normas do ensaio | 81 |
| 3.6.5.3. Aparelhos e utensílios | 81 |
| 3.6.5.4. Provetes de ensaio | 81 |
| 3.6.5.5. Procedimentos do ensaio | 83 |
| 3.6.5.6. Resultados | 83 |
| 4. Resultados da campanha experimental | 85 |
| 4.1. Introdução | 85 |
| 4.2. Ensaio de caracterização dos agregados | 85 |
| 4.2.1. Análise granulométrica | 85 |
| 4.2.1.1. Areia grossa | 85 |
| 4.2.1.2. Areia fina | 86 |
| 4.2.1.3. Agregados reciclados | 87 |
| 4.2.2. Massa volúmica e absorção de água | 88 |
| 4.2.3. Massa volúmica aparente | 89 |

| | |
|---|------------|
| 4.2.4. Teor de humidade | 90 |
| 4.2.5. Índice de forma | 90 |
| 4.2.6. Desgaste de <i>Los Angeles</i> | 91 |
| 4.3. Ensaio ao betão no estado fresco | 91 |
| 4.3.1. Abaixamento | 91 |
| 4.3.2. Massa volúmica | 92 |
| 4.4. Ensaio ao betão no estado endurecido | 94 |
| 4.4.1. Resistência à compressão | 94 |
| 4.4.2. Resistência à tracção por compressão diametral | 97 |
| 4.4.3. Módulo de elasticidade | 99 |
| 4.4.4. Resistência à abrasão | 101 |
| 4.4.5. Aderência a varões de aço | 102 |
| 4.4.5.1. Curvas força-escorregamento e modos de rotura | 103 |
| 4.4.5.2. Apresentação e análise de resultados | 104 |
| 4.4.5.3. Análise de acordo com o <i>Model Code 2010</i> | 119 |
| 5. Modelação numérica | 129 |
| 5.1. Introdução | 129 |
| 5.2. Construção do modelo numérico | 129 |
| 5.2.1. Geometria do modelo | 130 |
| 5.2.2. Definição e atribuição dos materiais | 130 |
| 5.2.3. Definição das malhas de elemento finitos e montagem do ensaio | 131 |
| 5.2.4. Definição da interacção entre as peças | 132 |
| 5.2.5. Definição das condições de fronteira | 133 |
| 5.2.6. Definição da força de arrancamento | 133 |
| 5.3. Apresentação e análise de resultados | 134 |
| 5.3.1. Análise da influência do diâmetro do varão de aço na distribuição de tensões | 150 |
| 5.3.2. Análise da influência do comprimento de embebimento na distribuição de tensões | 150 |
| 5.3.3. Análise da influência do tipo de betão na distribuição de tensões | 152 |
| 6. Conclusão e desenvolvimentos futuros | 153 |
| 6.1. Considerações finais | 153 |
| 6.2. Conclusões gerais | 153 |
| 6.3. Propostas de desenvolvimento futuro | 157 |
| Bibliografia | 159 |

Anexos

- A. Massa volúmica e absorção de água
- B. Massa volúmica aparentes
- C. Teor de humidade
- D. Índice de forma
- E. Desgaste de *Los Angeles*
- F. Ensaios de compressão do betão de caracterização
- G. Resistência à tracção
- H. Módulo de elasticidade
- I. Resistência à abrasão
- J. Curvas dos ensaios de arrancamento

Índice de figuras

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 – Resultados de ensaios de massa volúmica de BR e BAGRB | 13 |
| Figura 2.2 – Resultado de ensaios de massa volúmica de BR e BAGRB | 14 |
| Figura 2.3 – Resultados de ensaios de massa volúmica de BR e BAGRB | 14 |
| Figura 2.4 – Resultados de ensaios de resistência à compressão de BR e BAR aos 28 dias | 16 |
| Figura 2.5 – Resultados de ensaios de tracção por compressão diametral de BR e BAR aos 28 dias | 17 |
| Figura 2.6 – Resultados de ensaios de módulo de elasticidade para BR e BAR | 18 |
| Figura 2.7 – Resultados de ensaios de abrasão de BR e BAR a 90 dias | 19 |
| Figura 2.8 – Esquema da montagem do ensaio de arrancamento | 22 |
| Figura 2.9 – Resultados de ensaios de arrancamento de BR e BAGRB | 23 |
| Figura 2.10 – Esquema de provete de arrancamento | 24 |
| Figura 2.11 – Curvas força-escorregamento de ensaios de arrancamento de BR e BAGRB | 25 |
| Figura 2.12 – Esquema da montagem do ensaios <i>beam-end</i> | 26 |
| Figura 2.13 – Curva tensão-escorregamento tipo para os ensaios <i>beam-end</i> de BR e BAGRB | 27 |
| Figura 2.14 – Modelação em elementos finitos do provete do ensaio de arrancamento | 29 |
| Figura 2.15 – Modelação da interface aço betão do provete do ensaio de arrancamento em elementos finitos | 29 |
| Figura 2.16 – Condições de fronteira para o modelo em elementos finitos do provete do ensaio de arrancamento | 30 |
| Figura 3.1 – Cofragem para a produção do BO | 32 |
| Figura 3.2 – Britadeira | 32 |
| Figura 3.3 – Curvas de Faury com e sem cimento | 45 |
| Figura 3.4 – Balança de precisão | 50 |
| Figura 3.5 – Série de peneiros e agitado | 50 |
| Figura 3.6 – Estufa ventilada | 50 |
| Figura 3.7 – Termómetro graduado | 53 |
| Figura 3.8 – Picnómetro | 53 |
| Figura 3.9 – Molde troncocónico | 53 |
| Figura 3.10 – Contentor estanque | 57 |
| Figura 3.11 – Carga abrasiva | 61 |
| Figura 3.12 – Máquina de <i>Los Angeles</i> | 61 |
| Figura 3.13 – Paquímetro | 63 |
| Figura 3.14 – Utensílios do ensaio de abaixamento | 66 |
| Figura 3.15 – Validação do ensaio de abaixamento | 67 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.16 – Agulha vibratória | 68 |
| Figura 3.17 – Vibração de betão | 68 |
| Figura 3.18 – Prensa hidráulica | 70 |
| Figura 3.19 – Ensaio de resistência à compressão | 71 |
| Figura 3.20 – Resultados satisfatórios do ensaio de resistência à compressão | 71 |
| Figura 3.21 – Resultados não satisfatórios do ensaio de resistência à compressão | 72 |
| Figura 3.22 – Posicionador de provetes e peça de carga do ensaio de resistência à tracção por compressão diametral | 73 |
| Figura 3.23 – Provetes de ensaio de resistência à tracção | 74 |
| Figura 3.24 – Prensa hidráulica do ensaio de módulo de elasticidade | 76 |
| Figura 3.25 – Montagem do ensaio de módulo de elasticidade | 77 |
| Figura 3.26 – Máquina de abrasão | 78 |
| Figura 3.27 – Pó abrasivo | 78 |
| Figura 3.28 – Proвете do ensaio de abrasão | 78 |
| Figura 3.29 – Geometria do provete de resistência à abrasão | 80 |
| Figura 3.30 – Montagem do ensaio de arrancamento | 82 |
| Figura 3.31 – Provetes do ensaio de arrancamento | 82 |
| Figura 4.1 – Análise granulométrica da amostra de areia grossa | 86 |
| Figura 4.2 – Análise granulométrica da amostra de areia fina | 87 |
| Figura 4.3 – Análise granulométrica da amostra de AR | 88 |
| Figura 4.4 – Massas volúmicas das diferentes amassaduras | 94 |
| Figura 4.5 – Resistência à compressão a 7, 28 e 56 dias | 95 |
| Figura 4.6 – Rácio entre a resistência à compressão a 28 dias dos BAR e dos BR comparativamente aos resultados da bibliografia | 97 |
| Figura 4.7 – Resistência à tracção por compressão diametral a 28 dias | 98 |
| Figura 4.8 – Rácio entre a resistência à tracção por compressão diametral a 28 dias dos BAR e dos BR comparativamente aos resultados da bibliografia | 99 |
| Figura 4.9 – Módulo de elasticidade a 28 dias | 100 |
| Figura 4.10 – Rácio entre o módulo de elasticidade a 28 dias dos BAR e dos BR comparativamente aos resultados da bibliografia | 101 |
| Figura 4.11 – Resistência à abrasão a 90 dias | 102 |
| Figura 4.12 – Rácio entre a resistência à abrasão a 90 dias dos BAR e dos BR comparativamente aos resultados da bibliografia | 102 |
| Figura 4.13 – Curva força-escorregamento do ensaio de arrancamento | 103 |
| Figura 4.14 – Modo de rotura dos provetes de arrancamento | 104 |
| Figura 4.15 – Força de arrancamento dos provetes de BR com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebimento | 106 |
| Figura 4.16 – Força de arrancamento dos provetes B20 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebimento | 107 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.17 – Força de arrancamento dos provetes de B50 com varão de 12 mm, função do comprimento de embebimento | 107 |
| Figura 4.18 – Força de arrancamento dos provetes de B100 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebimento | 108 |
| Figura 4.19 – Força de arrancamento dos provetes de BR com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 108 |
| Figura 4.20 – Força de arrancamento dos provetes de B20 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 109 |
| Figura 4.21 – Força de arrancamento dos provetes de B50 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 109 |
| Figura 4.22 – Força de arrancamento dos provetes de B100 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 110 |
| Figura 4.23 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebimento | 111 |
| Figura 4.24 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 111 |
| Figura 4.25 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm e comprimento de embebimento de 5 diâmetros, em função da taxa de substituição de AGP por AGR | 112 |
| Figura 4.26 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 12 mm e embebimento de 5 diâmetros | 112 |
| Figura 4. 27 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção para os provetes com varão de 12 mm e embebimento de 5 diâmetros | 112 |
| Figura 4.28 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm e comprimento de embebimento de 10 diâmetros, em função da taxa de substituição de AGP por AGR | 113 |
| Figura 4.29 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 12 mm e 10 diâmetros de embebimento | 113 |
| Figura 4.30 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção para os provetes com varão de 12 mm e 10 diâmetros de embebimento | 113 |
| Figura 4.31 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm e comprimento de embebimento de 15 diâmetros, em função da taxa de substituição de AGP por AGR | 114 |
| Figura 4.32 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 12 mm e embebimento de 15 diâmetros | 115 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.33 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção para os provetes com varão de 12 mm e embebedimento de 15 diâmetros | 115 |
| Figura 4.34 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm e comprimento de embebedimento de 5 diâmetros, em função da taxa de substituição de AGP por AGR | 116 |
| Figura 4.35 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 16 mm e embebedimento de 5 diâmetros | 116 |
| Figura 4.36 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção para os provetes com varão de 16 mm e embebedimento de 5 diâmetros | 116 |
| Figura 4.37 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm e comprimento de embebedimento de 10 diâmetros, em função da taxa de substituição de AGP por AGR | 117 |
| Figura 4.38 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 16 mm e embebedimento de 5 diâmetros | 117 |
| Figura 4.39 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção para os provetes com varão de 16 mm e embebedimento de 5 diâmetros | 117 |
| Figura 4.40 – Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm e comprimento de embebedimento de 15 diâmetros, em função da taxa de substituição de AGP por AGR | 118 |
| Figura 4.41 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 16 mm e embebedimento de 15 diâmetros | 119 |
| Figura 4.42 – Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção para os provetes com varão de 16 mm e embebedimento de 15 diâmetros | 119 |
| Figura 4.43 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de BR com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebedimento | 121 |
| Figura 4.44 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B20 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebedimento | 122 |
| Figura 4.45 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B50 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebedimento | 123 |
| Figura 4.46 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B100 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebedimento | 124 |
| Figura 4.47 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de BR com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebedimento | 124 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.48 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B20 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 125 |
| Figura 4.49 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B50 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 126 |
| Figura 4.50 – Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B100 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebimento | 126 |
| Figura 5.1 – Geometria do provete de betão | 130 |
| Figura 5.2 – Geometria do varão de aço | 130 |
| Figura 5.3 – Malha de elementos finitos do provete de betão | 132 |
| Figura 5.4 – Malha de elementos finitos do varão de aço | 132 |
| Figura 5.5 – Montagem do modelo | 133 |
| Figura 5.6 – Condições de fronteira do modelo | 134 |
| Figura 5.7 – Abertura radial de fendas no ensaio de arrancamento | 135 |
| Figura 5.8 – Abertura de um plano de fendilhação | 136 |
| Figura 5.9 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 12 mm e embebimento de 5 diâmetros | 137 |
| Figura 5.10 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 12 mm e embebimento de 10 diâmetros | 138 |
| Figura 5.11 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 12 mm e embebimento de 15 diâmetros | 138 |
| Figura 5.12 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 16 mm e embebimento de 5 diâmetros | 139 |
| Figura 5.13 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 16 mm e embebimento de 10 diâmetros | 140 |
| Figura 5.14 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 16 mm e embebimento de 15 diâmetros | 140 |
| Figura 5.15 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 12 mm e embebimento de 5 diâmetros | 141 |
| Figura 5.16 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 12 mm e embebimento de 10 diâmetros | 141 |
| Figura 5.17 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 12 mm e embebimento de 15 diâmetros | 142 |
| Figura 5.18 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 16 mm e embebimento de 5 diâmetros | 142 |
| Figura 5.19 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 16 mm e embebimento de 10 diâmetros | 142 |
| Figura 5.20 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 16 mm e embebimento de 15 diâmetros | 143 |
| Figura 5.21 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 12 mm e embebimento de 5 diâmetros | 143 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.22 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 12 mm e embecimento de 10 diâmetros | 144 |
| Figura 5.23 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 12 mm e embecimento de 15 diâmetros | 145 |
| Figura 5.24 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 5 diâmetros | 146 |
| Figura 5.25 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 10 diâmetros | 147 |
| Figura 5.26 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 15 diâmetros | 147 |
| Figura 5.27 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 12 mm e embecimento de 5 diâmetros | 148 |
| Figura 5.28 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 12 mm e embecimento de 10 diâmetros | 148 |
| Figura 5.29 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 12 mm e embecimento de 15 diâmetros | 148 |
| Figura 5.30 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 16 mm e embecimento de 5 diâmetros | 149 |
| Figura 5.31 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 16 mm e embecimento de 10 diâmetros | 149 |
| Figura 5.32 – Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 12 mm e embecimento de 15 diâmetros | 149 |
| Figura 5.33 – Variação da distribuição de tensões com o aumento do diâmetro do varão | 151 |
| Figura 5.34 – Modos de rotura de dois provetes com variação do diâmetro do varão | 151 |
| Figura 5.35 – Distribuição de tensões para provetes com comprimentos de embecimento diferentes | 151 |
| Figura 5.36 – Distribuições de tensão de provetes com variação do tipo de betão | 152 |

Índice de tabelas

| | |
|--|----|
| Tabela 2.1 – Resultados de ensaios de massa volúmica e absorção de água de AGP e AGR | 8 |
| Tabela 2.2 – Resultados de ensaios de baridade de AGP e AGR | 9 |
| Tabela 2.3 – Resultados de ensaios de índice de forma de AGP e AGRB | 10 |
| Tabela 2.4 – Resultados de ensaios de índice de achatamento de AGP e AGRB | 10 |
| Tabela 2.5 – Resultados de ensaios de índice volumétrico de AGP e AGRB | 11 |
| Tabela 2.6 – Resultados de ensaios de desgaste de AGP e AGRB | 11 |
| Tabela 2.7 – Resultados de ensaios de arrancamento e resistência à compressão para BR e BAGRB | 22 |
| Tabela 2.8 – Força média de arrancamento (kN) de BR e BAGRB | 24 |
| Tabela 2.9 – Resultados de ensaios <i>beam-end</i> , resistência à compressão e resistência à tracção por compressão diametral de BR e BAGRB | 28 |
| Tabela 3.1 – Quantidades e dimensões de provetes utilizados na campanha experimental | 34 |
| Tabela 3.2 – Verificação da não existência do efeito de parede | 36 |
| Tabela 3.3 – Volume de vazios em função da máxima dimensão do agregados | 36 |
| Tabela 3.4 – Tabela de cálculo do índice de vazios | 37 |
| Tabela 3.5 – Tipo de medição e grau de controlo da produção | 39 |
| Tabela 3.6 – Coeficientes A e B da curva de referência de Faury | 43 |
| Tabela 3.7 – Pontos da curva de referência de Faury | 43 |
| Tabela 3.8. – Pontos a e b da semi-recta da curva de referência de Faury | 45 |
| Tabela 3.9 – Material acumulado [%] em função da abertura da malha do peneiro | 45 |
| Tabela 3.10 – Composição do betão de referência | 46 |
| Tabela 3.11 – Composição do BR | 47 |
| Tabela 3.12 – Composição do B20 | 47 |
| Tabela 3.13 – Composição do B50 | 48 |
| Tabela 3.14 – Composição do B100 | 48 |
| Tabela 3.15 – Água de compensação dos diferentes betões | 49 |
| Tabela 3.16 – Massa mínima do provete do ensaio de análise granulométrica em função da máxima dimensão do agregado | 50 |
| Tabela 3.17 – Massa mínima do provete do ensaio de massa volúmica em função da máxima do agregado | 53 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 3.18 – Massa mínima do provete de ensaio de massa volúmica aparente em função da máxima do agregado | 57 |
| Tabela 3.19 – Massa mínima das amostras do ensaio de teor de humidade | 59 |
| Tabela 3.20 – Massa mínima do provete de ensaio de índice de forma em função da máxima dimensão do agregado | 63 |
| Tabela 4.1 – Valores de M_1 e M_2 da amostra de areia grossa | 85 |
| Tabela 4.2 – Análise granulométrica da amostra de areia grossa | 86 |
| Tabela 4.3 – Valores de M_1 e M_2 da amostra de areia fina | 86 |
| Tabela 4.4 – Análise granulométrica da amostra de areia fina | 87 |
| Tabela 4.5 – Valores de M_1 e M_2 da amostra de AR | 87 |
| Tabela 4.6 – Análise granulométrica da amostra de AR | 88 |
| Tabela 4.7 – Massa volúmica e absorção de água dos agregados | 89 |
| Tabela 4.8 – Baridade dos agregados | 89 |
| Tabela 4.9 – Teor de humidade dos agregados | 90 |
| Tabela 4.10 – Índice de forma dos agregados | 90 |
| Tabela 4.11 – Desgaste de Los Angeles | 91 |
| Tabela 4.12 – Abaixamentos das amassaduras dos provetes de caracterização | 92 |
| Tabela 4.13 – Abaixamentos das amassaduras dos provetes de arrancamento | 92 |
| Tabela 4.14 – Massa volúmica das amassaduras dos provetes de caracterização | 93 |
| Tabela 4.15 – Massa volúmica das amassaduras dos provetes de arrancamento | 93 |
| Tabela 4.16 – Resistência à compressão aos 7, 28 e 56 dias | 94 |
| Tabela 4.17 – Resistência à tracção por compressão diametral a 28 dias | 98 |
| Tabela 4.18 – Módulo de elasticidade a 28 dias | 100 |
| Tabela 4.19 – Resistência à abrasão a 91 dias | 101 |
| Tabela 4.20 – Resultados dos ensaios de arrancamento dos provetes com varões de 12 mm | 105 |
| Tabela 4.21 – Resultados dos ensaios de arrancamento dos provetes com varões de 16 mm | 105 |
| Tabela 4.22 – Tensões máximas de aderências teóricas | 120 |
| Tabela 4.23 – Resultados dos ensaios de tracção para caracterização dos varões de aço A500 | 121 |
| Tabela 5.1 – Módulo de elasticidade dos diferentes betões | 131 |
| Tabela 5.2 – Forças de arrancamento para os provetes com varões de 12 mm | 134 |
| Tabela 5.3 – Forças de arrancamento para os provetes com varões de 16 mm | 135 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 6.1 – Variação percentual das propriedades do betão B20 comparativamente ao BR | 157 |
| Tabela 6.2 – Variação percentual das propriedades do betão B50 comparativamente ao BR | 157 |
| Tabela 6.3 – Variação percentual das propriedades do betão B100 comparativamente ao BR | 157 |

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

O sector da construção representa em Portugal, e noutros países da União Europeia, uma parcela importante da sua economia, facto que contribui para que os recursos naturais utilizados por esse sector sejam extraídos da Natureza a um ritmo insustentável, quando comparado aquele com que a mesma os repõe. Os agregados pétreos utilizados na produção de betões são explorados em grande escala nesses países, sem preocupação com os impactes causados, não só a nível ambiental como económico.

Segundo Dhir *et al.* (2005), Portugal era, em 2001, o país da União Europeia com o maior consumo *per capita* de cimento, com um valor de 1,12 toneladas, que contrasta fortemente com alguns dos países mais desenvolvidos do continente, como a Dinamarca, a Finlândia ou a Alemanha, com consumos de 0,28, 0,33 e 0,38 toneladas *per capita*, respectivamente.

Pelo facto de haver maior disponibilidade e abundância geográfica deste tipo de recursos, são os países do Sul da Europa que extraem a maior quantidade de pedra natural para construção. Portugal, Espanha, Grécia, Itália e França representam, em conjunto, cerca de 90% da extracção de pedra natural que é feita na União Europeia, com destino ao sector da construção. Já nos minerais metálicos, a extracção está mais distribuída geograficamente, com Finlândia, Grécia, Irlanda, Portugal, Espanha e Suécia a representarem conjuntamente cerca de 75% da extracção da União Europeia (UE, 2000).

Esta abundância de recursos naturais torna a extracção um processo economicamente mais vantajoso do que a reutilização, o que tem permitido aos referidos países ignorar o impacte ambiental causado pela indústria. Consequentemente, nos países do Sul da Europa, são praticadas taxas muito baixas de reciclagem de resíduos de construção e demolição (RCD), que representam também um significativo impacte ambiental, caso não sejam tratados e reutilizados.

Estima-se que, em 1999, se tenham produzido na União Europeia cerca de 180 milhões de toneladas de RCD, dos quais apenas 28% foram reciclados, tendo o restante sido levado a vazadouro (Rocha, 2005). A disparidade de políticas ambientais dentro da União Europeia torna-se notória quando países como Portugal, que produz anualmente 6 a 10 milhões de toneladas de RCD, apresentam taxas de reciclagem quase nulas e outros como a Holanda ou a Dinamarca apresentam taxas de reciclagem da ordem de 90%. Esta tendência foi desenvolvida em certos países, não apenas por pressões ambientalistas, mas também pela escassez de recursos pétreos nessas regiões do continente (Brito, 2005).

INTRODUÇÃO

Do ponto de vista histórico, existem na Europa registos de estruturas fabricadas com materiais reciclados desde o tempo dos Fenícios, cerca de 700 a.C., que utilizavam uma mistura de cal e ladrilhos moídos como aglomerante (Ortiz, 1998, citado por Leite, 2001). Posteriormente, os Romanos utilizaram alvenaria britada para a produção de betão, havendo também registos de misturas de argilas, cinzas vulcânicas, cacos cerâmicos e pastas aglomerantes de cal para a produção de pastas para pavimentos, sobre as quais assentavam revestimentos (Schulz & Hendricks, 1992, citados por Rocha, 2005).

Os primeiros estudos sistemáticos com o objectivo de analisar a necessidade extra de novas fontes de cimento e água, bem como a granulometria de agregados reciclados de alvenaria para a produção de betão, surgem em 1928, embora o início da utilização em massa de RCD na produção de betão tenha surgido apenas após a II Guerra Mundial, com o objectivo de aproveitar os escombros e resíduos de edifícios destruídos pela guerra na reconstrução das cidades do centro da Europa, principalmente na Alemanha mas também em Inglaterra.

Estes acontecimentos foram acompanhados pela intensificação da investigação nesta área, tendo em vista a compreensão da influência das propriedades dos agregados reciclados nas características dos betões com eles produzidos. Estes avanços no conhecimento têm permitido o surgimento de normas, em diferentes países, que pretendem regulamentar e uniformizar o uso destes materiais na construção (Devenny & Khalaf, 1999, citados por Leite, 2001).

Em 1977, o Japão propôs as primeiras normas exclusivamente relacionadas com a utilização de agregados reciclados. Em 1982, as normas ASTM C 32-82 e C 125-79 especificaram procedimentos para o uso de agregados grossos reciclados e, também nessa década, foram implementadas em vários países europeus como a Holanda, Dinamarca, Rússia ou Alemanha, normas para o uso de agregados reciclados na produção de novos betões (Leite, 2001). Actualmente, o estudo dos agregados reciclados tem-se orientado para a procura de aplicações mais eficazes para os agregados de diferentes origens.

A composição quantitativa e qualitativa dos RCD é muito variável, consoante a origem dos resíduos, havendo normalmente uma fracção dominante de agregados pétreos, cerâmicos e de aço, materiais mais vulgarmente utilizados na construção de edifícios correntes. O desconhecimento das propriedades destes agregados e da aptidão para serem inseridos na composição de novos betões estruturais é uma das principais razões para que esta prática não esteja mais disseminada em Portugal, uma vez que é conhecido o “igual ou pior desempenho de um betão com agregados reciclados (BAR) em relação a um betão de referência (BR)” (Brito, 2005) (BR esse produzido com agregados naturais e com a mesma composição volumétrica, curva granulométrica dos agregados e processo de fabrico). A incorporação destes AR afecta de forma geralmente negativa as principais propriedades que caracterizam um betão estrutural: resistência à compressão, resistência à tracção, resistência à abrasão, módulo de elasticidade, retracção, fluência, entre outras.

INTRODUÇÃO

Apesar do generalizado pior comportamento de um BAR face ao BR, verifica-se que esse BAR pode ter desempenhos mecânicos tanto mais semelhantes aos do BR, quanto mais a substituição incida nos agregados grossos primários (AGP), ao invés dos agregados finos primários (AFP), facto explicado pela forma mais alongada e rugosa dos agregados finos reciclados (AFR) do que dos agregados grossos reciclados (AGR) (Gonçalves *et al.*, 2001, citado por Brito, 2005).

A morfologia dos AGR pode, em certos casos e dosagens, contribuir para um ligeiro aumento da resistência da mistura, o que torna este tipo de agregados mais interessante para a produção de betões estruturais, embora influam negativamente noutras propriedades não menos importantes, como a trabalhabilidade, abordadas em maior detalhe ao longo do presente documento.

Os varões de aço são e o betão no qual estão embebidos, são os materiais constituintes das peças de betão armado. Este material compósito tira partido das propriedades dos dois materiais que o compõem e da interacção entre eles, na resposta às solicitações que lhe são impostas.

Segundo o *Model Code 2010*, produzido pela *Fédération Internationale du Béton (FIB)*, que fornece as bases para o projecto de estruturas em betão armado, a interacção entre componentes de aço e betão pode ser explicada por um ou mais dos seguintes fenómenos que podem ocorrer em simultâneo:

- adesão pura entre materiais através da sua ligação química;
- interbloqueio dos agregados como ligação mecânica;
- interbloqueio friccional, que pressupõe o movimento relativo de duas camadas que mobilizam forças de atrito, normalmente através do acabamento nervurado dos varões de aço, ou por meio de dispositivos de ancoragem que activam o efeito de “ferrolho”.

Este documento propõe metodologias de cálculo para diferentes casos de disposição de armaduras, modos de rotura, existência de confinamento ou de outras disposições construtivas. Seguindo estas metodologias, é possível efectuar um cálculo teórico da tensão de aderência entre varões de aço e os betões em que se encontram embebidos.

Com os avanços tecnológicos registados nas últimas décadas, a crescente capacidade de computação foi sendo posta à disposição da engenharia, não só no cálculo de macroestruturas como também de fenómenos locais. A automatização do método dos elementos finitos tem surgido como uma das principais ferramentas de apoio a trabalhos de engenharia.

Também no estudo dos fenómenos relacionados com a interface aço-betão, se têm desenvolvido modelos numéricos que permitem uma melhor compreensão e visualização da distribuição de tensões inerentes, sendo também feita na presente dissertação, uma abordagem a essa vertente.

1.2. Objectivos da dissertação

A presente dissertação, desenvolvida no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, pretende contribuir para o aprofundamento da investigação existente no domínio da reutilização de RCD, de modo a minorar o impacte ambiental causado pela exploração excessiva de recursos naturais, que abastece a indústria da construção. Pretende-se com este trabalho avaliar a influência da incorporação de AGRB em betões, na aderência destes a varões de aço.

1.3. Metodologia adoptada

A primeira etapa da presente dissertação teve como principal objectivo a recolha e análise de informação através de uma pesquisa bibliográfica a nível nacional e internacional. Procurou-se adquirir o máximo de conhecimentos acerca da composição de betões, das características dos AGRB e da sua influência nas propriedades dos betões que incorporam e principalmente da aderência de varões de aço a betões estruturais (com e sem incorporação de AR).

Na segunda etapa, foi feita uma planificação da campanha experimental que incluiu a calendarização dos ensaios, consulta das normas e procedimentos referentes aos mesmos e ainda o cálculo das necessidades de aprovisionamento dos diversos materiais.

Na terceira etapa, que diz respeito ao decorrer da campanha experimental, procedeu-se à obtenção de todos os materiais: agregados de todos os tipos e granulometrias, cimento e varões de aço. De seguida, realizou-se a separação por fracções e caracterização dos agregados, por meio dos ensaios referidos. Por fim, foram fabricados e ensaiados todos os provetes de betão, tanto para fins de caracterização das propriedades mecânicas, como de arrancamento.

Os agregados finos naturais utilizados na presente campanha foram incorporados em todos os betões e tiveram origem em areias de rio de duas gamas de granulometria: areia grossa e areia fina. Os agregados grossos tiveram duas origens: AGP e AGRB. Os últimos foram obtidos da trituração de betão também produzido para a presente campanha experimental.

A caracterização dos agregados foi feita com base nos seguintes ensaios:

- massa volúmica e absorção de água;

INTRODUÇÃO

- baridade;
- teor de humidade;
- índice de forma;
- desgaste pela máquina de *Los Angeles*.

Com estes agregados, foram produzidos betões com quatro taxas de substituição de AGP por AGRB: 0, 20, 50 e 100%. A caracterização das propriedades mecânicas dos betões foi feita com base nos seguintes ensaios:

- resistência à compressão aos 7, 28 e 56 dias;
- resistência à tracção por compressão diametral;
- módulo de elasticidade;
- resistência à abrasão.

Para o estudo da aderência dos diferentes betões a varões de aço, foram produzidos provetes para ensaio ao arrancamento (*pull-out*) onde, além da taxa de substituição de AGP por AGRB, se fez variar o diâmetro do varão de aço e o comprimento de embebedimento do mesmo.

Para complementar os ensaios de arrancamento, foram desenvolvidos modelos numéricos de elementos finitos, simulando as condições reais de ensaios, para cada uma das 24 famílias de provetes fabricados. A análise destes modelos permitiu uma melhor compreensão da distribuição das tensões durante os ensaios e da formação dos modos de rotura observados.

A quarta etapa consistiu no tratamento e análise dos resultados obtidos dos ensaios realizados. Fez-se a discussão dos resultados e procurou-se explicação para as tendências encontradas, fazendo-se sempre uma confrontação dos mesmos com os obtidos por outros autores.

A quinta e última etapa consistiu na elaboração do presente documento que visa transmitir com clareza todas as informações recolhidas, bem como as análises e conclusões que deste estudo resultaram.

É ainda de referir que, a par desta dissertação, foi desenvolvida uma outra, por Ceia (2013), que se focou no estudo da resistência ao corte da interface entre betões convencionais e betões com AGRB.

1.4. Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada da seguinte forma:

INTRODUÇÃO

- capítulo 1: introdução à problemática e considerações iniciais sobre o tema; objectivos e metodologias do trabalho;
- capítulo 2: levantamento do estado da arte; descrição e comentário dos resultados obtidos por outros autores, tanto a nível do desempenho mecânico de betões com incorporação de AGRB, como do estudo da aderência destes a varões de aço;
- capítulo 3: descrição do programa experimental desenvolvido, incluindo todos os procedimentos de ensaios realizados, bem como os seus objectivos, normas, amostras e aparelhos utilizados; contém ainda os cálculos realizados para a determinação das composições dos betões testados;
- capítulo 4: apresentação e análise dos resultados obtidos na campanha experimental, para todos os ensaios apresentados no capítulo 3 e análise comparativa dos mesmos com os resultados obtidos por outros autores; análise mais detalhada dos resultados dos ensaios de arrancamento, que permitem descrever a influência da incorporação de AGRB em betões estruturais na aderência a varões de aço;
- capítulo 5: descrição da construção dos modelos numéricos para o estudo mais detalhado das distribuições de tensões nos ensaios de arrancamento; análise dos resultados obtidos e estabelecimento de relação com aqueles apresentados no capítulo 4;
- capítulo 6: conclusão da dissertação que sintetiza as principais ilações tiradas ao longo do documento; proposta de assuntos a desenvolver futuramente, com vista a aprofundar os conhecimentos acerca da temática da presente dissertação.

No final, são apresentados os anexos referidos ao longo do texto, que contêm os resultados individuais de todos os ensaios. Esses anexos estão organizados da seguinte forma:

- A – Massa volúmica e absorção de água;
- B – Massa volúmica aparente;
- C – Teor de humidade;
- D – Índice de forma;
- E – Desgaste de *Los Angeles*;
- F – Resistência à compressão;
- G – Resistência à tracção por compressão diametral;
- H – Módulo de elasticidade;
- I – Resistência à abrasão;
- J – Ensaio de arrancamento.

2. Estado da arte

2.1. Introdução

Neste capítulo, pretende-se apresentar os resultados obtidos noutras campanhas experimentais que utilizaram agregados reciclados de betão e betões com eles produzidos, bem como resultados de campanhas que tenham estudado a aderência de varões a betões convencionais e betões com agregados reciclados.

2.2. Propriedades dos agregados reciclados de betão comparativamente aos agregados primários

Neste subcapítulo, são abordadas as principais propriedades dos agregados que constituem os betões fabricados na presente campanha experimental, estabelecendo comparações entre o desempenho dos AGP e os AGRB, através de resultados encontrados na bibliografia.

2.2.1. Massa volúmica e absorção de água

A massa volúmica e a absorção de água das partículas são duas propriedades que estão directamente relacionadas com a porosidade e com a natureza das mesmas. Assim sendo, os AP utilizados tradicionalmente no fabrico de betões, com baixas porosidades e estruturas mineralógicas densas e compactas, apresentam elevadas massas volúmicas e baixos valores de absorção de água, estes últimos geralmente inferiores a 1% (Coutinho, 1988).

Nos AR de betão, estas duas propriedades sofrem alterações relevantes, provocadas pelas características da pasta de cimento aderida. Esta pasta apresenta, no estado endurecido, uma estrutura mais leve e porosa do que os agregados pétreos que envolve. Este facto provoca a diminuição da massa volúmica e o aumento da absorção de água, esta última de forma significativa (Brito, 2005).

É também assinalável a influência da forma das partículas para a absorção de água. Os AR de betão apresentam, geralmente, formas mais alongadas e lamelares, com maior superfície específica comparativamente aos AP. O aumento da superfície específica dá-se através da maior rugosidade da pasta de cimento, que aumenta a área potencial de absorção de água.

Esta propriedade é talvez a mais penalizadora para a qualidade dos betões produzidos com AR, uma vez que exige o aumento da relação água/cimento da mistura. No entanto, uma vez que a absorção de água é maior nos AFR de betão que nos AGR do mesmo tipo, o referido

efeito poderá fazer-se sentir de forma menos acentuada no caso dos últimos relativamente aos primeiros (Brito, 2005).

Na Tabela 2.1, são apresentados resultados para a massa volúmica e absorção de água obtidos por alguns autores que estudaram estas propriedades, tanto em AP como em AR de betão. Na mesma tabela, ρ_a , ρ_{rd} , ρ_{ssd} e WA_{24} , referem-se à massa volúmica do material impermeável, das partículas secas em estufa, das partículas saturadas com superfície seca e à absorção de água registada após imersão durante 24 h, respectivamente.

Tabela 2.1 - Resultados de ensaios de massa volúmica e absorção de água de AGP e AGRB

| Autor | Tipo de agregado | ρ_a (kg/dm ³) | ρ_{rd} (kg/dm ³) | ρ_{ssd} (kg/dm ³) | WA_{24} (%) |
|----------------|------------------|--------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------|
| Fonseca, 2009 | Brita 1 | 2,58 | 2,57 | 2,61 | 1,5 |
| | Brita 2 | 2,60 | 2,51 | 2,55 | 1,3 |
| | AGR de betão | 2,69 | 2,31 | 2,45 | 6,1 |
| Ferreira, 2007 | Brita 1 | 2,70 | 2,65 | 2,67 | 0,7 |
| | Brita 2 | 2,69 | 2,60 | 2,64 | 1,2 |
| | AGR de betão | 2,66 | 2,30 | 2,44 | 5,8 |
| Gomes, 2007 | Brita 1 | 2,62 | 2,59 | 2,57 | 2,2 |
| | Brita 2 | 2,61 | 2,57 | 2,55 | 2,3 |
| | AGR de betão | 2,66 | 2,53 | 2,45 | 8,5 |

Os resultados obtidos pelos três autores confirmam os comportamentos esperados, visto que se verifica um aumento considerável na absorção de água dos AGR de betão, comparativamente à dos AP. Também no que diz respeito à massa volúmica, observa-se uma diminuição para os AGR de betão, perceptível nos resultados obtidos para as partículas secas em estufa.

2.2.2. Baridade

Habitualmente, utiliza-se a massa volúmica na definição das propriedades de um dado material, mas a impossibilidade de, no caso dos materiais de construção e em especial dos agregados, dispor estas partículas de forma a que não existam vazios entre elas torna esta medida pouco prática na medição de quantidades de agregados.

Assim, a baridade é a massa por unidade de volume aparente de um determinado conjunto de agregados, dependendo do grau de compactação, da curva granulométrica e da forma dos agregados (Brito, 2005).

A estrutura mais leve e porosa da pasta de cimento aderida aos AR de betão, bem como a forma mais angulosa que apresentam, faz com que um dado volume aparente de AR tenha menos massa do que o mesmo volume em AP.

Na Tabela 2.2, apresentam-se alguns resultados encontrados na bibliografia, que vão ao encontro dos comportamentos previstos para os AGR de betão. ρ_b representa a baridade dos agregados.

Tabela 2.2 - Resultados de ensaios de baridade de AGP e AGRB

| Autor | Tipo de agregado | ρ_b (kg/dm ³) |
|----------------|------------------|--------------------------------|
| Fonseca, 2009 | Brita 1 | 1,44 |
| | Brita 2 | 1,46 |
| | AGR de betão | 1,17 |
| Ferreira, 2007 | Brita 1 | 1,42 |
| | Brita 2 | 1,33 |
| | AGR de betão | 1,14 |
| Gomes, 2007 | Brita 1 | 1,53 |
| | Brita 2 | 1,53 |
| | AGR de betão | 1,30 |
| Matias, 2005 | AGP | 1,42 / 1,43 |
| | AGR | 1,25 / 1,26 |

2.2.3. Forma das partículas

Segundo Coutinho (1988), a forma das partículas que incorporam os betões tem grande influência em algumas das suas propriedades como a trabalhabilidade, ângulo de atrito interno, compacidade e, em última análise, sobre todas as propriedades que dependam da quantidade de água de amassadura.

O processo de obtenção dos agregados é decisivo quanto à forma das partículas, podendo estas ser britadas ou roladas para os AP e apenas britadas para os AR por estes serem provenientes de meios mecânicos a que recorrem os processos de demolição. Uma partícula britada apresenta uma superfície irregular e arestas vivas, enquanto que uma partícula rolada toma uma forma arredondada, que confere ao betão um menor ângulo de atrito interno. Daqui é possível concluir que, com ângulos de atrito internos mais baixos, se obtêm melhores trabalhabilidades mas compacidades inferiores.

Por outro lado, os agregados britados diminuem a trabalhabilidade, requerendo um acréscimo de água de amassadura e contribuindo para betões mais ásperos e de difícil compactação. Se os agregados possuírem forma lamelar, tenderão a dispor-se por camadas, criando lâminas de água que prejudicam algumas propriedades como a aderência a varões de aço.

Os AR podem, no entanto, aumentar a resistência mecânica da mistura pelo facto de a pasta cimentícia que envolve os AP permitir melhor ligação à pasta fresca de cimento e agregados finos (Brito, 2005).

A forma das partículas pode ser estudada através de vários ensaios, entre os quais se destacam o do índice de forma, índice volumétrico, índice de angulosidade, índice de achatamento, coeficiente volumétrico e coeficiente de escoamento.

Na Tabela 2.3, são apresentados os resultados dos ensaios de índice de forma realizados por Fonseca (2009), e Etxeberria *et al.* (2007) onde se observa que os AGR de betão são os que apresentam maior valor deste indicador, provocado pelo maior alongamento destas partículas.

Tabela 2.3 - Resultados de ensaios de índice de forma de AGP e AGRB

| Tipo de agregado | SI (%) |
|--|--------|
| Bago de arroz | 8,6 |
| Brita 1 | 13,4 |
| Brita 2 | 11,1 |
| AGRB | 24,3 |
| AGRB (Etxeberria <i>et al.</i> , 2007) | 25 |

Na Tabela 2.4, são apresentados os resultados dos ensaios de índice de achatamento realizados por Ferreira (2007), onde não se observam grandes diferenças entre AGP e AGR de betão, tendo o autor concluído que as partículas utilizadas na produção de betão são normalmente pouco achatadas, de modo a evitar planos privilegiados de rotura.

Tabela 2.4 - Resultados de ensaios de índice de achatamento de AGP e AGRB [Ferreira, 2007]

| Tipo de agregado | FI (%) |
|------------------|--------|
| Brita grossa | 9 |
| Brita média | 11 |
| AGR de betão | 10 |

Na Tabela 2.5, são apresentados os resultados dos ensaios de índice volumétrico realizados por Gomes (2007), que destaca o facto de este indicador diminuir com a granulometria dos agregados, devido ao aumento da superfície específica e ainda o índice volumétrico inferior dos AGR de betão, comparativamente aos seus homólogos AGP, que, segundo o autor, se deverá ao processo de trituração.

Na presente dissertação, apenas será realizado o ensaio de índice de forma, por se considerar que é o que melhor representa a diferença na forma das partículas entre os dois tipos de agregados estudados.

2.2.4. Resistência mecânica

Os agregados reciclados de betão têm, em geral, menor resistência mecânica, quer ao desgaste, quer ao esmagamento, do que os agregados primários. Este facto deve-se à menor resistência mecânica da pasta de cimento aderida aos mesmos.

Tabela 2.5 - Resultados de ensaios de índice volumétrico de AGP e AGRB [Gomes, 2007]

| Tipo de agregado | Máxima dimensão do agregado (mm) | IV |
|------------------|----------------------------------|------|
| AGP | 25,4 | 1,05 |
| | 19,1 | 1,05 |
| | 12,4 | 0,98 |
| | 9,51 | 0,96 |
| | 4,76 | 0,95 |
| AGR de betão | 25,4 | 0,81 |
| | 19,1 | 0,79 |
| | 12,4 | 0,78 |
| | 9,51 | 0,77 |
| | 4,76 | 0,77 |

No caso de betões convencionais de gama média ou baixa, a resistência mecânica dos agregados que os incorporam não é geralmente condicionante para a resistência da mistura, uma vez que a pasta de cimento tem menor resistência do que estes (inferior a 70 MPa). No caso dos BAR, a estrutura porosa da pasta de cimento que envolve os AR diminui a sua resistência, podendo ser condicionante para a resistência da mistura, consoante a origem e propriedades dos mesmos (Brito, 2005).

O ensaio mais comumente utilizado para caracterizar a resistência mecânica de agregados é o ensaio de resistência ao desgaste pela máquina de *Los Angeles*, segundo a especificação LNEC E237-1970.

Segundo esta norma, encontram-se, na Tabela 2.6, os resultados obtidos por alguns autores com trabalhos desenvolvidos na área dos agregados reciclados de betão.

Como esperado, os AR apresentam sempre maiores valores de desgaste devido à menor resistência da pasta de cimento que os envolve e que se desgasta com maior facilidade.

Tabela 2.6 – Resultados de ensaios de desgaste de AGP e AGRB

| Autor | Tipo de agregado | Δ LA (%) |
|-----------------------|-------------------------|-----------------|
| Barra e Vasquez, 1998 | AGR de betão (6-12 mm) | 29,5 |
| | AGR de betão (12-20 mm) | 31,0 |
| Movassaghi, 2006 | AGP | 11,0 |
| | AGR de betão | 34,3 |
| Gomes, 2007 | AGP | 28,52 |
| | AGR de betão | 37,96 |
| Fonseca, 2009 | AP – Bago de arroz | 28,3 |
| | AP – Brita 1 | 29,4 |
| | AP – Brita 2 | 30,7 |
| | AGR de betão | 42,7 |

2.3. Propriedades dos betões com incorporação de agregados grossos reciclados de betão

Neste subcapítulo, abordam-se as propriedades dos betões que têm incorporação de agregados grossos reciclados de betão, estabelecendo-se a comparação entre estes e os respectivos BR através de resultados encontrados na bibliografia.

2.3.1. Trabalhabilidade

A trabalhabilidade é um conceito que envolve uma série de propriedades físicas, tais como o ângulo de atrito interno, a coesão, a viscosidade, a massa volúmica, a segregação e a exsudação e, tal como a maior parte das propriedades dos BAR, tende a apresentar um comportamento inferior face aos BR. Este comportamento inferior é marcado por algumas tendências apontadas por Brito (2005):

- a trabalhabilidade será tanto menor quanto maior a taxa de substituição de AP por AR;
- a trabalhabilidade diminuirá mais rapidamente com a substituição de AFP por AFR do que AGP por AGR;
- a perda de trabalhabilidade faz-se sentir principalmente no 1º ciclo de reciclagem sendo praticamente residual para os ciclos seguintes (em caso de reciclagens múltiplas);
- no caso dos AGR de betão, a necessidade de aumentar a relação água / cimento pode ser suprida pelo acerto da relação água / cimento efectiva ao invés da aparente ou total;
- agregados provenientes de trituração por maxilas tendem a produzir betões com menor trabalhabilidade do que aqueles que passam também por trituração secundária (impacto), por apresentarem maior superfície específica.

Para eliminar factores de entropia na comparação das restantes propriedades de um conjunto de betões, é necessário que, além da mesma curva granulométrica de agregados, esses betões tenham a mesma trabalhabilidade, usualmente caracterizada pelo ensaio de abaixamento com o cone de *Abrams*.

A elevada absorção de água dos AR faz com que os BAR apresentem invariavelmente menor trabalhabilidade do que os BR, no caso de se utilizar a mesma relação água / cimento aparente. Além de apresentarem trabalhabilidade inicial inferior, os BAR têm também uma taxa de diminuição da trabalhabilidade ao longo do tempo superior, ou seja, os BAR ficam impróprios para aplicação em obra mais rapidamente do que os BR (Nealen e Ruhl, 1997, citados por Ferreira, 2007).

Para se igualar a trabalhabilidade de um BAR à do respectivo BR, é necessário compensar a água absorvida pelos AR, recorrendo-se habitualmente à pré-saturação dos AR, ou adicionando uma quantidade extra de água durante a amassadura. Ferreira (2007) refere que a pré-saturação dos AR é ligeiramente prejudicial ao desempenho mecânico dos BAR, especialmente em termos de durabilidade, tendo-se recorrido na presente dissertação à compensação de água durante a amassadura.

O método de compensação da água de amassadura utilizado na presente campanha por base a absorção de água dos agregados. Admitindo que uma amassadura em ambiente de laboratório dura 10 minutos, utiliza-se o valor de absorção de água dos AGR aos 10 minutos e, proporcionalmente à massa destes agregados utilizada, determina-se a quantidade de água que é necessário adicionar. A absorção de água dos AGR foi aferida através da adaptação do ensaio de massa volúmica e absorção de água para o período de 10 minutos de imersão em água. O procedimento deste ensaio é descrito no capítulo 3.

2.3.2. Massa volúmica

A massa volúmica de um betão depende, naturalmente, das massas volúmicas dos seus constituintes. Como referido, os AR de betão possuem menor massa volúmica do que os AP, devido à estrutura mais leve da pasta de cimento que os envolve. Assim sendo, os BAR apresentam geralmente menores massas volúmicas do que os respectivos BR.

Na Figura 2.1, são apresentados os resultados obtidos por Fonseca (2009) nos ensaios de massa volúmica que realizou para BR e BAGR de betão com taxas de substituição de 20, 50 e 100%.

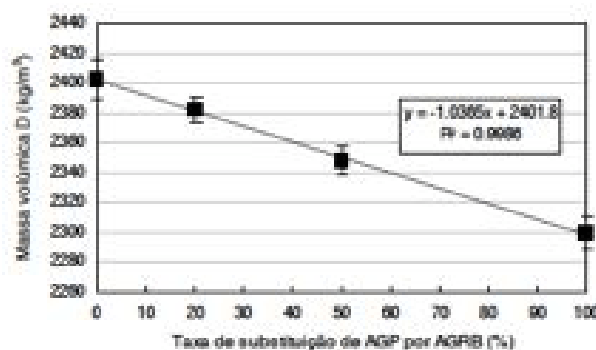


Figura 2.1 - Resultados de ensaios de massa volúmica de BR e BAGRB [Fonseca, 2009]

Na Figura 2.2, são apresentados os resultados obtidos por Gomes (2007) para o mesmo ensaio, realizado para BR e BAGR de betão, com taxas de substituição de 12,5, 25, 50 e 100%.

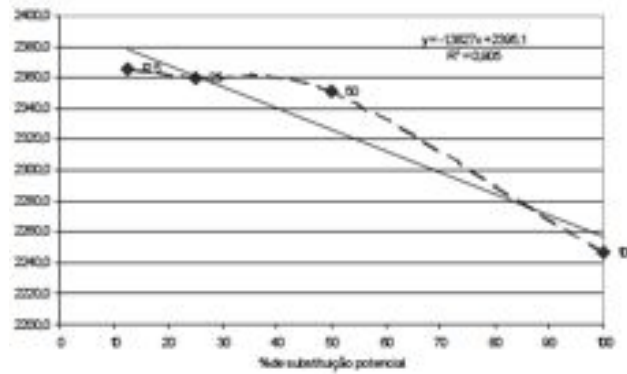


Figura 2.2 - Resultado de ensaios de massa volúmica a BR e BAGRB [Gomes, 2007]

Na Figura 2.3, são apresentados os resultados obtidos por Ferreira (2007) para o mesmo ensaio, realizado para BR e BAGR de betão com taxas de substituição de 20, 50 e 100%, utilizando duas técnicas de compensação da absorção de água dos AR: pré-saturação dos AR e compensação da água de amassadura.

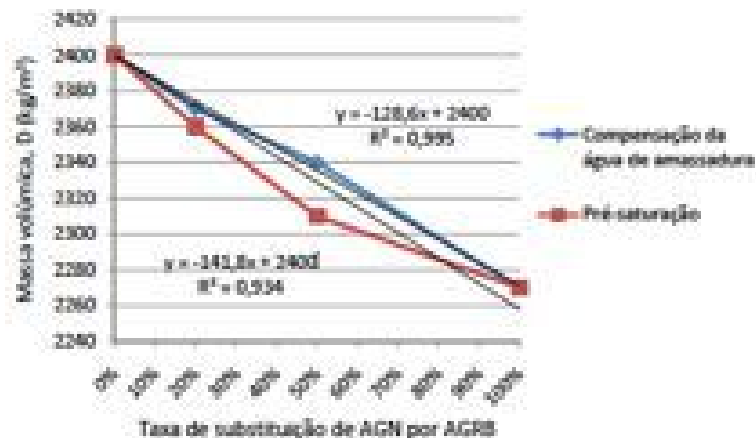


Figura 2.3 - Resultados de ensaio de massa volúmica de BR e BAGRB [Ferreira, 2007]

2.3.3. Resistência à compressão

O betão é conhecido como um material de construção que resiste bem à compressão e é idealmente introduzido nas estruturas com esse fim. Assim sendo, a resistência à compressão pode ser encarada como a propriedade mais determinante de um betão, uma vez que, se esta for inadequada, o material perde a sua principal funcionalidade. Por outro lado, a resistência à compressão está correlacionada com várias outras propriedades como o módulo de elasticidade, a permeabilidade ou a durabilidade (Metha, 1994, citado por Levy, 2001).

Internacionalmente, o ensaio de compressão axial aos 28 dias de idade do betão é adoptado para melhor caracterizar a resistência à compressão, pelo que todas as comparações feitas relativamente a esta propriedade terão por base o referido ensaio.

Como referido por Brito (2005), os agregados não influenciam, geralmente, a resistência à compressão do betão, excepto em casos especiais como a aplicação de AR a betões de alto desempenho ou a inclusão de agregados leves nos mesmos, estando ambos os casos fora do âmbito do presente documento.

O mesmo autor defende que a resistência à compressão de um BAR e de um BR que tenham a mesma curva granulométrica e trabalhabilidade é tanto mais semelhante quanto:

- menor a taxa de substituição de AP por AR;
- mais a taxa de substituição incida nos AGP em vez de nos AFP, visto que os AGR de betão parecem não piorar significativamente a resistência à compressão dos BAGR comparativamente aos BR;
- melhores as características dos AR (AR de betão são mais indicados do que AR cerâmicos, por exemplo) e menor a quantidade de impurezas presentes nos mesmos;
- mais baixa a classe de resistência do betão, sendo inadequada a utilização de AR em betões de alto desempenho, até ao momento pouco estudados;
- menor a necessidade de correcção da trabalhabilidade, evitando acréscimos penalizadores da relação água / cimento da mistura;
- mais a manutenção da trabalhabilidade seja conseguida à custa da adição de adjuvantes ou do teor de cimento do que da relação água / cimento;
- mais se utilizem cimentos de alta resistência que compensem as piores características dos AR incorporados nos betões.

Alves (2007) e Robles (2007) realizaram um levantamento nacional e internacional, respectivamente, do estudo da influência da incorporação de AR em betões estruturais na resistência à compressão. O trabalho de Alves refere-se, entre outras, às campanhas de Evangelista (2007), Ferreira (2007) e Gomes (2007). O trabalho de Robles inclui, entre outros, os estudos de Kou et al. (2004) e Soberón (2002). No presente capítulo, foram incluídos os resultados dos autores referidos e ainda de Fonseca (2009). Os resultados podem ser observados na Figura 2.4.

Numa análise geral, verifica-se que a incorporação de AR, faz piorar a resistência à compressão dos betões, tendência verificada pela maioria dos autores.

2.3.4. Resistência à tracção por compressão diametral

A resistência à tracção do betão não é, em geral, relevante para os Estados Limite Últimos dos elementos de betão armado, visto que é o aço o material mais vocacionado para resistir aos esforços de tracção. No entanto, esta propriedade é fundamental na verificação dos Estados Limite de Serviço, nomeadamente no que diz respeito à fendilhação. É também uma

propriedade fundamental no estudo da aderência dos varões de aço aos betões em que estão embebidos, visto que se desenvolvem, no betão, esforços de tracção na fronteira com um varão que sofra esforços de arrancamento.

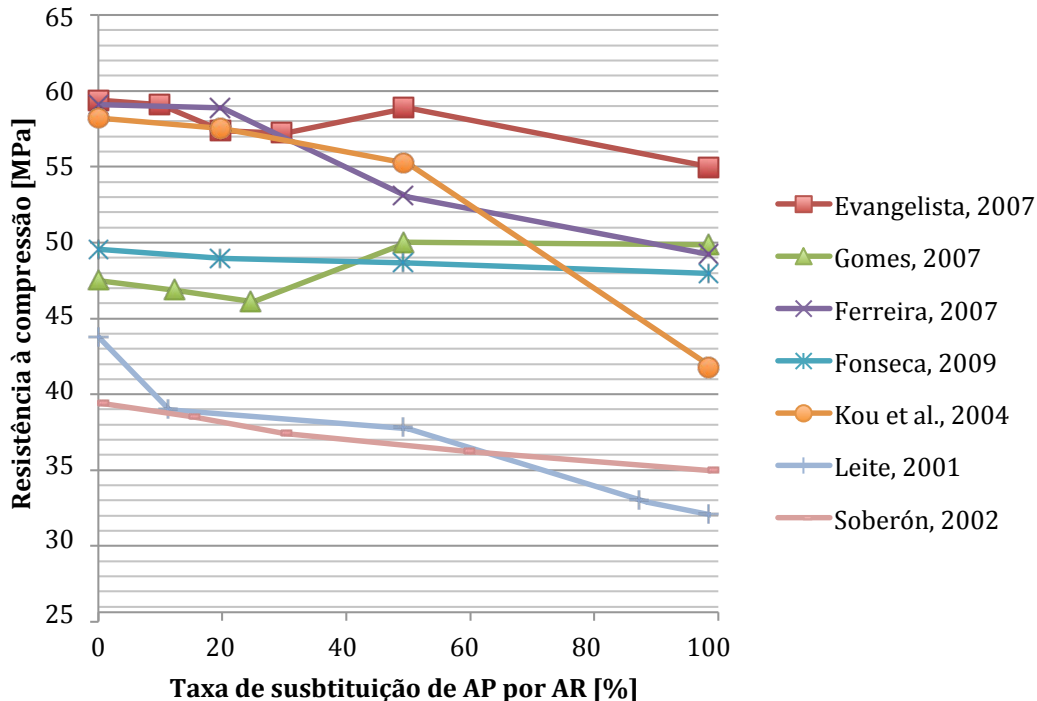


Figura 2.4 - Resultados de ensaios de resistência à compressão de BR e BAR aos 28 dias

O ensaio utilizado para caracterizar esta propriedade é o ensaio de tracção por compressão diametral, que pode apresentar resultados algo díspares, uma vez que o processo de realização do mesmo faz com que este dependa não só da resistência à tracção do provete, como esperado, mas também da existência e disposição de eventuais planos de rotura ou outras fragilidades, bem como planos de resistência superiores, que fazem com que apareçam frequentemente, exemplares com desvio padrão considerável.

Brito (2005) considera que esta propriedade não é, geralmente, muito afectada pela substituição de AGP por AGR podendo, em certos casos, beneficiar da maior rugosidade dos últimos. O autor conclui ainda que as perdas de resistência à tracção se dão, principalmente, pelo aumento da relação água / cimento inerente ao processo de manutenção da trabalhabilidade.

Alves (2007) e Robles (2007) fizeram, como para a resistência à compressão, uma compilação de resultados de campanhas experimentais a nível nacional e internacional. A estes juntaram-se também os resultados de Fonseca (2009), tal como representado na Figura 2.5.

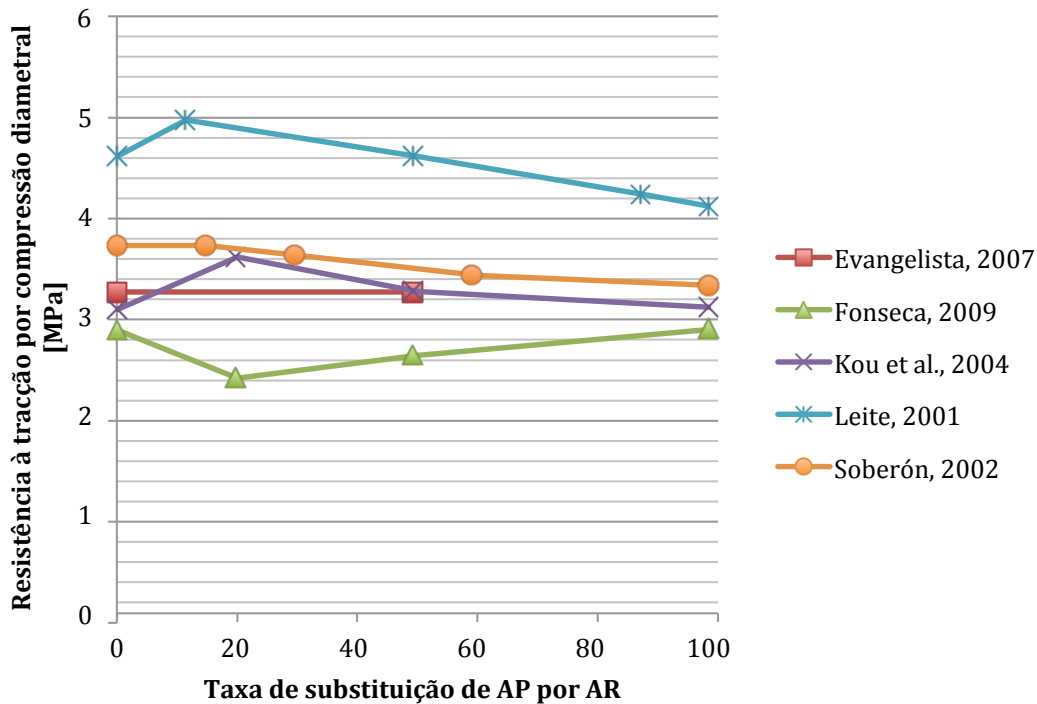


Figura 2.5 - Resultados de ensaios de tração por compressão diametral em BR e BAR aos 28 dias

Em qualquer dos casos, as tendências mostram, de forma geral, um decréscimo da resistência à tração por compressão diametral com o aumento da incorporação de agregados mais porosos e leves (AR).

2.3.5. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma propriedade fundamental na análise de estruturas, que permite conhecer a deformação elástica dos materiais em função dos esforços a que estão sujeitos.

Brito (2005) refere que as propriedades de menor rigidez e compacidade dos AR prejudicam mais a deformabilidade do que a resistência do betão que, como visto, é pouco afectada pela incorporação destes agregados e mais pelo aumento de relação água / cimento para manutenção da trabalhabilidade.

O autor destaca ainda algumas tendências encontradas no comportamento dos BAR face aos BR no que ao modo de elasticidade diz respeito. Assim sendo, esta propriedade será tanto mais prejudicada quanto:

- maior a taxa de substituição de AP por AR;
- maior a componente de AFR;

- maior o teor de AR cerâmicos ao invés de AR de betão;
- maior o recurso ao aumento da relação água / cimento para a manutenção da trabalhabilidade.

Alves (2007) e Robles (2007), tal como para as anteriores propriedades, fizeram uma compilação de resultados para ensaios de módulo de elasticidade, aos que se juntaram os resultados de Fonseca (2009), tal como representado na Figura 2.6.

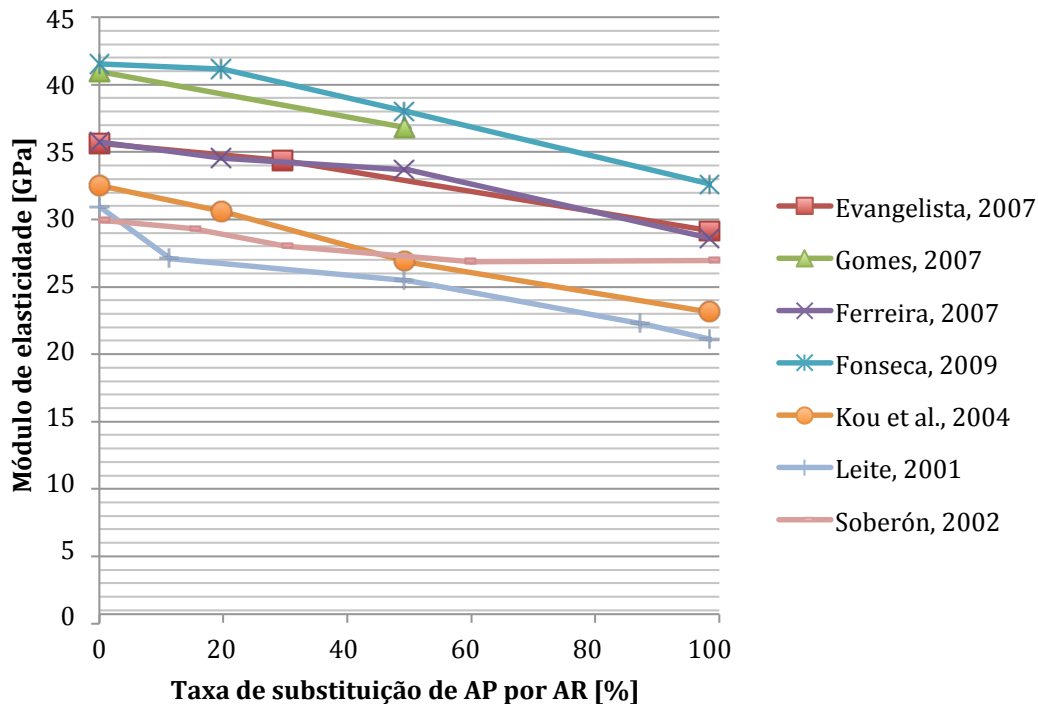


Figura 2.6 - Resultados de ensaios de módulo de elasticidade para BR e BAR

Tal como previsto, a incorporação de agregados com menor massa volúmica e maior absorção de água (AR) influencia negativamente o módulo de elasticidade. As curvas de tendência apresentadas demonstram esse mesmo comportamento, tanto nos resultados da bibliografia nacional como internacional.

2.3.6. Resistência à abrasão

A resistência à abrasão é uma propriedade de extrema importância em casos em que o betão esteja exposto a acções contínuas de desgaste, como são os casos de pavimentos ou estruturas hidráulicas. O principal factor que influencia o desempenho de um betão a estas solicitações é a resistência ao desgaste dos agregados finos e da pasta de cimento que o compõem.

Brito (2005) afirma que se pode assistir a um acréscimo de resistência à abrasão causado pela maior rugosidade dos AR mas que, como é geralmente a fracção grossa a ser substituída, não deverão observar-se alterações substanciais nesta propriedade.

Coutinho (1988) defende que são as variações na resistência da pasta de cimento, através da alteração da relação água / cimento ou da homogeneidade da distribuição de água na mistura ao longo da peça (em particular na superfície), que mais contribuem para um desempenho inferior de um betão na resistência à abrasão.

No caso dos BAR, este aspecto torna-se particularmente relevante, visto que a maior absorção de água dos AR é compensada com o aumento da relação água / cimento, facto que diminui a resistência da pasta de cimento, conferindo-lhe uma estrutura mais porosa.

Os resultados obtidos por Fonseca (2009) e Evangelista (2007) estão sintetizados na Figura 2.7.

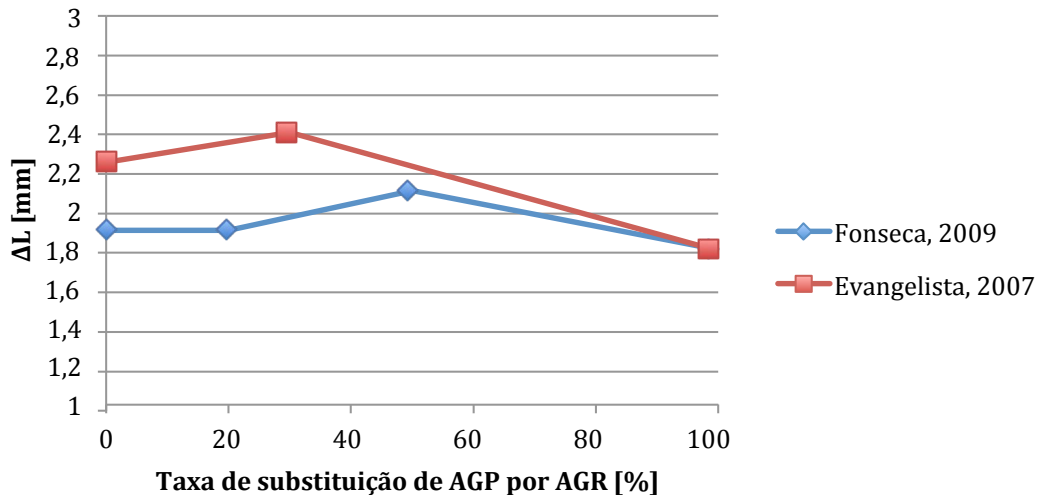


Figura 2.7 - Resultados de ensaios de abrasão de BR e BAR a 90 dias

2.3.7. Aderência a varões de aço

Neste subcapítulo, aborda-se a principal propriedade em estudo e que motivaram a realização da presente dissertação: a aderência de varões de aço a betões com incorporação de agregados grossos reciclados. São apresentados resultados encontrados na bibliografia, fazendo-se a análise das principais tendências e procedimentos encontrados.

2.3.7.1. Introdução

A aderência é um fenómeno de interface entre dois materiais, neste caso o varão de aço e o betão, no qual o primeiro se encontra embebido, constituído por alguns fenómenos físico-químicos, como descrito pelo *Model Code 2010* (FIB, 2010):

- adesão – ligação de origem química entre os dois materiais;
- interbloqueio mecânico – provocado por saliências ou outro tipo de rugosidades dadas à interface entre os dois materiais, geralmente materializadas nos varões de aço sob a forma de nervuras;
- interbloqueio friccional – dependente das forças perpendiculares ao eixo do varão e do tratamento dado à sua superfície para controlo da rugosidade;
- efeito de ferrolho – provocado por dispositivos do tipo ancoragem.

A presença de um ou mais destes fenómenos dependerá não só do tipo de peça que foi projectada e das suas características, mas também do tipo de acções a que a mesma está sujeita, podendo ou não desencadeá-los.

Segundo o mesmo documento, a força total mobilizada pela interface depende de um ou mais dos anteriores fenómenos que intervêm no processo.

Ainda segundo o MC, a adesão, ligação puramente química entre aço e betão, contribui com valores de cerca de 0,1 MPa e ocorre ao longo de toda a superfície em que haja contacto entre os materiais. A força de adesão é quebrada imediatamente após haver escorregamento entre os dois materiais e não volta a ser recuperada.

O interbloqueio mecânico na interface é desencadeado pelo acabamento dado às peças de aço que, no caso dos varões de aço, pode surgir através de saliências ou concavidades (nervuras). A força de interface mobilizada é assim fortemente influenciada pela rugosidade dos varões e pela dimensão e espaçamento das nervuras. Assim sendo, a força de interbloqueio pode, teoricamente, oscilar entre 0, para o caso de varões lisos, e cerca de 0,8 MPa para varões rugosos comuns, estando também proporcionalmente relacionada com a área da superfície de varão que se encontra embebida.

O interbloqueio friccional depende das forças que actuam perpendicularmente às superfícies de interface e do tratamento dado às peças de aço antes da betonagem para o controlo do coeficiente de atrito. Este coeficiente pode variar, teoricamente, entre praticamente zero, no caso de superfícies onde foram aplicadas gorduras ou ceras, a 0,6 para superfícies sem qualquer tratamento. O *Model Code 2010* considera que, embora os valores relativos a este fenómeno sejam reduzidos, estes não devem ser desprezados, pelo facto de se desenvolverem em toda a superfícies embebida.

Os dispositivos de ancoragem que desencadeiam o efeito de ferrolho não são do âmbito desta dissertação, uma vez que se pretende estudar a aderência de BAR a varões de aço.

No estudo da aderência entre varões de aço a betões estruturais, pretende-se que este fenómeno seja isolado, para que sejam despidados efeitos secundários causados por outro tipo

de forças. Como tal, tem sido amplamente utilizado, tanto a nível nacional como internacional, o ensaio de arrancamento (*pull-out test*).

No ensaio de arrancamento, a extremidade livre do varão é puxada pelo equipamento de ensaio, enquanto o provete de betão se encontra travado por uma chapa de aço, permitindo assim que sejam desencadeadas forças de interface.

2.3.7.2. Análise de outras campanhas experimentais

Neste subcapítulo, são analisadas algumas campanhas experimentais encontradas na bibliografia que apresentam resultados relevantes para o estudo da aderência de varões de aço a betões estruturais, tanto convencionais, como com incorporação de agregados reciclados. Para cada uma delas, é feita uma breve nota introdutória, abordando as principais características da campanha, seguida de uma análise de resultados e principais conclusões tiradas por cada autor.

Kim e Yun (2012) estudaram a influência da incorporação de agregados grossos reciclados em betões estruturais, na aderência dos mesmos a varões de aço, tendo como variáveis de estudo a dimensão máxima do agregados, a taxa de substituição de AGP por AGR e o posicionamento e orientação dos varões no provete.

Para obtenção dos AGR de betão, foram utilizados RCD provenientes da demolição de um edifício residencial na Coreia do Sul, dando origem a dois lotes de AGR, um com dimensão máxima de agregado de 25 mm e outro de 20 mm. As taxas de substituição estudadas foram de 0, 30, 60 e 100%. O cimento utilizado foi do tipo Portland 1 (mais vulgarmente comercializado na Coreia do Sul). Os agregados finos naturais foram obtidos de areias naturais de rio, apresentando módulo de finura de 2,1. Os varões de aço adoptados tinham 16 mm de diâmetro com tensões de cedência e de rotura médias de 383 e 553 MPa, respectivamente.

Nesta campanha, utilizou-se o método de pré-saturação como medida compensatória da maior absorção de água apresentada pelos agregados reciclados. Os betões foram produzidos com uma resistência à compressão esperada de 27 MPa. O comprimento de embebedimento adoptado foi de 4 vezes o diâmetro do varão.

Foram produzidos 144 provetes fazendo combinar os 2 lotes de AGR, 4 taxas de substituição, 2 orientações de varão (vertical e horizontal) e 2 posicionamentos para o caso dos horizontais (no topo e na base dos provetes). Foram produzidos 3 exemplares por cada combinação a serem ensaiados aos 28, 365 e 730 dias.

Interessa retirar desta campanha o efeito da substituição dos AGP por AGR na força de ligação, não sendo relevante o estudo do posicionamento dos varões nem a orientação dada aos mesmos.

Na Figura 2.8, é apresentado um esquema da montagem do ensaio realizado nesta campanha.

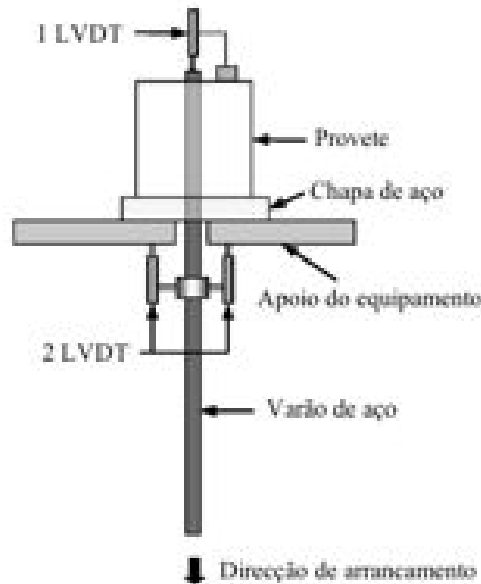


Figura 2.8 - Esquema da montagem do ensaio de arrancamento [Kim e Yun, 2012]

Dos provetes ensaiados, destacam-se para análise os de orientação vertical, por se assemelharem àqueles produzidos na presente dissertação. Assim sendo, são apresentados, na Tabela 2.7, os resultados obtidos para estes provetes, tanto para resistência à compressão aos 28 dias, como para a tensão de aderência última testada nos ensaios de arrancamento. Na Figura 2.9, são apresentados os mesmos resultados de forma gráfica. A identificação dos provetes está feita da seguinte forma: RCA-(tipo de AGR, I ou II)-(taxa de substituição de AGP por AGR)-V (orientação vertical do varão).

Tabela 2.7 - Resultados de ensaios de arrancamento e resistência à compressão para BR e BAGRB [Kim e Yun, 2012]

| Identificação do provete | f_c (MPa) | τ (MPa) |
|--------------------------|-------------|--------------|
| RCA-I-0-V | 36,97 | 27,64 |
| RCA-I-30-V | 33,81 | 26,52 |
| RCA-I-60-V | 32,35 | 28,25 |
| RCA-I-100-V | 29,17 | 26,91 |
| RCA-II-0-V | 33,42 | 25,32 |
| RCA-II-30-V | 31,46 | 21,94 |
| RCA-II-60-V | 30,66 | 21,55 |
| RCA-II-100-V | 29,29 | 20,81 |

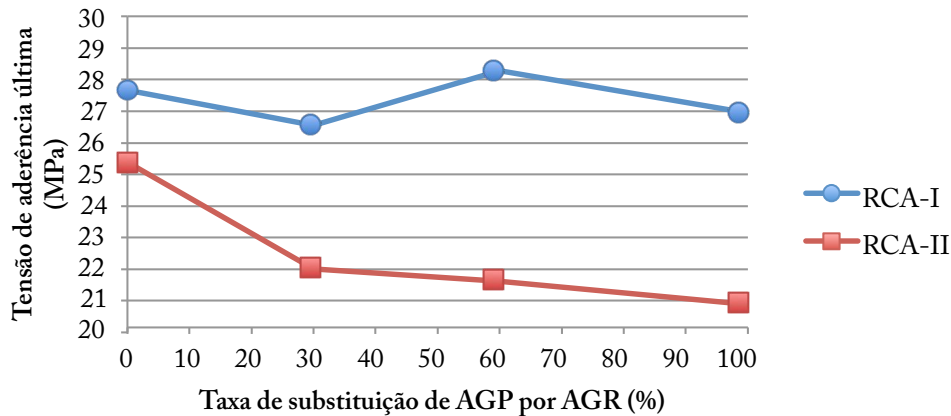


Figura 2.9 - Resultados de ensaios de arrancamento de BR e BAGRB [Kim e Yun, 2012]

Em função dos resultados apresentados, algumas das principais conclusões apresentadas pelos autores foram:

- a utilização de AGR com menor dimensão máxima de agregados produziu provetes com maior força de ligação, o que prova, segundo os autores, a influência da forma dos agregados que, no caso dos AGR de maiores dimensões, tende a ser mais esférica, conferindo menor rugosidade à superfície;
- os escorregamentos obtidos nos provetes utilizando maior dimensão máxima de AGR foram tendencialmente maiores do que os restantes, indicando, segundo os autores, que com maiores agregados se obtém uma pior distribuição da tensão de aderência ao longo do comprimento embebido;
- a incorporação de AGR piora o desempenho do betão à aderência, especialmente se for considerável a dimensão máxima do agregado.

Xiao e Falkner (2005) estudaram igualmente o comportamento da ligação entre betões com incorporação de agregados reciclados e varões de aço, fazendo combinar três taxas de substituição de AGP por AGR (0, 50 e 100%) e dois tipos de varão de aço (rugoso e liso).

Os betões foram produzidos com cimento Portland do tipo 32.5 R, de acordo com a norma chinesa, agregados finos provenientes de areia natural de rio e água da rede de distribuição. Os AGR foram obtidos através da trituração de RCD provenientes da demolição da pista de aterragem do Aeroporto Internacional de Shanghai, enquanto que os AGP de origem calcária foram obtidos pelos processos convencionais utilizados na indústria. A dimensão máxima do agregado foi de 12,5 mm, de acordo com a norma chinesa. Os varões lisos e rugosos apresentaram tensões médias de cedência de 300 e 420 MPa, respectivamente, tendo todos diâmetro de 10 mm.

Na Figura 2.10, pode-se observar o esquema de montagem dos provetes apresentado pelos autores, onde se nota que o comprimento de embecimento de 50 mm é constante e conseguido através da inclusão de um tupo em PVC coaxial ao varão, durante a betonagem.

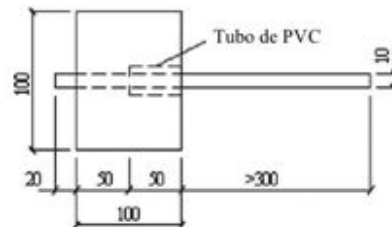


Figura 2.10 - Esquema de provete de arrancamento [Xiao e Falkner, 2005]

O ensaio consistiu no arrancamento do varão, estando o provete de betão travado por uma chapa metálica, sendo a leitura dos escorregamentos feita por dois LVDT, na ponta mais curta do varão.

Os provetes foram divididos em dois lotes idênticos, RAC-I e RAC-II, não havendo nenhuma diferença de composição de betões, correspondendo o primeiro aos provetes com varões lisos e o segundo com varões rugosos. Na Figura 2.11, são apresentadas as curvas carga (kN) - escorregamento (mm) obtidas para os diferentes provetes.

Na Tabela 2.8, são apresentados os mesmos resultados sintetizados em valores médios, por tipo de provete, tornando mais fácil a análise das tendências obtidas nos ensaios.

Tabela 2.8 - Força média de arrancamento (kN) de BR e BAGRB [Xiao e Falkner, 2005]

| Provetes | Força média de pico (kN) |
|------------|--------------------------|
| RAC-I-0 | 14,03 |
| RAC-I-50 | 12,31 |
| RAC-I-100 | 13,13 |
| RAC-II-0 | 27,3 |
| RAC-II-50 | 27,06 |
| RAC-II-100 | 27,3 |

Como conclusões mais relevantes tiradas pelos autores, destacam-se as seguintes:

- a curva força-escorregamento apresentada pelos BAR é semelhante à dos BR, apresentando todas as fases características da rotura por aderência: micro-escorregamento, fendilhação interna, arrancamento e fase descendente;
- em betões com a mesma composição granulométrica com varões lisos, a força de ligação é reduzida em 12 e 6% para taxas de substituição de 50 e 100%,

respectivamente, enquanto que não se notam alterações significativas no caso dos provetes com varões rugosos, independentemente da taxa de substituição;

- para betões com a mesma resistência à compressão, a força de ligação entre os varões e o betão é maior para betões com 100% de substituição de AGP por AGR do que para os respectivos BR;
- o comprimento de amarração para varões rugosos embebidos e BAR com 100% de AGR pode ser considerado igual àquele usado para os betões convencionais.

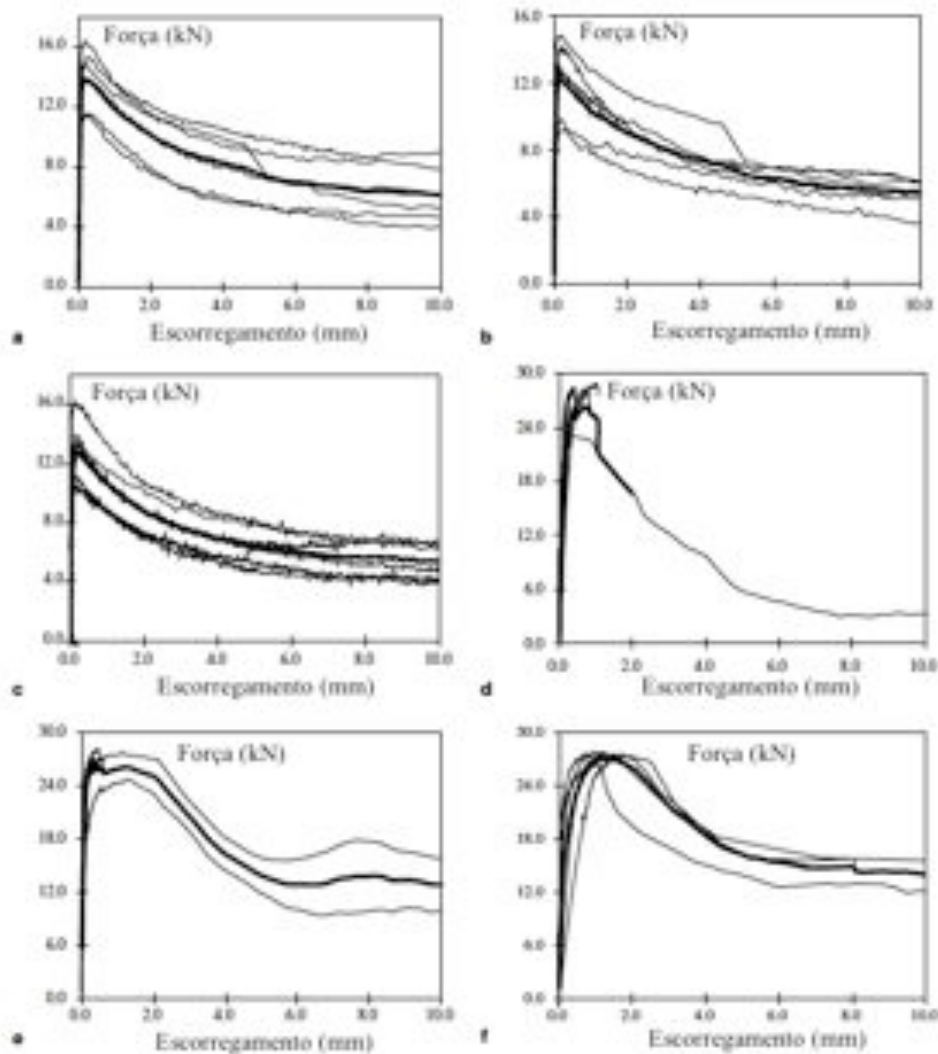


Figura 2.11 - Curvas força-escorregamento de ensaios de arrancamento de BR e BAGRB: (a) RAC-I-0; (b) RAC-I-50; (c) RAC-I-100; (d) RAC-II-0; (e) RAC-II-50; (f) RAC-II-100 [Xiao e Falkner, 2005]

Butler *et al.* (2011) estudaram o efeito da incorporação de agregados reciclados de betão na força de ligação da interface aço-betão. Em vez do ensaio de arrancamento abordado nas anteriores campanhas experimentais, este autor ensaiou os seus provetes segundo o *beam-end test*, ensaio semelhante ao de arrancamento mas que posiciona o varão a ser traccionado num

dos extremos do provete de forma a simular a altura útil das armadura longitudinalis das vigas comuns. Na Figura 2.12, pode-se observar um esquema da montagem do ensaio realizado por Butler *et al.* (2011).

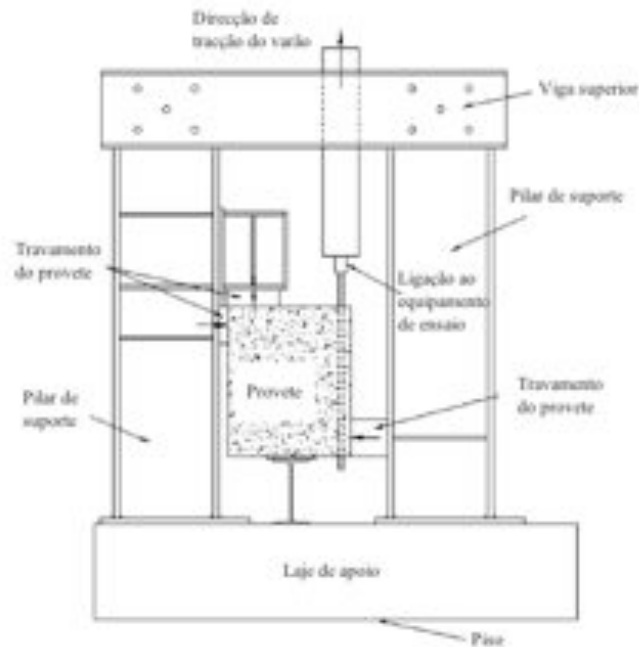


Figura 2.12 - Esquema da montagem do ensaio *beam-end* [Butler *et al.*, 2011]

Os agregados grossos utilizados nesta campanha foram de três tipos: um de AGP, comercializados na zona de Ontário, Canadá e dois de AGR, o primeiro proveniente da trituração de passeios e estruturas de saneamento de via pública (RCA-1) e o segundo proveniente da trituração das estruturas e pista de aterragem do Aeroporto Internacional de Ontário, Canadá. Os agregados finos tiveram origem em areias naturais de rio. Os agregados reciclados foram sujeitos a processos físico-químicos para remoção da pasta cimentícia aderida, nomeadamente dissolução em ácido nítrico, ciclos gelo-degelo e expansão térmica, tendo os autores concluído que com estes processos se pode remover quase 100% da mesma.

Foram produzidas dez amassaduras diferentes divididas em três grupos: referência, substituição directa e substituição baseada na resistência. As duas amassaduras de controlo foram produzidas utilizando AGP, com resistências à compressão de 30 e 50 MPa, respectivamente, apresentando abaixamentos entre 75 e 100 mm.

As quatro amassaduras de substituição directa utilizaram 100% de AGR, medidos em volume, comparativamente às de controlo, tendo sido produzidas com o objectivo de medir a influência destes agregados nas propriedades mecânicas do betão.

As quatro amassaduras de substituição com base na resistência à compressão utilizaram igualmente 100% de AGR, tendo sido alteradas a relação água / cimento, a dosagem de água

e a dosagem de cimento para que fossem atingidas as mesmas características das amassaduras de referência (resistência à compressão de 30 e 50 MPa e abaixamentos entre 75 e 100 mm). Estas amassaduras foram produzidas com o objectivo de averiguar a influência dos AGR na resistência à tracção por compressão diametral e na força de ligação da interface aço-betão.

Foram utilizados, em todos os casos, varões de diâmetro de 25 mm, com comprimentos de embebedimento de 125 e 375 mm, garantidos por tubos de PVC embebidos no betão.

Assim sendo, na Tabela 2.9, foram sintetizados os resultados obtidos para os vários betões, tanto em termos de propriedades do betão como da interface com o varão de aço. A identificação dos provetes é feita da seguinte forma: BE-(tipo de agregado)-(resistência à compressão em MPa)-(comprimento de embebedimento do varão em mm)-(proвете A ou B).

A título exemplificativo, os autores apresentam uma curva tensão média de ligação (MPa) – escorregamento (mm), representada na Figura 2.13, que demonstra a proximidade deste ensaio aos restantes ensaios de arrancamento analisados, sendo constituída por troços semelhantes e identificando os mesmos mecanismos de rotura.

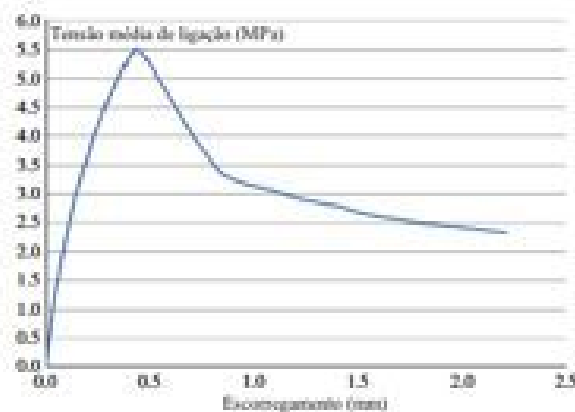


Figura 2.13 - Curva tensão-escorregamento tipo para os ensaios *beam-end* de BR e BAGRB [Butler *et al.*, 2011]

Os autores concluíram que a incorporação de AGRB afecta negativamente a aderência dos betões a varões de aço, mesmo que estes sejam produzidos de forma a obter a mesma resistência à compressão que os BR. Os autores apontaram ainda para a fraca correlação entre a tensão de aderência e a resistência do betão à tracção por compressão diametral, contrariamente ao sugerido na bibliografia. Por outro lado, a correlação encontrada entre a tensão de aderência e a resistência ao esmagamento dos AGRB foi muito satisfatória, sublinhando a importância do conhecimento da origem e características dos agregados. O facto de terem sido ensaiados apenas 2 comprimentos de embebedimento não permitiu tirar conclusões acerca da influência desta variável.

Na presente dissertação, pretende-se criar um modelo numérico com base na Teoria dos Elementos Finitos, que simule o fenómeno de interface desencadeado pelo ensaio de arrancamento.

Torre-Casanova *et al.* (2012) estudaram o efeito do confinamento na força de ligação da interface aço-betão e, para tal, criaram um modelo numérico do mesmo tipo.

Neste modelo, os autores representaram o provete de betão como uma coroa cilíndrica, onde:

- o diâmetro interno da coroa (d) representa o diâmetro nominal do varão embebido;
- a distância (c) representa o recobrimento do provete;
- a altura do provete (l) é igual a 5 diâmetros de varão.

Tabela 2.9 - Resultados de ensaios *beam-end*, resistência à compressão e resistência à tracção por compressão diametral de BR e BAGRB [Butler *et al.*, 2011]

| Provete | Tipo de AG | f_c (MPa) | f_{ct} (MPa) | τ_b (MPa) | % redução da força de ligação |
|-----------------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------------------------|
| BE-NAC-30-125A | Naturais | 34,5 | 2,90 | 6,99 | 0 |
| BE-NAC-30-125B | | | | 5,69 | 0 |
| BE-NAC-30-375A | | | | | |
| BE-NAC-30-375B | | | | | |
| BE-NAC-50-125A | | 49,0 | 3,64 | | |
| BE-NAC-50-125B | | | | 5,86 | 0 |
| BE-NAC-50-375A | | | | | |
| BE-NAC-50-375B | | | | | |
| BE-RAC1-30-125A | RCA1 | 30,9 | 2,81 | | |
| BE-RAC1-30-125B | | | | 5,04 | - 11,4 % |
| BE-RAC1-30-375A | | | | | |
| BE-RAC1-30-375B | | | | | |
| BE-RAC1-50-125A | | 47,9 | 3,39 | | |
| BE-RAC1-50-125B | | | | 5,25 | - 10,3 % |
| BE-RAC1-50-375A | | | | | |
| BE-RAC1-50-375B | | | | | |
| BE-RAC2-30-125A | RCA2 | 31,3 | 2,25 | | |
| BE-RAC2-30-125B | | | | 5,00 | - 12,1 % |
| BE-RAC2-30-375A | | | | | |
| BE-RAC2-30-375B | | | | | |
| BE-RAC2-50-125A | | 49,4 | 3,05 | | |
| BE-RAC2-50-125B | | | | 5,31 | - 9,4 % |
| BE-RAC2-50-375A | | | | | |
| BE-RAC2-50-375B | | | | | |

Para simular o provete de betão, os autores criaram uma malha de elementos finitos com oito vértices cada (aproximadamente cúbicos), com distribuição radial concêntrica com o eixo do varão, tal como representado na Figura 2.14.

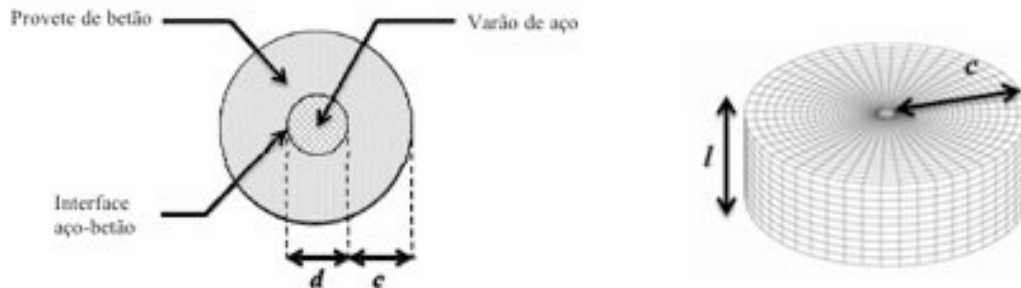


Figura 2.14 - Modelação em elementos finitos do provete do ensaio de arrancamento [Torre-Casanova *et al.*, 2012]

As interações entre aço e betão foram tidas em conta através de uma tensão tangencial e de uma tensão normal a essa superfície, como representado na Figura 2.15. As condições de fronteira foram simuladas através do travamento do modelo nas direcções x, y e z, tal como apresentado na Figura 2.16, em que a superfície z representa a chapa de aço que trava o provete no modelo real.

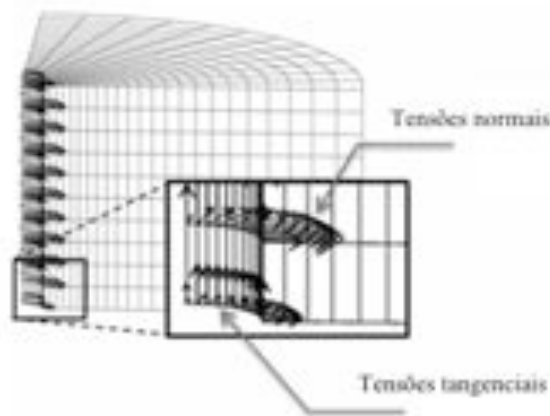


Figura 2.15 - Modelação da interface aço betão do provete do ensaio de arrancamento em elementos finitos [Torre-Casanova *et al.*, 2012]

Não são apresentados resultados desta campanha uma vez que as variáveis em estudo não estão no âmbito da presente dissertação.

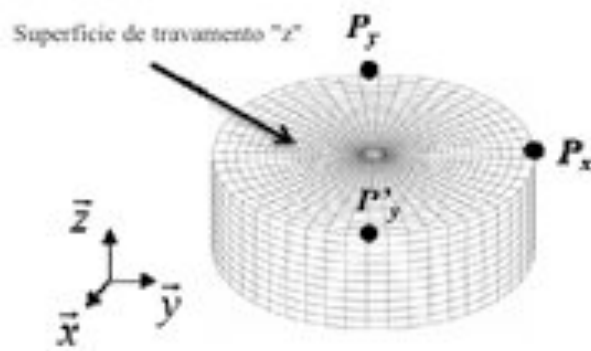


Figura 2.16 - Condições de fronteira para o modelo em elementos finitos do provete do ensaio de arrancamento [Torre-Casanova *et al.*, 2012]

3. Campanha experimental

3.1. Introdução

A presente campanha experimental pretende avaliar a influência da incorporação de AGR de betão em betões estruturais na aderência destes a varões de aço. Para que fosse válida uma análise comparativa, procedeu-se à caracterização, tanto dos agregados, como dos diferentes betões com eles produzidos.

Neste capítulo, apresenta-se a organização da campanha experimental e das várias fases que a compuseram, fazendo-se referência aos ensaios que incluíram cada uma delas. Posteriormente, é explicado o cálculo da composição dos diferentes betões fabricados.

3.2. Planeamento da campanha experimental

A campanha experimental foi dividida em quatro fases, descritas nos próximos subcapítulos.

3.2.1. Primeira fase experimental

A primeira fase da campanha experimental foi dedicada à obtenção de todos os materiais necessários à produção dos betões. Os AGP foram encomendados pelo Laboratório de Construção do IST e foram disponibilizados em três dimensões: brita 1, brita 2 e bago-de-arroz que, posteriormente, foram peneirados e separados nas seguintes fracções: 22,4 a 16 mm, 16 a 11,2 mm, 11,2 a 8 mm, 8 a 5,6 mm e 5,6 a 4 mm. Os AFP foram igualmente encomendados, tendo como origem areias naturais de rio, e foram disponibilizados em duas dimensões: areia grossa e areia fina. Visto que a presente dissertação incide na temática da substituição dos agregados grossos, optou-se por dosear os agregados finos através da análise granulométrica destas areias.

Os AGR foram obtidos pela britagem de um Betão de Origem, encomendado à empresa Unibetão, com as seguintes principais características:

- classe de resistência: C30/37;
- classe de abaixamento: S3;
- dimensão máxima do agregado: 22,4 mm.

O cimento foi encomendado à empresa Secil, tendo sido utilizado o cimento Portland do tipo 42.5 R.

Nas Figuras 3.1 e 3.2, visualizam-se a cofragem para produção do betão de origem e a britadeira para obtenção dos AR, respectivamente.



Figura 3.1 – Cofragem para produção do BO



Figura 3.2 - Britadeira

Os varões de aço necessários ao fabrico dos provetes de arrancamento foram encomendados à empresa Chagas, SA., tendo todos a classe de resistência A500 e diâmetros de 12 e 16 mm.

3.2.2. Segunda fase experimental

A segunda fase da campanha experimental destinou-se à análise e caracterização dos agregados utilizados na produção dos betões.

Os agregados grossos foram caracterizados com base nos seguintes ensaios:

- massa volúmica e absorção de água - NP EN 1097-6 (2003);
- baridade - NP EN 1097-3 (2003);
- desgaste de *Los Angeles* - LNEC E237 (1970);
- índice de forma - NP EN 933-4 (2002);
- teor de humidade - NP EN 1097-5 (2011).

Os agregados finos foram caracterizados com base nos seguintes ensaios:

- análise granulométrica - NP EN 933-1 (2000) e NP EN 933-2 (1999);
- massa volúmica e absorção de água - NP EN 1097-6 (2003);
- baridade - NP EN 1907-3 (2003).

3.2.3 Terceira fase experimental

Na terceira fase, procedeu-se ao fabrico de todos os provetes bem como aos ensaios aos betões no estado fresco, fazendo os devidos controlos de trabalhabilidade dos betões com incorporação de AGR bem como o cálculo da água de compensação. Estes ensaios foram:

- ensaio de abaixamento (cone de Abrams) – NP EN 12350-2 (2009);
- massa volúmica – NP EN 12350-6 (2009).

3.2.4. Quarta fase experimental

Na quarta e última fase da campanha experimental, procedeu-se aos ensaios dos betões no estado endurecido, o que inclui todos os ensaios de caracterização dos betões e ainda os ensaios de arrancamento.

Os ensaios realizados nesta fase foram:

- resistência à compressão aos 7, 28 e 56 dias – NP EN 12390-3 (2011);
- resistência à tracção por compressão diametral aos 28 dias – NP EN 12390-6 (2011);
- módulo de elasticidade aos 28 dias – LNEC E397 (1993);
- resistência à abrasão aos 91 dias – DIN 52108 (2002);
- arrancamento (*pull-out test*) aos 70 dias - adaptado da norma RC6 do RILEM para *pull-out test*, edição revista de 1983.

Na Tabela 3.1, encontram-se as quantidades e dimensões dos provetes para os ensaios de caracterização dos betões e para os ensaios de arrancamento. A quantidade total de provetes é obtida por multiplicação por 4, pois para cada taxa de substituição de agregados (0, 20, 50 e 100%).

No que aos provetes a ensaiar ao arrancamento diz respeito, optou-se por estudar e combinar quatro variáveis, que conduziram a um total de 72 provetes:

- 4 taxas de substituição de AGP por AGR: 0, 20, 50 e 100%;
- 2 diâmetros de varão de aço: 12 e 16 mm;
- 3 comprimentos de embebimento de varão: 5, 10 e 15 diâmetros;
- 3 exemplares para cada tipo de provete.

A escolha das taxas de substituição foi feita com o objectivo de ter duas taxas limite (0 e 100%), para que houvesse um conjunto de provetes de referência e outro para o estudo da substituição total. A taxa de 50% representa o ponto intermédio entre os limites e a taxa de 20% é a mais comumente aceite em alguns regulamentos como aquela aceitável para

aplicação a betões estruturais sem haver necessidade de fazer alterações no processo de cálculo.

Tabela 3.1 - Quantidades e dimensões de provetes utilizados na campanha experimental

| Ensaio | Idade (dias) | Provetes | Forma | Dimensões (mm) | Total de provetes (x4) |
|--|--------------|----------|----------|----------------|------------------------|
| Resistência à compressão | 7 | 3 | Cubo | 150 | 44 |
| | 28 | 5 | | | |
| | 56 | 3 | | | |
| Resistência à tracção por compressão diametral | 28 | 3 | Cilindro | d=150 h=300 | 12 |
| Módulo de elasticidade | 28 | 2 | Cilindro | d=150 h=300 | 8 |
| Resistência à abrasão | 91 | 3 | Prisma | a=b=71 h=50 | 12 |
| Arrancamento | 70 | 18 | Cilindro | d=200 h=300 | 72 |

3.3. Formulação dos betões

3.3.1. Introdução

O betão é um material heterogéneo composto por uma mistura de cimento, agregados grossos (granulometria superior a 4 mm) e finos, água e, eventualmente, adjuvantes e adições. A dosagem dos diversos constituintes faz variar a resistência, a durabilidade e o nível de custos de um betão. Deste modo, face à infinidade de composições que procuram responder às diversas exigências de resistência, durabilidade e economia, optou-se por recorrer ao método de Faury para desenvolver os betões, com base na obra “Fabrico e propriedades do betão” de A. de Sousa Coutinho (1988).

3.3.2. Betão de referência

O betão de referência é aquele cujas propriedades devem ser igualadas por todos os outros produzidos na campanha experimental e, como tal, para o seu fabrico foram seguidos os seguintes pressupostos:

- classe de resistência: C30/37;
- classe de consistência: S3 (100 a 150 mm);
- classe de exposição: XC3 (moderadamente húmido);
- ligante: CEM II A-L 42.5 R da cimenteira da SECIL no Outão, Setúbal;
- tipo de agregados: calcários;

- máxima dimensão do agregado: 22,4 mm;
- água de amassadura: potável, da rede pública de abastecimento;
- ambiente de fabrico: laboratório;
- adjuvantes e adições: nenhuns;
- método de compactação: vibração mecânica com agulha vibração;
- medição dos componentes em peso.

Estes pressupostos têm em vista a produção de betões, tanto BR como BAR, com resistência à compressão de 37 MPa, correspondente à classe de resistência acima referida.

Por outro lado, admite-se um intervalo de abaixamento do cone de Abrams de 125 ± 10 mm, coincidente com o ponto médio da classe de consistência S3, que se julga proporcionar uma trabalhabilidade adequada ao estudo em causa.

3.3.2.1 Máxima dimensão do agregado

A máxima dimensão do agregado pode ser definida, como referido por André (2012), citando a ASTM, como a menor dimensão da abertura da malha do peneiro, da série de peneiros utilizada, através da qual passa, pelo menos, 90% da massa do agregado.

Este parâmetro tem influência significativa no volume de vazios, sendo proporcional ao mesmo, aumentando ainda o efeito de parede e a dificuldade de vibração do betão (Fonseca, 2009). Na presente campanha experimental, adoptou-se para máxima dimensão do agregado 22,4 mm, sendo necessário verificar a ocorrência do efeito de parede. A escolha desta dimensão refere-se ao ajuste à gama de peneiros a utilizar durante a campanha.

Segundo Faury, o efeito de parede não ocorre caso a máxima dimensão do agregado não exceda 1/3 do raio menor (R) dos moldes a utilizar, ou seja:

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{4}{3} \cdot R \quad (3.1)$$

tendo:

$$R = \frac{\text{volume a encher de bet\~{a}o}}{\text{superf\~{i}cie confinante do volume de bet\~{a}o}} \quad (3.2)$$

e $D_{m\acute{a}x}$ como a máxima dimensão do agregado.

Na Tabela 3.2, encontra-se uma síntese da geometria e volume dos provetes a utilizar na presente campanha experimental, de forma a verificar se em algum caso o valor de $D_{\text{máx}}$ que evita a ocorrência do efeito de parede para cada molde não é inferior ao adoptado na campanha experimental.

Tabela 3.2 - Verificação da não existência de efeito de parede

| Provete | Dimensões (mm) | Superfície confinante (cm ²) | Volume do provete (cm ³) | Raio (mm) | $D_{\text{máx}}$ (mm) |
|------------|----------------|--|--------------------------------------|-----------|-----------------------|
| Cúbico | 150 x 150 | 1350 | 3375 | 25 | 33,3 |
| Cilíndrico | d=150, h=300 | 1414 | 5302 | 37,5 | 50 |
| Cilíndrico | d=200, h=300 | 1885 | 9424 | 50 | 66,67 |
| Prismático | 71 x 71 x 50 | 243 | 252 | 10,4 | 13,9 |

Nota-se que os provetes cúbicos e ambos os cilíndricos têm um valor de $D_{\text{máx}}$ superior ao do agregado, não acontecendo o mesmo com o provete prismático. No entanto, este último provete é fabricado em laboratório pela serragem de provetes cúbicos de 150 x 150 mm, pelo facto de não existir cofragem com as dimensões necessárias. Pelo facto de esses provetes serem obtidos de uma betonagem num molde 150 x 150 mm, e visto que o efeito de parede, a ocorrer, surgirá no momento da betonagem, os provetes 71 x 71 x 50 irão beneficiar da ausência desse fenómeno nos provetes a partir dos quais foram obtidos (serrados). Assim sendo, conclui-se que não ocorre fenómeno de parede para nenhum dos moldes.

3.3.2.2. Volume de vazios

O processo de vibração do betão tem em vista a compactação do mesmo, removendo o ar contido na mistura e promovendo o rearranjo das partículas. No entanto, embora se consigam bons resultados com este processo, é impossível remover todo o ar presente no betão, que vai ocupar o volume de vazios do mesmo (V_v). O *American Concrete Institute* (norma ACI 613-44), propõe valores médios para o volume de vazios em função da dimensão máxima do agregado do betão, apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Volume de vazios em função da máxima dimensão do agregado [ACI 613-44]

| $D_{\text{máx}}$ – máxima dimensão do agregado (mm) | V_v – volume de vazios (l/m ³) |
|---|--|
| 9,5 | 30 |
| 12,7 | 25 |
| 19,1 | 20 |
| 25,4 | 15 |
| 38,1 | 10 |

Assim sendo, o volume de vazios correspondente a $D_{\text{máx}}$ de 22,4 mm é obtido pela interpolação dos valores da tabela, de onde se obtém:

$$V_v = 15 - (25,4 - 22,4) \times \left(\frac{15-20}{25,4-19,1} \right) = 17,4 \text{ l/m}^3 = 0,0174 \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad (3.3)$$

3.3.2.3. Índice de vazios

O volume de vazios mínimo de um betão é conseguido para o volume máximo de sólidos que pode ser utilizado no mesmo. O índice de vazios (I_v) estabelece essa relação e permite saber o volume total de água por metro cúbico que é necessário para preencher o referido volume. Faury propõe uma expressão de cálculo para índice de vazios que consiste em:

$$I_v = \frac{K}{\sqrt[5]{D_{m\acute{a}x}}} + \frac{K'}{\frac{R}{D_{m\acute{a}x}} - 0,75} \quad (3.4)$$

em que se tem:

K e K' dependem da trabalhabilidade do betão, meios de compactação e natureza dos agregados e cujos valores se encontram na Tabela 3.4;

$D_{m\acute{a}x}$ já definido;

R já definido.

Tabela 3.4 - Tabela de cálculo do índice de vazios (Coutinho, 1988)

| Trabalhabilidade | Meios de compactação aplicáveis | Valores de K | | | Valores de K' |
|------------------|--|------------------------|-------------------------|------------------------------------|---------------|
| | | Natureza do agregado | | | |
| | | Areia rolada | | Areia e agregados grossos britados | |
| | | Agregado grosso rolado | Agregado grosso britado | | |
| Terra húmida | Vibração potente e compressão (pré-fabricação) | 0,24 | 0,25 | 0,27 | 0,002 |
| Seca | Vibração potente (pré-fabricação) | 0,25 a 0,27 | 0,26 a 0,28 | 0,28 a 0,30 | 0,003 |
| Plástica | Vibração média | 0,26 a 0,28 | 0,28 a 0,30 | 0,30 a 0,35 | 0,003 |
| Mole | Apiloamento | 0,34 a 0,36 | 0,36 a 0,38 | 0,38 a 0,40 | 0,003 |
| Fluida | Espalhamento e compactação pelo peso próprio | ≤ 0,36 | ≥ 0,38 | ≥ 0,40 | ≥ 0,004 |

O betão utilizado na presente campanha experimental possui trabalhabilidade considerada mole e, uma vez que os agregados serão britados e as areias roladas de rio, os parâmetros K e K' a adoptar são 0,36 e 0,003, respectivamente.

Deste modo, tem-se que:

$$I_v = \frac{0,36}{\sqrt[5]{22,4}} + \frac{0,003}{\frac{25}{22,4} - 0,75} = 0,201 \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad (3.5)$$

3.3.2.4. Dosagem de água de amassadura

A água exerce várias funções na mistura de betão, entre as quais garantir as reacções de hidratação do ligante, humedecer a superfície dos agregados e permitir que estes adiram à pasta de cimento e ainda conferir trabalhabilidade. Como referido, o índice de vazios traduz a necessidade de água para preenchimento dos vazios da mistura, por unidade de volume de betão. Assim sendo, a dosagem de água (A) pode ser determinada pela expressão seguinte, com todos os termos já definidos:

$$I_v = A + V_v \Leftrightarrow A = I_v - V_v = 0,201 - 0,0174 = 0,1836 \quad (3.6)$$

3.3.2.5. Valor médio da resistência à compressão

Como referido no início do capítulo, pretende-se que o BR apresente classe de resistência C30/37 cuja resistência à compressão pode ser calculada conforme a expressão proposta por Nepomuceno (1999), em que f_{ck} para provetes de 15 cm de aresta é 37 MPa:

$$f_{cm} = f_{ck} + \lambda \times S_n \quad (3.7)$$

em que

f_{cm} é o valor médio de resistência à compressão (MPa);

f_{ck} é o valor característico da resistência à compressão (MPa);

λ é um parâmetro estatístico que depende do nível de probabilidade associado ao número de amostras, e tende para 1,64 quando este é suficientemente elevado;

S_n é o desvio padrão (MPa) e depende da variabilidade prevista para o betão, em função do nível de resistência e do controlo da produção.

Os valores de S_n apresentados por Coutinho (1988), encontram-se na Tabela 3.5 e são referentes a betões com resistência média de 35 MPa em função do modo de medição dos componentes e do controlo da produção.

Como apresentado nos pressupostos assumidos para a formulação dos betões, tem-se que todos os materiais serão pesados e que o ambiente laboratorial permite um bom controlo da produção, facto que leva à escolha de um desvio padrão de 4,4 MPa.

Assim sendo, a equação dada toma a seguinte valor:

$$f_{cm} = 37 + 1,64 \times 4,4 = 44,2 \text{ MPa} \quad (3.8)$$

Tabela 3.5 - Tipo de medição e grau de controlo da produção (Coutinho, 1988)

| Medição dos componentes | | Grau de controlo da produção | Desvio padrão (MPa) |
|-------------------------|-----------------------|------------------------------|---------------------|
| Cimento | Agregados | | |
| Peso (servomecanismo) | Peso (servomecanismo) | Fraco | 5,6 |
| | | Normal | 4,6 |
| | | Bom | 3,6 |
| Peso | Peso | Fraco | 6,5 |
| | | Normal | 5,4 |
| | | Bom | 4,4 |
| Peso | Volume | Fraco | 7,2 |
| | | Normal | 6,0 |
| | | Bom | 4,7 |
| Volume | Volume | Fraco | 7,6 |
| | | Normal | 6,5 |
| | | Bom | 5,3 |

3.3.2.6. Dosagem de cimento

O método de Faury não permite calcular a dosagem de cimento (C) necessária para a obtenção da resistência do betão aos 28 dias, pelo que se recorre à expressão proposta por Feret em 1892, que relaciona a dosagem de cimento, a dosagem de água e o volume de vazios com a resistência média à compressão:

$$f_{cm} = K \times \left(\frac{C}{A + C + V_v} \right)^2 \quad (3.9)$$

onde:

K é o parâmetro de Feret;
 todos os outros termos já definidos.

Segundo Popovics (1998), citado por André (2012), o parâmetro de Feret é um parâmetro empírico, como observado por André (2012), que depende das unidades utilizadas e de todos os factores que influenciam a resistência do betão, com excepção do rácio cimento – pasta. No caso de um cimento 42,5 R sem adições, este parâmetro assume um valor mínimo de 315 e máximo de 350, aos 28 dias. Substituindo estes valores na expressão apresentada, obtêm-se os seguintes valores limite:

$$44,2 = 315 \times \left(\frac{C}{0,185 + C + 0,0174} \right)^2 \Leftrightarrow C_{m\acute{a}x} = 0,12 \quad (3.10)$$

$$44,2 = 350 \times \left(\frac{C}{0,185 + C + 0,0174} \right)^2 \Leftrightarrow C_{min} = 0,111 \quad (3.11)$$

Considerando a massa volúmica do cimento (3050 kg/m^3) utilizada por outros investigadores na mesma instituição (IST), que habitualmente recorrem ao mesmo fornecedor nos seus projectos de investigação, as dosagens de cimento limite em massa por unidade de volume de betão são dadas por:

$$C_{m\acute{a}x} = 0,12 \times 3050 = 366 \text{ kg/m}^3 \quad (3.12)$$

$$C_{min} = 0,111 \times 3050 = 338,6 \text{ kg/m}^3 \quad (3.12)$$

Considerando os limites obtidos, adopta-se uma dosagem intermédia de 350 kg/m^3 .

3.3.2.7. Relação água / cimento

A quantidade de água da mistura é um dos principais condicionantes no que diz respeito às propriedades tanto do betão no estado fresco, como endurecido. A mesma deverá ser suficiente para as reacções de hidratação do ligante. O excesso de água tem inúmeras consequências negativas para as propriedades do betão.

A expressão que permite calcular a relação a / c é a seguinte:

$$\frac{a}{c} = \frac{183,6}{350} = 0,52 \quad (3.13)$$

3.3.2.8. Volume das partículas de cimento

A expressão que define o volume ocupado pelas partículas de cimento (V_c), por unidade de volume de betão produzido, é:

$$V_c = \frac{c}{\delta_c} \quad (3.14)$$

onde:

δ_c é a massa volúmica do cimento utilizado;

todas as outras variáveis já definidas.

Deste modo, o volume ocupado pelas partículas de cimento é dado por:

$$V_c = \frac{350}{3050} = 0,115 \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad (3.15)$$

3.3.2.9. Volume de agregados

A expressão que fornece o volume total ocupado pelos agregados (V_a) é dada por:

$$1 = V_c + A + V_v + V_a \quad (3.16)$$

Por substituição de valores, obtém-se:

$$1 = 0,115 + 0,1836 + 0,0174 + V_a \Leftrightarrow V_a = 0,684 \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad (3.17)$$

3.3.2.10. Volume total das partículas sólidas

O volume de partículas sólidas inclui o volume de agregados e o volume de partículas de cimento, pelo que a sua quantidade se obtém pela soma de ambos os parâmetros já obtidos:

$$V_s = V_c + V_a = 0,115 + 0,684 = 0,799 \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad (3.18)$$

3.3.2.11. Percentagem de volume de cimento em relação ao volume de sólidas

A percentagem de volume de cimento em relação ao volume de sólidos é dada pela razão entre os dois parâmetros já definidos:

$$C_{\%} = \frac{V_c}{V_s} \times 100 = \frac{0,115}{0,799} \times 100 = 14,4\% \quad (3.19)$$

3.3.2.12. Curva de referência de Faury

As curvas de referência têm como principais objectivos a definição da composição granulométrica ideal e as quantidades relativas de cada um dos tipos de agregado que compõem o betão, maximizando a compacidade global da mistura (André, 2012). A curva de referência de Faury, adoptada no cálculo dos betões da presente campanha experimental, permite calcular a percentagem de material retido em cada peneiro, da gama de peneiros seleccionados para a mesma campanha.

A construção geométrica que compõe a curva de referência de Faury é dada por dois segmentos de recta enquadrados num referencial xx-yy em que as abcissas apresentam uma escala proporcional à raiz quinta da dimensão das partículas, assumindo valores entre 0,0065 mm (menor dimensão das partículas de cimento), e o valor já definido de $D_{máx}$, enquanto que as ordenadas representam uma escala linear da percentagem de material retida em cada peneiro. As percentagens apresentadas pela curva de referência são valores relativos ao volume de sólidos da mistura e não ao volume de betão, uma vez que apenas os primeiros são passíveis de peneiração.

A determinação da curva de referência de Faury é feita pela determinação de três pontos, que definem perfeitamente os dois segmentos de recta que a compõem:

Ponto inicial

$$X = 0,0065 \text{ mm};$$

$$Y = 0\%$$

Ponto intermédio

$$X = \frac{D_{máx}}{2} = \frac{22,4}{2} = 11,2 \text{ mm}$$

$$Y = P_{D/2} = A + 17\sqrt[5]{D_{máx}} + \frac{B}{D^{-0,75}};$$

onde

A e B são parâmetros relacionados com a natureza dos agregados, meios de compactação e consistência do betão e podem ser obtidos na Tabela 3.6.

Considera-se novamente a trabalhabilidade mole característica de betões de classe de consistência S3, em estudo na presente campanha experimental. Consideram-se novamente areias roladas de rio e agregados grossos britados, levando à adopção de parâmetros A e B iguais a 30 e 2, respectivamente. Deste modo, a ordenada do ponto intermédio é dada por:

$$P_{D/2} = 30 + 17\sqrt[5]{22,4} + \frac{2}{\frac{25}{22,4} - 0,75} = 67,1\% \quad (3.20)$$

Tabela 3.6 - Coeficientes A e B da curva de referência de Faury (Coutinho, 1988)

| Trabalhabilidade | Meios de compactação | A | | | B |
|------------------|--|---------------------------|----------------------------|------------------------------------|----------|
| | | Natureza dos agregados | | | |
| | | Areia rolada | | Areia e agregados grossos britados | |
| | | Agregados grossos rolados | Agregados grossos britados | | |
| Terra húmida | Vibração muito potente e possível compressão | ≤ 18 | ≤ 19 | ≤ 20 | 1 |
| Seca | Vibração potente | 20 a 21 | 21 a 22 | 22 a 23 | 1 a 1,5 |
| Plástica | Vibração média | 21 a 22 | 23 a 24 | 25 a 26 | 1,5 |
| Mole | Apiloamento | 28 | 30 | 32 | 2 |
| Fluida | Natural | 32 | 34 | 38 | 2 |

Ponto final

X = 22,4 mm;

Y = 100%.

Como referido, a curva de referência de Faury é relativa ao total do volume de sólidos que compõem a mistura dos betões, o que inclui, além dos agregados, as partículas de cimento. Torna-se necessário determinar a curva de referência sem cimento que, após o cálculo de C%, pode ser definida pelos pontos apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Pontos da curva de referência de Faury

| | Abcissas (mm) | Ordenadas (%) | Ordenadas descontando cimento (14,4%) (%) | Restabelecimento para 100% (%) |
|---------------------|---------------|---------------|---|--------------------------------|
| D _{máx} | 22,4 | 100 | 85,6 | 100 |
| D _{máx} /2 | 11,2 | 67,12 | 52,72 | 61,59 |
| Di | 0,125 | 15,73 | 1,33 | 1,55 |

Para efeitos comparativos, são apresentadas na Figura 3.3 as curvas de referência de Faury com e sem cimento, dadas pelos pontos calculados.

Segundo André (2012), para a determinação das quantidades dos diferentes agregados, é necessário ajustar as respectivas curvas granulométricas à curva de referência de Faury. Uma vez que a presente campanha experimental pretende estudar o efeito da substituição da fracção grossa dos agregados, a determinação das suas quantidades é feita por ajuste à referida curva de referência. A fracção fina, que não é variável na presente campanha, é quantificada

recorrendo a análises granulométricas representativas de dois lotes de areia de rio, areia “fina” e areia “grossa”. Com base nesses resultados, as quantidades dos dois tipos de areia são combinados para que o total da fracção fina se aproxime o máximo da curva de referência adoptada.

3.3.2.13. Composição dos betões de referência

A composição dos betões e o cálculo das quantidades dos diversos componentes seguem o raciocínio apresentado no subcapítulo anterior. Para pô-lo em prática, é necessário conhecer a percentagem exacta de partículas acumuladas passadas, para cada intervalo granulométrico representado pela gama de peneiros. Tendo em conta que a curva de referência de Faury é composta por duas semi-rectas, é possível conhecer as equações que as definem e, assim, os pontos correspondentes às referidas granulometrias.

A forma geral da equação é da semi-recta é dada por:

$$P(d) = a \times d + b \quad (3.21)$$

onde

$P(d)$ é a percentagem de partículas acumuladas passadas;

d é a raiz quinta da dimensão das partículas;

a é o declive da recta;

b é a ordenada na origem.

Os coeficientes a e b são obtidos pelas seguintes expressões:

$$a = \frac{\Delta P(d)}{\Delta d} \quad (3.21)$$

$$b = P(d) - a \times d \quad (3.22)$$

que, para a curva de Faury calculada, originam os resultados apresentados na Tabela 3.8.

Com os coeficientes calculados, foi possível definir a percentagem de material acumulado passado para cada abertura de malha da gama de peneiros definida, como apresentado na Tabela 3.9. As curvas de Faury com e sem cimento são apresentadas na Figura 3.3.

CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 3.8 - Pontos a e b da semi-recta da curva de referência de Faury

| Segmento de recta | a | b |
|--------------------|----------|-----------|
| D de 11,2 a 0,0065 | 64,7919 | -40,4872 |
| D de 22,4 a 11,2 | 147,0297 | -173,8133 |

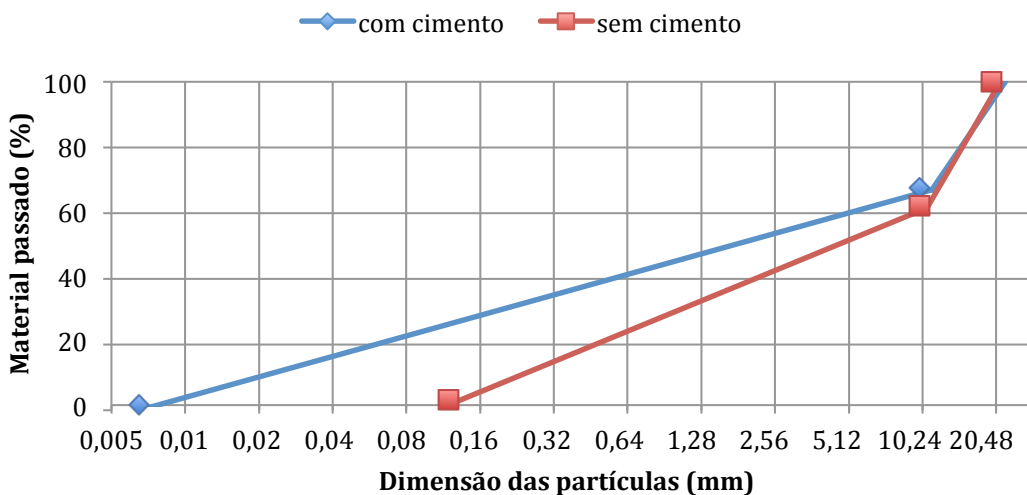


Figura 3.3 - Curvas de Faury com e sem cimento

Tabela 3.9 - Material acumulado (%) em função da abertura da malha do peneiro

| Abertura da malha (mm) | Resíduos acumulados passados (%) |
|------------------------|----------------------------------|
| 22,4 | 100,0 |
| 16 | 82,2 |
| 11,2 | 64,6 |
| 8 | 57,7 |
| 5,6 | 51,0 |
| 4 | 45,0 |
| 2 | 33,9 |
| 1 | 24,3 |
| 0,5 | 15,9 |
| 0,25 | 8,6 |
| 0,125 | 2,3 |
| 0,0625 | -3,3 |

Seguidamente, calculou-se a percentagem de material retido em cada peneiro, recorrendo à seguinte expressão:

$$\% \text{ mat. retido no peneiro } i = \%d_i - \%d_{i-1} \quad (3.23)$$

onde:

$\%d_i$ e $\%d_{i-1}$ representam a percentagem de material acumulado nos peneiros i e $i-1$.

Com a determinação deste parâmetro, procede-se ao cálculo do volume (V_i) retido em cada peneiro, através da expressão:

$$V_i = \frac{\% \text{ retido peneiro } i \times V_a}{100} \quad (3.24)$$

com todos os parâmetros já definidos.

Sabendo a massa volúmica dos agregados, foi possível determinar as massas retidas em cada peneiro, como apresentado na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Composição do betão de referência

| Tipo de agregado | Intervalo de peneiros (mm) | Material retido (%) | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) |
|----------------------------|----------------------------|---------------------|--|----------------------------|
| Agregados grossos | 16 – 22,4 | 19,3 | 0,132 | 351,1 |
| | 11,2 – 16 | 19,1 | 0,131 | 348,5 |
| | 8 – 11,2 | 6,6 | 0,045 | 119,7 |
| | 5,6 – 8 | 6,5 | 0,045 | 119,7 |
| | 4 – 5,6 | 5,7 | 0,039 | 103,7 |
| Agregados finos | Areia grossa | 35,1 | 0,240 | 500,4 |
| | Areia fina | 7,7 | 0,053 | 263,9 |
| Total de agregados | | | 0,684 | |
| Cimento: CEM II A-L 42,5 R | | | 0,115 | 350 |
| Água | | | 0,184 | 183,6 |
| Relação a/c total | | | 0,52 | |
| Volume total | | | 1,00 | |

3.3.2.14. Composição dos betões com incorporação de agregados reciclados

Com os resultados obtidos no subcapítulo anterior, é possível sintetizar a formulação de todos os betões a utilizar na presente campanha experimental. Deste modo, começa-se por apresentar na Tabela 3.11, a título comparativo, a composição sintetizada do betão de referência (BR).

CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 3.11 - Composição do BR

| Identificação | | Betão de referência - BR | | | |
|---|----------------------------|--|----------------------------|--|----------------------------|
| Tipos de agregados grossos | | Primários | | | |
| Taxa de substituição por agregados grossos reciclados | | 0 % | | | |
| Tipo de agregado | Intervalo de peneiros (mm) | Agregados primários | | Agregados reciclados | |
| | | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) |
| Agregados grossos | 16 - 22,4 | 0,132 | 351,1 | 0 | 0 |
| | 11,2 - 16 | 0,131 | 348,5 | 0 | 0 |
| | 8 - 11,2 | 0,045 | 119,7 | 0 | 0 |
| | 5,6 - 8 | 0,045 | 119,7 | 0 | 0 |
| | 4 - 5,6 | 0,039 | 103,7 | 0 | 0 |
| Agregados finos | Areia grossa | 0,240 | 500,4 | - | - |
| | Areia fina | 0,053 | 263,9 | - | - |
| Total de agregados | | 0,684 | 1806,0 | 0 | 0 |
| Cimento | | 0,115 | 350 | | |
| Água | | 0,184 | 183,6 | | |
| Relação a/c total | | 0,52 | | | |
| Volume total | | 1 | | | |

Na Tabela 3.12, é apresentada a composição do betão com taxa de substituição de AGR por AGP de 20% (B20).

Tabela 3.12 - Composição do B20

| Identificação | | B20 | | | |
|---|----------------------------|--|----------------------------|--|----------------------------|
| Tipos de agregados grossos | | Primários e reciclados | | | |
| Taxa de substituição por agregados grossos reciclados | | 20 % | | | |
| Tipo de agregado | Intervalo de peneiros (mm) | Agregados primários | | Agregados reciclados | |
| | | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) |
| Agregados grossos | 16 - 22,4 | 0,106 | 282,0 | 0,026 | 58,0 |
| | 11,2 - 16 | 0,105 | 279,3 | 0,026 | 58,0 |
| | 8 - 11,2 | 0,036 | 95,8 | 0,009 | 20,1 |
| | 5,6 - 8 | 0,036 | 95,8 | 0,009 | 20,1 |
| | 4 - 5,6 | 0,031 | 82,5 | 0,008 | 17,8 |
| Agregados finos | Areia grossa | 0,192 | 500,4 | - | - |
| | Areia fina | 0,101 | 263,9 | - | - |
| Total de agregados | | 0,606 | 1599,5 | 0,078 | 173,9 |
| Cimento | | 0,115 | 350 | | |
| Água | | 0,185 | 185 | | |
| Relação a/c total | | 0,54 | | | |
| Volume total | | 1 | | | |

Na Tabela 3.13, é apresentada a composição do betão com taxa de substituição de AGR por AGP de 50% (B50)

CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 3.13 - Composição do B50

| Identificação | | B50 | | | |
|---|----------------------------|--|----------------------------|--|----------------------------|
| Tipos de agregados grossos | | Primários e reciclados | | | |
| Taxa de substituição por agregados grossos reciclados | | 50 % | | | |
| Tipo de agregado | Intervalo de peneiros (mm) | Agregados primários | | Agregados reciclados | |
| | | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) |
| Agregados grossos | 16 - 22,4 | 0,066 | 175,6 | 0,066 | 165 |
| | 11,2 - 16 | 0,065 | 172,9 | 0,065 | 162,5 |
| | 8 - 11,2 | 0,023 | 61,2 | 0,023 | 57,5 |
| | 5,6 - 8 | 0,022 | 58,5 | 0,022 | 56,25 |
| | 4 - 5,6 | 0,02 | 53,2 | 0,02 | 48,75 |
| Agregados finos | Areia grossa | 0,192 | 500,4 | | |
| | Areia fina | 0,101 | 263,9 | | |
| Total de agregados | | 0,488 | 1285,6 | 0,196 | 437,1 |
| Cimento | | 0,115 | 350 | | |
| Água | | 0,184 | 183,6 | | |
| Relação a/c total | | 0,56 | | | |
| Volume total | | 1 | | | |

Por fim, na Tabela 3.14, é apresentada a composição do betão com taxa de substituição de AGR por AGP de 100% (B100).

Tabela 3.14 - Composição do B100

| Identificação | | B100 | | | |
|---|----------------------------|--|----------------------------|--|----------------------------|
| Tipos de agregados grossos | | Primários e reciclados | | | |
| Taxa de substituição por agregados grossos reciclados | | 100 % | | | |
| Tipo de agregado | Intervalo de peneiros (mm) | Agregados primários | | Agregados reciclados | |
| | | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) | Volume (m ³ /m ³) | Massa (kg/m ³) |
| Agregados grossos | 16 - 22,4 | 0 | 0 | 0,132 | 294,4 |
| | 11,2 - 16 | 0 | 0 | 0,131 | 292,1 |
| | 8 - 11,2 | 0 | 0 | 0,045 | 100,4 |
| | 5,6 - 8 | 0 | 0 | 0,045 | 100,4 |
| | 4 - 5,6 | 0 | 0 | 0,039 | 87,0 |
| Agregados finos | Areia grossa | 0,192 | 500,4 | - | - |
| | Areia fina | 0,101 | 263,9 | - | - |
| Total de agregados | | 0,293 | 764,3 | 0,392 | 874,2 |
| Cimento | | 0,115 | 350 | | |
| Água | | 0,184 | 183,6 | | |
| Relação a/c total | | 0,6 | | | |
| Volume total | | 1 | | | |

3.3.2.15. Cálculo da água de compensação

Como referido, os AR têm maior absorção de água, o que obriga a uma compensação da água de amassadura para manutenção das trabalhabilidades relativamente aos respectivos BR.

A absorção de água dos AR aos 10 minutos, tempo médio de uma amassadura, foi estimada em 3,18%, tal como referido no subcapítulo 2.3.1. As quantidades de água, em kg, para cada amassadura são calculadas através da multiplicação da massa total de AR pela absorção de água dos mesmos. As quantidades de água de compensação para cada tipo de betão encontram-se na Tabela 3.15. Com a compensação de água, é mantida a relação a/c efectiva, alterando-se a relação a/c absoluta, tal como constante na composição dos diferentes betões.

Tabela 3.15 - Água de compensação dos diferentes betões

| Tipo de betão | Água de compensação [kg/m ³] |
|---------------|--|
| BR | 0 |
| B20 | 5,53 |
| B50 | 13,90 |
| B100 | 27,80 |

3.4. Ensaios de caracterização dos agregados

Dado que as propriedades mecânicas dos betões estão intimamente relacionadas com as propriedades dos agregados que os compõem, torna-se de extrema importância a caracterização dos mesmos. Assim sendo, são apresentadas neste subcapítulo as metodologias e respectivas normas adoptadas durante esta fase da campanha.

3.4.1. Análise granulométrica

3.4.1.1. Objectivo do ensaio

A análise granulométrica pretende fazer a descrição estatística da dimensão das partículas que constituem determinada amostra de agregados. Este ensaio só é relevante, na presente dissertação, para o caso dos agregados finos (areia grossa e areia fina), visto que os agregados grossos foram separados por fracções através do método de peneiração mecânica.

3.4.1.2. Normas do ensaio

A norma que rege este ensaio é a norma europeia / portuguesa NP EN 933-1 (2000) “*Ensaios das propriedades geométricas dos agregados Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração*”. Associada a esta norma existe a NP EN 933-2 (1999) onde se encontram as especificações

das dimensões nominais das aberturas, formato da tela de arame e chapas perfuradas dos peneiros utilizados no ensaio.

3.4.1.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios respeitantes a este ensaio são:

- estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C (Figura 3.6);
- série de peneiros, conforme a norma NP EN 933-2 (Figura 3.5);
- agitador de peneiros mecânico (Figura 3.5);
- balança de precisão de $\pm 0,1\%$ da massa a determinar (Figura 3.4).



Figura 3.4 – Balança de precisão



Figura 3.5 – Série de peneiros e agitador



Figura 3.6 – Estufa ventilada

3.4.1.4. Amostras

Como definido na norma NP EN 933-1, as massas mínimas para as amostras vêm em função da menor abertura do peneiro através do qual passa, pelo menos, 90% da massa do agregados (máxima dimensão do agregados $D_{m\acute{a}x}$). Após a secagem, o provete deverá possuir massa superior à mínima apresentada na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 - Massa mínima do provete do ensaio de análise granulométrica em função da máxima dimensão do agregado

| Máxima dimensão do agregado (mm) | Massa do provete (mínimo) kg |
|----------------------------------|------------------------------|
| 63 | 40 |
| 32 | 10 |
| 16 | 2,6 |
| 8 | 0,6 |
| ≤ 4 | 0,2 |

Caso o valor de $D_{\text{máx}}$ não se encontre na referida tabela, a norma permite a interpolação da massa mínima do provete do ensaio através dos valores apresentados na mesma.

As amostras são secas em estufa ventilada a 110 ± 5 °C até que seja atingida massa constante que, neste caso, se entende como massa cuja variação, medida em pesagens sucessivas intervaladas de pelo menos 1 hora, seja inferior a 0,1%. A massa do provete de ensaio é registada como M_1 .

3.4.1.5. Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio é o seguinte:

- preparar o provete de acordo com a descrição referida;
- lavar o provete sobre o peneiro 0,063 mm e recorrer, caso seja necessário, a um peneiro de protecção;
- seca em estufa ventilada a 110 ± 5 °C até atingir massa constante e registar o respectivo valor, M_2 ;
- colocar o provete na coluna de peneiros, devidamente dispostos, com fundo e tampa e proceder à peneiração;
- retirar os peneiros e certificar-se de que não existe perda de material em nenhum deles;
- o processo de peneiração considera-se terminado quando a massa do material retido não sofre alterações superiores a 1% após 1 minuto de peneiração;
- pesar a massa do material retido no peneiro de maior dimensão nominal e registar a sua massa R_1 ; repetir para os restantes peneiros, R_2 , R_3 ... R_n e pesar o material retido no fundo, P.

3.4.1.6. Resultados

A percentagem de material retida em cada peneiro é dada por:

$$R_{i\%} = 100 \times \frac{R_i}{M_1} \quad (3.25)$$

onde:

- $R_{i\%}$ é a percentagem de material retido no peneiro i (%);
- R_i é a massa retida no peneiro i (g);
- M_1 é a massa total da amostra seca (g).

Após o cálculo individual de cada peneiro, é possível traçar a curva granulométrica do material ensaiados.

A percentagem de finos que passa no peneiro 0,063 mm (%) é traduzida pela seguinte expressão:

$$f = 100 \times \frac{(M_1 - M_2) + P}{M_1} \quad (3.26)$$

onde:

- f é a percentagem de finos que passa pelo peneiro 0,063 mm (%);
- M_1 é a massa total da amostra (g);
- M_2 é a massa da amostra, após lavagem e secagem (g);
- P é a massa de material retido no fundo da coluna de peneiros (g).

Este ensaio é considerado inválido quando a soma das massa R_i e P difira mais do que 1% da massa M_2 .

3.4.2. Massa volúmica e absorção de água

3.4.2.1. Objectivo do ensaio

O ajustamentos dos materiais à curva de referência é feita por pesagem, sendo então necessário conhecer a massa volúmica dos mesmos. Devido à incerteza do grau de saturação em que os mesmos se encontram quando aplicados na mistura, deve-se, de igual forma, conhecer a sua absorção de água para que possa ser feita a correcção eventualmente necessária da relação água / cimento. Esta correcção tem como objectivo evitar que a excessiva absorção de água dos agregados retire a água necessária à reacção de hidratação.

O método utilizado nesta campanha está sintetizado no subcapítulo 2.3.1. A absorção de água dos AGR foi considerada 3,18% aos 10 minutos.

3.4.2.2. Normas do ensaio

A metodologia deste ensaio segue a descrição constante na norma NP EN 1097-6 (2003) “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e absorção de água”.

3.4.2.3. *Aparelhos e utensílios*

Os aparelhos e utensílios utilizados no ensaio são os seguintes:

- estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C (Figura 3.6);
- peneiros de ensaio, conforme especificado na norma NP EN 933-2 (Figura 3.5);
- agitador mecânico de peneiros (Figura 3.5);
- balança de precisão de $\pm 0,1\%$ da massa a determinar (Figura 3.4);
- termómetro graduado (Figura 3.7);
- picnómetro (Figura 3.8).



Figura 3.7 – Termómetro graduado



Figura 3.8 – Picnómetro



Figura 3.9 – Molde troncocónico

3.4.2.4. *Amostras*

Agregados grossos (dimensão entre 4 e 31,5 mm):

- para obter a amostra, procede-se à lavagem desta sobre os peneiros de dimensão nominal 31,5 e 4 mm de modo a remover as partículas mais finas; qualquer material retido no peneiro de dimensão nominal 31,5 mm é rejeitado;
- a massa do provete deve respeitar os valores apresentados na Tabela 3.17; caso o valor de $D_{\text{máx}}$ não corresponda a nenhum dos indicados na referida tabela, deve-se interpolar a partir dos valores nela especificados; regista-se a massa do provete de ensaio como M_0 .

Tabela 3.17 - Massa mínima do provete do ensaio de massa volúmica em função da máxima dimensão do agregados

| $D_{\text{máx}}$ (mm) | Massa mínima do provete (kg) |
|-----------------------|------------------------------|
| 31,5 | 5 |
| 16 | 2 |
| 8 | 1 |

Agregados finos (dimensão entre 0,063 e 4 mm):

- para obter a amostra, procede-se à lavagem desta sobre os peneiros de dimensão nominal 4 e 0,063 mm de modo a remover as partículas mais finas; qualquer material retido no peneiro de dimensão nominal 4 mm é rejeitado;
- a massa do provete deve ser igual ou superior a 1 kg; regista-se a massa do provete de ensaio como M_0 .

3.4.2.5. Procedimentos do ensaio

Agregados grossos (dimensão entre 31,5 e 4 mm):

- preparar o provete de ensaio, como descrito;
- imergir o provete no picnómetro com água a 22 ± 3 °C e eliminar o ar ocluído;
- manter o provete de ensaio à temperatura de 22 ± 3 °C durante $24 \pm 0,5$ h;
- após o período de imersão, remover o ar ocluído;
- fazer transbordar o picnómetro por adição de água e colocar a tampa sem deixar ar no interior;
- secar o picnómetro por fora e pesar a massa do conjunto como M_2 (picnómetro, provete de ensaio e água);
- registar a temperatura da água;
- remover o agregado da água e deixar escorrer durante alguns minutos;
- encher com água o picnómetro e colocar a tampa como anteriormente;
- secar o picnómetro por fora e pesar a massa do conjunto M_3 (picnómetro e água);
- registar a temperatura da água (a diferença dos valores da temperatura da água dentro do picnómetro durante as pesagens de M_2 e M_3 não deve exceder 2 °C);
- transferir o provete escorrido para cima de panos secos e proceder à secagem da sua superfície;
- espalhar o agregado numa camada monogranular e deixá-lo ao ar, resguardado da luz solar direta ou de qualquer outra fonte de calor, até desaparecerem as partículas visíveis de água mas o agregado ainda apresentar aspeto húmido;
- pesar o provete saturado com superfície seca e registar o valor como M_1 ;
- secar o agregado numa estufa a 110 ± 5 °C até atingir massa constante M_4 .

Agregados finos (dimensão entre 4 e 0,063 mm):

- preparar o provete de ensaio, como descrito;
- imergir o provete no picnómetro com água a 22 ± 3 °C e eliminar o ar ocluído;
- manter o provete de ensaio à temperatura de 22 ± 3 °C durante $24 \pm 0,5$ h;
- após o período de imersão, remover o ar ocluído;

- fazer transbordar o picnómetro por adição de água e colocar a tampa sem deixar ar no interior;
- secar o picnómetro por fora e pesar a massa do conjunto como M_2 (picnómetro, provete de ensaio e água);
- registar a temperatura da água;
- decantar a maior parte da água que cobre o provete e esvaziar o picnómetro sobre um tabuleiro;
- encher com água o picnómetro e colocar a tampa como anteriormente;
- secar o picnómetro por fora e pesar a massa do conjunto M_3 (picnómetro e água);
- registar a temperatura da água (a diferença dos valores da temperatura da água dentro do picnómetro durante as pesagens de M_2 e M_3 não deve exceder 2 °C);
- espalhar o provete molhado numa camada uniforme sobre a base de um tabuleiro e expor o agregado a uma leve corrente de ar morno de modo a evaporar a humidade superficial;
- remexer o provete em intervalos frequentes de modo a assegurar uma secagem homogénea até que não seja visível humidade superficial e as partículas de agregado não adiram umas às outras;
- deixar arrefecer o provete até à temperatura ambiente, remexendo-o durante o processo;
- pesar o provete saturado com superfície seca e registar o valor como M_1 ;
- secar o agregado numa estufa a 110 ± 5 °C até atingir massa constante M_4 .

Para avaliar se o estado de secura da superfície foi atingido, deve-se um molde troncocónico de metal com a maior abertura apoiada na superfície de um tabuleiro, encher o molde com uma porção do provete em secagem e utilizar um pilão para apiloar a superfície com 25 pancadas (Figura 3.9). Não se deve encher o restante após o apiloamento e deve-se levantar imediata e cuidadosamente o molde. Se a forma se mantiver, deverá prosseguir o processo de secagem e avaliação até que a mesma se desagregue na desmoldagem.

3.4.2.6. Resultados

As massa volúmicas das partículas (ρ_a , ρ_{rd} e ρ_{ssd}), em quilogramas por decímetro cúbico, são dadas por:

$$\rho_a = \frac{M_4}{\frac{[M_4 - (M_2 - M_3)]}{\rho_w}} \quad (3.27)$$

$$\rho_{rd} = \frac{M_4}{\frac{[M_1 - (M_2 - M_3)]}{\rho_w}} \quad (3.28)$$

$$\rho_a = \frac{M_1}{\frac{[M_1 - (M_2 - M_3)]}{\rho_w}} \quad (3.29)$$

A absorção de água (em percentagem de massa seca) após imersão durante 24 h é calculada de acordo com a expressão:

$$WA_{24} = 100 \times \frac{M_1 - M_4}{M_4} \quad (3.30)$$

onde:

- ρ_a é a massa volúmica do material impermeável das partículas (kg/dm^3);
- ρ_{rd} é a massa volúmica das partículas secas em estufa (kg/dm^3);
- ρ_{ssd} é a massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca (kg/dm^3);
- ρ_w é a massa volúmica da água à temperatura da água registada na pesagem de M_2 (kg/dm^3);
- M_1 é a massa do agregado saturado com superfície seca (g);
- M_2 é a massa do picnómetro contendo o provete de agregado saturado em água (g);
- M_3 é a massa do picnómetro contendo apenas água (g);
- M_4 é a massa do provete seco em estufa (g).

3.4.3. Massa volúmica aparente

3.4.3.1. Objectivo do ensaio

A massa volúmica aparente ou baridade, é relevante pois a massa de agregados necessária para a composição de um betão é calculada partindo do conhecimento da massa volúmica aparente dos mesmos.

3.4.3.2. Normas do ensaio

Este ensaio segue a metodologia constante na norma NP EN 1097-3 (2003) “*Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Método para a determinação da massa volúmica e dos vazios*”.

3.4.3.3. *Aparelhos e utensílios*

Os aparelhos e utensílios utilizados no decorrer deste ensaio são:

- estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C (Figura 3.6);
- balança de precisão de $\pm 0,1\%$ da massa a determinar (Figura 3.4);
- contentor cilíndrico estanque em aço inoxidável (Figura 3.10).



Figura 3.10 – Contentor estanque

3.4.3.4. *Amostras*

Para este ensaio, é necessário recolher três provetes do agregado a ensaiar. As amostras são secas em estufa ventilada a 110 ± 5 °C até atingirem massa constante, ou seja, massa cuja variação medida em pesagens sucessivas em intervalos de pelo menos 1 hora seja inferior a 0,1%.

O volume mínimo da amostra vem em função da dimensão máxima do agregado ($D_{\text{máx}}$), tal como apresentado na Tabela 3.18.

Tabela 3.18 - Massa mínima do provete de ensaio de massa volúmica aparente em função da máxima dimensão do agregados

| $D_{\text{máx}}$ (mm) | Volume mínimo do recipiente (l) |
|-----------------------|---------------------------------|
| 63 | 20 |
| 32 | 10 |
| 16 | 5 |
| 8 | 3 |
| ≤ 4 | 1 |

3.4.3.5. Procedimentos do ensaio

Os procedimentos a seguir durante o ensaio são:

- preparar os provetes de ensaio conforme referido;
- pesar o recipiente vazio e limpo e registar o seu valor como M_1 ;
- procurando evitar segregação, encher o recipiente sem compactação;
- remover o material excedente e proceder ao nivelamento da superfície tendo cuidado para não a compactar;
- pesar o recipiente cheio e registar o valor como M_2 ;
- repetir o procedimento para os restantes dois provetes de ensaio.

3.4.3.6. Resultados

A massa volúmica aparente de cada provete é dada pela expressão:

$$\rho_i = \frac{M_2 - M_1}{V_r} \quad (3.31)$$

sendo, deste modo, a massa volúmica do agregado dada pela média das massas volúmicas dos três provetes:

$$\rho_{MWA} = \frac{\rho_1 + \rho_2 + \rho_3}{3} \quad (3.32)$$

onde:

- ρ_{WMA} é a massa volúmica aparente do agregado (kg/dm^3);
- ρ_i é a massa volúmica aparente do provete de ensaio i (kg/dm^3);
- M_1 é a massa do recipiente de ensaio (kg);
- M_2 é a massa do recipiente e provete (kg);
- V_r é a capacidade do recipiente (l).

3.4.4. Teor de humidade

3.4.4.1. Objectivo do ensaio

O ensaio de teor de humidade pretende avaliar a quantidade de água presente nos agregados quando expostos a condições ambientes. O conhecimento desta propriedade torna possível a

previsão da absorção de água dos agregados aquando do fabrico do betão. Na presente dissertação, o ensaio absorção de água dos AR foi utilizado para prever a quantidade de água necessária ao acerto da relação água / cimento das diferentes composições de betão fabricadas.

3.4.4.2. Normas do ensaio

A metodologia que rege o ensaio ao teor de humidade dos agregados é descrita pela norma NP EN 1097-5 (2011): “*Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 5: Determinação do teor de água por secagem em estufa ventilada*”.

3.4.4.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios utilizados neste ensaio são:

- recipiente com dimensões adequadas para armazenamento da amostra;
- balança com precisão de 0,02% da massa do provete (Figura 3.4);
- estufa ventilada com temperatura controlada (110 ± 5 °C) (Figura 3.6).

3.4.4.4. Amostras

A massa mínima da amostra do ensaio de teor de humidade deve ser calculada a partir do valor da abertura da malha do peneiro de maior dimensão (D), segundo as indicações da Tabela 3.19.

Tabela 3.19 - Massa mínima das amostras do ensaio de teor de humidade

| Maior dimensão do peneiro (D) [mm] | Massa mínima [kg] |
|------------------------------------|-------------------|
| $\geq 1,0$ | 0,2 D |
| < 1,0 mm | 0,2 |

3.4.4.5. Procedimentos do ensaio

Os procedimentos a seguir na realização do ensaio são:

- preparação da amostra conforme referido;
- limpeza e secagem do tabuleiro e registo da sua massa, M_2 ;
- colocação da amostra húmida no tabuleiro e registo da sua massa, M_1 , por subtração da massa M_2 ;

- colocação do tabuleiro na estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C até atingir massa constante; a verificação é feita fazendo pesagens sucessivas em intervalos máximos de 1 h, até que a diferença entre medições seja inferior a 0,1 %;
- pesagem da massa da amostra seca, M_3 .

3.4.4.6. Resultados

O valor do teor de humidade é calculado segundo a seguinte expressão:

$$w = \frac{M_1 - M_3}{M_3} \times 100 \quad (3.33)$$

onde,

- w é o teor de humidade (%);
- M_1 é a massa da amostra húmida (g);
- M_3 é a massa da amostra seca (g).

3.4.5. Desgaste de Los Angeles

3.4.5.1. Objectivo do ensaio

Este ensaio tem como objectivo a determinação da perda de massa dos agregados através de desgaste. Com esta análise, é possível estudar a susceptibilidade do agregado à abrasão, quando incorporado num betão.

3.4.5.2. Normas de ensaio

A metodologia seguida para este ensaio encontra-se na norma LNEC E-237 (1970) “*Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles*”.

3.4.5.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios usados neste ensaio são:

- estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C (Figura 3.6);
- peneiros da série ASTM (Figura 3.5);
- agitador mecânico de peneiros (Figura 3.5);
- balança de precisão com limite de erro de ± 1 g (Figura 3.4);

- carga abrasiva constituída por esferas de aço, cada uma com massa entre 390 e 445 g (6 a 12 esferas consoante a composição granulométrica do provete de ensaio) (Figura 3.11);
- máquina de *Los Angeles* (Figura 3.12).

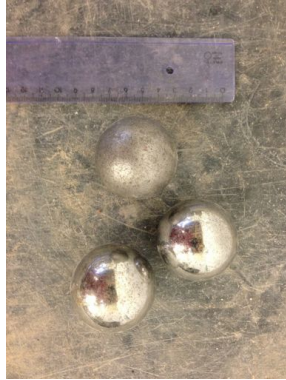


Figura 3.11 – Carga abrasiva



Figura 3.12 – Máquina de *Los Angeles*

3.4.5.4. Amostras

A amostra de ensaio deve ser lavada e seca em estufa a uma temperatura de 110 ± 5 °C até atingir massa constante, isto é, a massa cuja variação, medida em pesagens sucessivas intervaladas de pelo menos 1 hora, seja inferior a 0,1 %.

Uma vez atingida a massa constante, deve-se separar a amostra por peneiração nas fracções granulométricas especificadas na norma LNEC E-237 e formar o provete de ensaio pelo ajuste daquelas fracções nas quantidades fixadas na referida norma. O ajuste deve ser feito à composição granulométrica que mais se aproximar da do agregado em questão. Regista-se a massa do provete M_1 .

3.4.5.5. Procedimentos do ensaio

O procedimento do ensaio é o seguinte:

- preparar o provete como descrito;
- constituir a carga abrasiva correspondente ao provete a ensaiar de acordo com a norma LNEC E-237;
- introduzir o provete de ensaio e a carga abrasiva na máquina de *Los Angeles*, tendo em atenção a distribuição da carga abrasiva pelo compartimento cilíndrico da máquina;
- colocar a tampa na abertura e iniciar o funcionamento da máquina; o cilindro deve efectuar, à velocidade de 30 a 33 r.p.m., um número determinado de rotações em função da composição granulométrica do provete em análise;

- retirar o material do interior da câmara e peneirar o provete no peneiro de malha 1,68 mm, sobre o qual se deverá utilizar um peneiro de maior abertura para evitar a danificação do primeiro;
- lavar o material sobre o peneiro de malha 1,68 mm;
- secar em estufa a uma temperatura de 110 ± 5 °C até ser atingida massa constante;
- pesar o material e registar a sua massa como M_2 .

3.4.5.6. Resultados

A massa por desgaste na máquina de *Los Angeles*, em percentagem, é dada por:

$$\Delta_{LA} = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \times 100 \quad (3.34)$$

onde:

- M_1 é a massa do provete de ensaio (g);
- M_2 é a massa do material retido no peneiro de malha 1,68 mm.

3.4.6. Índice de forma

3.4.6.1. Objectivo do ensaio

O índice de forma tem como finalidade caracterizar a geometria das partículas constituintes das fracções granulométricas consideradas “grossas” (entre 4 e 63 mm) e assim prever os seus efeitos no betão que incorporam.

Em agregados rolados, estes efeitos fazem-se sentir pela maior compacidade e menores necessidades de água para atingir a mesma trabalhabilidade. Já no caso de agregados britados, poderá haver um aumento da resistência mecânica.

3.4.6.2. Normas do ensaio

A metodologia seguida neste ensaio é descrita pela norma NP EN 933-4 (2002) “*Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 4: Determinação da forma das partículas – Índice de forma*”.

3.4.6.3. *Aparelhos e utensílios*

Os aparelhos e utensílios usados neste ensaio são os seguintes:

- estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C (Figura 3.6);
- peneiros de ensaio, conforme especificado na norma NP EN 933-2 (Figura 3.5);
- agitador mecânico de peneiros (Figura 3.5);
- balança de precisão $\pm 0,1\%$ da massa a determinar (Figura 3.4);
- paquímetro (Figura 3.13).



Figura 3.13 – Paquímetro

3.4.6.4. *Amostras*

A amostra do ensaio deve ser lavada e seca em estufa a uma temperatura de 110 ± 5 °C até atingir massa constante, isto é, massa cuja variação, medida em pesagens sucessivas intervaladas de pelo menos 1 hora, seja inferior a 0,1%.

Utiliza-se peneiros de ensaio apropriados de modo a assegurar a completa separação de partículas superiores a 4 mm. Deve-se rejeitar todo o material passado no referido peneiro.

A massa mínima da amostra vem em função da dimensão máxima do agregado ($D_{m\acute{a}x}$), como apresentado na Tabela 3.20.

Tabela 3.20 - Massa mínima do provete de ensaio de índice de forma em função da máxima dimensão do agregado

| $D_{m\acute{a}x}$ | Massa mínima do provete (kg) |
|-------------------|------------------------------|
| 63 | 45 |
| 32 | 6 |
| 16 | 1 |
| 8 | 0,1 |

Caso o valor de $D_{\text{máx}}$ não corresponda a nenhum dos indicados na referida tabela, deve-se interpolar a partir dos valores dados. Deve-se registar a massa do provete de ensaio como M_0 .

3.4.6.5. Procedimentos do ensaio

Os procedimentos do ensaio são os seguintes;

- preparar o provete como referido;
- registar a massa de cada fracção granulométrica retida no correspondente peneiro como M_{1i} e a sua percentagem V_{1i} relativamente à massa do provete de ensaio M_0 .
- todas as fracções granulométricas que representem menos de 10% de M_0 são desprezadas;
- com o auxílio de um paquímetro, medir a maior (L) e menor (E) dimensão de cada partícula e separar aquelas cuja relação dimensional verifique a condição $L/E \geq 3$ (classificadas como não-cúbicas);
- registar a massa das partículas não-cúbicas de cada fracção granulométrica como M_{2i} .

3.4.6.6. Resultados

O índice de forma SI é calculado através da seguinte expressão:

$$SI = \frac{\sum M_{2i}}{\sum M_{1i}} \times 100 \quad (3.35)$$

onde:

- $\sum M_{2i}$ é a soma das massas das partículas de cada uma das fracções granulométricas (g);
- $\sum M_{1i}$ é a soma das massas das partículas não-cúbicas de cada uma das fracções granulométricas (g).

3.5. Ensaio ao betão no estado fresco

Uma vez que as características de um betão são definidas, em grande parte, pelas suas propriedades no estado fresco, esta campanha experimental inclui uma análise à massa volúmica e trabalhabilidade das diferentes amassaduras.

Uma vez que se regista uma maior absorção de água por parte dos AR que dos AP, o ajuste da relação água / cimento é feito pelo cálculo das necessidades de água de compensação, em

função dos valores de absorção de água apresentados pelos AR e da taxa de substituição de AP por AR de cada mistura.

3.5.1. Abaixamento (cone de Abrams)

3.5.1.1. *Objectivo do ensaio*

O ensaio de abaixamento serve como medida da trabalhabilidade de uma determinada amassadura que, na presente campanha, deve ser de 125 ± 10 mm. Visto que é expectável a alteração desta propriedade pela maior absorção de água dos AR, a relação água / cimento foi feita pela compensação da água de amassadura, como referido e descrito no subcapítulo 2.3.1.

3.5.1.2. *Normas do ensaio*

A metodologia seguida neste ensaio está definida pela norma NP EN 12350-2 (2009) “*Ensaio do betão fresco. Parte 2: Ensaio de abaixamento*”.

3.5.1.3. *Aparelhos e utensílios*

Os aparelhos e utensílios usados neste ensaio são:

- molde de metal de forma troncocónica de uma altura de 300 ± 2 mm, um diâmetro máximo de 200 ± 3 mm e um mínimo de 100 ± 2 mm; o material que o constitui deve ser resistente à pasta de cimento e o seu interior deve ser perfeitamente liso, sem rebites ou mossas; deverá dispor de duas pegas junto ao topo e de elementos de fixação ou abas junto à base (Figura 3.14);
- varão de compactação com extremidades arredondadas, com um diâmetro de 16 ± 1 mm e um comprimento de 600 ± 5 mm (Figura 3.14);
- funil que permita ser acoplado ao topo do molde troncocónico (Figura 3.14);
- régua com uma precisão maior ou igual a 5 mm (Figura 3.14);
- placa / superfície não absorvente, rígida e plana (Figura 3.14);
- colher de pedreiro;
- pano molhado;
- cronómetro.

3.5.1.4. Amostras

A amostra deve ser constituída por um número de tomas repartidas pelo volume de fresco e deverá estar protegida de qualquer contaminação (ganho ou perda de água, variações bruscas de temperatura, oxidação do metal do contentor).



Figura 3.14 – Utensílios do ensaios de abaixamento

3.5.1.5. Procedimentos do ensaio

O procedimento do ensaio é o seguinte:

- humedecer o molde troncocónico e a placa / superfície;
- colocar o molde sobre a placa / superfície;
- encher o molde com a amostra recolhida, conforme referido: o enchimento deverá ser faseado por três camadas cuja altura, após compactação, deverá ser idêntica (1/3 da altura do molde); a compactação é materializada por 25 pancadas, executadas com o varão de compactação, distribuídas sobre toda a secção transversal da camada mas apenas na sua espessura; no preenchimento da última camada, deverá compensar-se a redução de altura após compactação com uma quantidade suplementar de betão; durante todo o processo de enchimento, deve manter-se o molde fixo contra a placa / superfície com os pés sobre as abas (elementos de fixação);
- após a compactação da camada de topo, rasa-se a superfície de betão através de movimentos de rolamento com o varão de compactação;
- remover o excesso de betão da placa / superfície;
- retirar cuidadosamente o molde levantando-o na vertical; toda a operação de desmoldagem deverá ser executada em 5-10 s através de um deslocamento único e firme, sem transmissão de qualquer movimento lateral ou torsional;
- a duração máxima da operação, desde o enchimento até à remoção do molde, é de 150 s e deve ser executada sem qualquer interrupção;
- após remoção do molde, regista-se o abaixamento (h).

3.5.1.6. Resultados

A medida do abaixamento (h) resultada da diferença entre a altura do molde (300 mm) e o ponto mais alto do provete após desmoldagem. O ensaio só é validado caso o provete mantenha a sua forma praticamente intacta; caso contrário, é necessário repetir o ensaio (Figura 3.15).

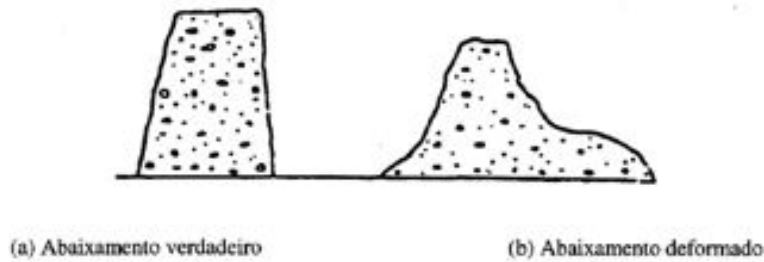


Figura 3.15 - Validação do ensaio de abaixamento [NP EN 12350-2, 2009]

3.5.2. Massa volúmica

3.5.2.1. Objectivo do ensaio

Este ensaio permite determinar a massa volúmica do betão. Esta propriedade tem influência na necessidade de compactação da mistura pela sua interferência na trabalhabilidade e é fundamental na quantificação de acções estruturais do tipo gravítico.

3.5.2.2. Normas do ensaio

A metodologia seguida neste ensaio é a descrita na norma NP EN 12350-6 (2009) “*Ensaio do betão fresco. Parte 6: Massa volúmica*”.

3.5.2.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios utilizados neste ensaio são:

- recipiente estanque, de volume conhecido (não inferior a 5 l), de rigidez relativamente elevada, resistente à pasta de cimento, com a face interna lisa e com bordo superior passível de acabamento (Figura 3.10);
- dispositivo de compactação do betão; na presente campanha, utilizou-se uma agulha vibratória (Figura 3.16);

- balança de precisão superior ou igual a $\pm 0,1\%$ da massa a determinar (Figura 3.4);
- rasoira de aço;
- colher de pedreiro.



Figura 3.16 – Agulha vibratória



Figura 3.17 – Vibração do betão

3.5.2.4. Amostras

A amostra deve ser constituída por um número de tomas repartidas pelo volume de betão fresco e deverá estar protegida de qualquer contaminação (ganho ou perda de água, variações bruscas de temperatura, oxidação do metal do contentor).

3.5.2.5. Procedimentos do ensaio

O procedimento do ensaio é o seguinte:

- pesar o recipiente e registar a sua massa como M_1 ;
- encher o recipiente com a amostra recolhida, conforme descrito; o procedimento deverá ser faseado por duas camadas e respectiva compactação; o período de compactação deverá ser adequado e limitado a quaisquer indícios de segregação ou exsudação; caso a compactação seja efectuada com agulha vibratória, assegurar o seu posicionamento vertical e evitar o seu contacto com o recipiente;
- após o enchimento do recipiente, proceder ao nivelamento da superfície com o auxílio da colher de pedreiro e da rasoira para obtenção da geometria final dos provetes;
- pesar o recipiente com o betão fresco e registar a sua massa como M_2 ;

3.5.2.6. Resultados

A massa volúmica (D) é dada pela expressão:

$$D = \frac{M_2 - M_1}{V_R} \quad (3.36)$$

onde:

- D é a massa volúmica do betão fresco (kg/dm³);
- M₁ é a massa do recipiente (kg);
- M₂ é a massa do recipiente com o provete de betão fresco (kg);
- V_R é o volume do recipiente (m³).

3.6. Ensaio ao betão no estado endurecido

O ensaio ao betão no estado endurecido tem como objectivo prever o comportamento do betão em situações em que seja solicitado e averiguar a sua aptidão para responder a essas solicitações.

3.6.1. Resistência à compressão

3.6.1.1. Objectivo do ensaio

Este ensaio tem como objectivo determinar a capacidade resistente do betão sob tensão uniforme de compressão. Deste modo, submetem-se os provetes a elevados carregamentos e regista-se o valor máximo a que eles resistem.

3.6.1.2. Normas do ensaio

A metodologia seguida neste ensaio é descrita na norma NP EN 12390-3 (2011) “*Ensaio ao betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio*”. A geometria e dimensão dos provetes de ensaio podem ser consultadas na NP EN 12390-1 (2011) “*Ensaio ao betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensão e outros requisitos para o ensaio de provetes e para moldes*”.

As condições de execução e a cura dos provetes de ensaio, bem como os seus métodos encontram-se especificados na NP EN 12390-3 (2003) “*Ensaio ao betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes de ensaio de resistência mecânica*”.

3.6.1.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios utilizados neste ensaio são:

- prensa hidráulica de quatro colunas e com velocidade de carregamento controlável, de acordo com a norma NP EN 12390-3 (Figura 3.18);
- pano de limpeza para os provetes;
- balança com uma precisão igual ou superior a 0,1% da massa a determinar (Figura 3.4).



Figura 3.18 – Prensa hidráulica

3.6.1.4. *Provetes de ensaio*

O ensaio é realizado em provetes cúbicos de 150 mm de aresta e o respectivo período de cura é variável: 7, 28 e 56 dias. O planeamento da presente campanha experimental estipula que sejam ensaiados três provetes aos 7 dias, 5 aos 28 e 3 aos 56.

Todos os provetes foram mantidos nos respectivos moldes durante 24 h de modo a ganharem resistência suficiente para serem transportados para a câmara de cura húmida sem alterar a sua geometria.

3.6.1.5. *Procedimentos do ensaio*

Os procedimentos do ensaio são:

- retirar o provete do ambiente de cura quando atingida a idade estabelecida;
- remover o excesso de humidade e/ou sujidade do provete;
- pesar e registar a massa do provete como M (este dado não contribui directamente para os resultados do ensaio mas é um bom indicador da presença de vazios que justifiquem, eventualmente, resultados anómalos);
- limpar todas as superfícies da máquina de ensaio;
- colocar o provete numa posição centrada, relativamente ao prato inferior da máquina, para evitar qualquer tipo de excentricidade; o plano correspondente à face de

acabamento do provete não deverá ser a superfície de ensaio, isto é, não deverá coincidir com nenhum dos pratos da máquina (Figura 3.19);

- aplicar a carga a uma velocidade constante de 0,2 a 1 MPa/s de forma contínua e sem choques até se atingir a rotura (Figura 3.19) (no presente trabalho, adoptou-se uma velocidade de 0,5 MPa/s);
- registar a carga máxima como F.



Figura 3.19 – Ensaio de resistência à compressão

3.6.1.6. Resultados

Após o ensaio, deve-se inspeccionar se a rotura de cada provete foi satisfatória (Figura 3.20) ou não satisfatória (Figura 3.21), conforme estipulado na NP EN 12390-3.

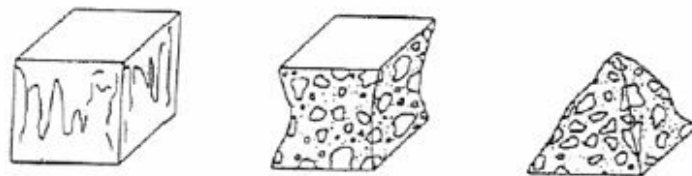


Figura 3.20 - Resultados satisfatórios do ensaio de resistência à compressão [NP EN 12390-3, 2011]

A resistência à compressão de cada provete é dada pela expressão:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (3.37)$$

onde:

- f_c é a resistência à compressão do provete (MPa ou N/mm²);
- F é a carga máxima (N)
- A_c é a área da secção transversal do provete na qual a força foi aplicada (mm²).

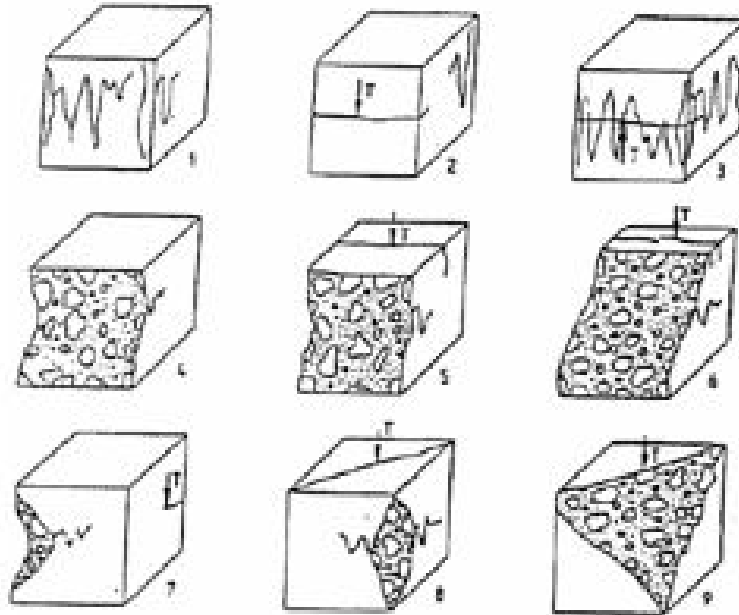


Figura 3.21 - Resultados não satisfatórios do ensaio de resistência à compressão [NP EN 12390-3, 2011]

Para cada idade, a resistência à compressão dos vários betões é dada pela média simples dos resultados dos provetes ensaiados.

3.6.2. Resistência à tracção por compressão diametral

3.6.2.1. Objectivo do ensaio

A tensão de rotura do betão pode ser obtida por tracção pura, flexão simples ou compressão diametral. Uma vez que a obtenção rigorosa da tensão de rotura através de tracção pura é difícil, esta é obtida através de um dos restantes ensaios.

Na presente campanha, optou-se pelo ensaio de tracção por compressão diametral que consiste na aplicação de uma carga de faca ao longo da geratriz do provete. Este carregamento gera tensões ortogonais ao plano de carga (tracções) e, conseqüentemente, leva o provete ao colapso por tracção.

3.6.2.2. Normas do ensaio

A metodologia de ensaio seguida encontra-se na norma NP EN 12390-6 (2011) “*Ensaaios ao betão endurecido. Parte 6: Resistência à tracção por compressão dos provetes*”. A geometria e dimensão dos provete pode ser consultada na NP EN 12390-1 (2003) “*Ensaaios ao betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensão e outros requisitos para o ensaio de provetes e para moldes*”.

As condições de execução e cura dos provetes de ensaio e os métodos encontram-se especificados na NP EN 12390-2 (2009) “*Ensaaios ao betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes de ensaio de resistência mecânica*”.

3.6.2.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios usados neste ensaio são os seguintes:

- prensa hidráulica de quatro colunas e com velocidade de carregamento controlável, respeitando a norma NP EN 12390-4 (Figura 3.18);
- posicionador dos provetes, em aço (Figura 3.22);
- peça de carga, em aço (Figura 3.22);
- faixas de cartão prensado, conforme a NP EN 316;
- pano de limpeza dos provetes.



Figura 3.22 - Posicionador de provetes e peça de carga do ensaio de resistência à tracção por compressão diametral

3.6.2.4. Provetes de ensaio

Este ensaio foi realizado em provetes cilíndricos de geometria definida por 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (Figura 3.23). O período de cura, idêntico para todos os provetes, é de 28 dias.

Todos os provetes foram mantidos nos respectivos moldes durante 24 h de modo a ganharem resistência suficiente para serem transportados para a câmara de cura húmida sem alterar a sua geometria.



Figura 3.23 - Provetes de ensaio de resistência à tracção

3.6.2.5. Procedimentos do ensaio

Os procedimentos do ensaio são:

- retirar o provete do ambiente de cura quando atingida a idade estabelecida;
- remover o excesso de humidade e/ou sujidade do provete;
- limpar cuidadosamente todas as superfícies da máquina de ensaio;
- colocar o provete no posicionador e centrá-lo perfeitamente em relação aos pratos para evitar qualquer tipo de excentricidade;
- posicionar as faixas de cartão prensado nas geratrizes de base e de topo e, na segunda geratriz, sobrepor a peça de carga;
- aplicar a carga a uma velocidade constante entre 0,04 e 0,06 MPa/s, de forma contínua e sem choque até se atingir a rotura, tendo-se adoptado, na presente campanha experimental, uma velocidade de 3,5 kN/s; deve-se assegurar que os pratos estão dispostos paralelamente no decorrer do ensaio;
- registar a carga máxima como F .

3.6.2.6. Resultados

A resistência à tracção por compressão diametral de cada provete é dada pela expressão:

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d} \quad (3.38)$$

onde:

- f_{ct} é a resistência à tracção por compressão diametral (MPa ou N/mm²);
- F é a carga máxima (N);
- L é o comprimento da linha de contacto do provete (mm);
- d é a dimensão da secção transversal (mm).

A resistência à tracção por compressão diametral dos vários betões é dada pela média simples dos resultados dos respectivos provetes.

3.6.3. Módulo de elasticidade

3.6.3.1. Objectivo do ensaio

O módulo de elasticidade é um parâmetro de extrema importância para a avaliação das características mecânicas de um betão. Caracteriza a curva tensão-deformação através do declive da recta da fase elástica. A sua importância deve-se ao facto de traduzir a resposta das estruturas, em termos de deformações, para a maioria das acções, caso seja expectável que o regime permaneça linear.

A recta que estabelece este parâmetro pode também ser definida pela tangente à curva tensão-deformação na origem ou pela secante que passa no mesmo ponto e cruza a referida curva a um nível estipulado de tensão.

Na presente dissertação, calcula-se o módulo de elasticidade secante após um número especificado de ciclos de carga e para um nível de tensão na ordem de 1/3 da resistência média à compressão (f_{ctm}).

3.6.3.2. Normas de ensaio

A metodologia de ensaio seguida é descrita pela norma LNEC-397 (1993) “Betões: Determinação do módulo de elasticidade em compressão”.

3.6.3.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios usados neste ensaio são:

- prensa hidráulica (Figura 3.24);

- extensómetros elétricos (tipo PFL 30-11-3LT);
- *data logger* acoplado à prensa hidráulica (permite a interpretação e transmissão dos dados emitidos pelos extensómetros para um PC);
- pano de limpeza dos provetes.



Figura 3.24 - Prensa hidráulica do ensaio de módulo de elasticidade

3.6.3.4. *Provetes de ensaio*

Este ensaio foi realizado em provetes cilíndricos de geometria semelhante à dos usados para o ensaio de resistência à tracção por compressão diametral. O tempo de cura é idêntico para todos os provetes (28 dias).

Todos os provetes foram mantidos nos respectivos moldes durante 24 h de modo a ganharem resistência suficiente para serem transportados para a câmara de cura húmida sem alterar a sua geometria.

3.6.3.5. *Procedimentos do ensaio*

O procedimento de ensaio é o seguinte:

- retirar o provete do ambiente de cura quando atingida a idade estabelecida;
- retificar ambas as faces de ensaio do provete de modo a torna-lo perfeitamente lisas e paralelas; após retificação, esperar que o provete seque;
- remover excesso de humidade e/ou sujidade do provete;
- colar dois extensómetros no provete em posições diametralmente opostas;
- limpar as superfícies da máquina de ensaio;
- posicionar o provete evitando qualquer excentricidade de carregamento; recorrer a uma rótula metálica para assegurar a transmissão exclusiva de força axial; verificar o correcto posicionamento do provete pela diferença registada nos dois extensómetros que deverá, após cada ciclo de carga, ser inferior a 10% (Figura 3.25);

- aplicar uma tensão inicial de 0,5 a 1 MPa (σ_i) e aumentá-la de forma contínua, a uma velocidade de $0,5 \pm 0,1$ MPa/s até se atingir 1/3 da tensão média de resistência à compressão;
- registar as extensões e tensões iniciais e finais;
- efectuar um novo ciclo de carga;
- após cada ciclo, confirmar se a diferença entre a média das variações de extensão de ciclos consecutivos ($|\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}| < 1 \times 10^{-5}$).



Figura 3.25 - Montagem do ensaio de módulo de elasticidade

3.6.3.6. Resultados

Considerando que a diferença entre as médias das variações de extensão entre dois ciclos consecutivos verifica a expressão:

$$|\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}| = \left| \left(\frac{\varepsilon_{ext1} + \varepsilon_{ext2}}{2} \right)_i - \left(\frac{\varepsilon_{ext1} + \varepsilon_{ext2}}{2} \right)_{i+1} \right| < 1 \times 10^{-5} \quad (3.39)$$

O módulo de elasticidade em compressão (E_C) é dado por:

$$E_C = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{f,n} - \sigma_{i,n}}{\varepsilon_{f,n} - \varepsilon_{i,n}} \times 10^{-3} \quad (3.40)$$

onde:

- E_C é o módulo de elasticidade em compressão (GPa);
- $\sigma_{i,n}$ é a tensão inicial aplicada no ciclo n (MPa);
- $\sigma_{f,n}$ é a tensão máxima aplicada no ciclo n (MPa);
- $\varepsilon_{i,n}$ é a extensão correspondente à tensão $\sigma_{i,n}$, registada no ciclo n;
- $\varepsilon_{f,n}$ é a extensão correspondente à tensão $\sigma_{f,n}$, registada no ciclo n.

3.6.4. Resistência à abrasão

3.6.4.1. Objectivo do ensaio

Este ensaio tem como objectivo caracterizar a resistência à abrasão do betão por desgaste. A capacidade de um betão para suportar acções que provocam desagregação ou perda de secção é fundamental para elementos estruturais em betão à vista, uma vez que estes estão permanentemente expostos à erosão, como são os casos de pavimentos ou canais hidráulicos.

3.6.4.2. Normas do ensaio

A metodologia de ensaio seguida encontra-se descrita na norma DIN 52108 (2002) “*Testing of inorganic non-metallic materials. Wear test with grinding wheel according to Böhme*”.

3.6.4.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios usados neste ensaio foram os seguintes:

- máquina de abrasão de Böhme (Figura 3.26);
- pó abrasivo (Figura 3.27);
- estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C (Figura 3.6);
- balança com precisão igual ou superior a 0,1 g (Figura 3.4);
- paquímetro (Figura 3.13);
- equipamento para limpeza da máquina de abrasão e provetes;
- pano de limpeza.



Figura 3.26 – Máquina de abrasão

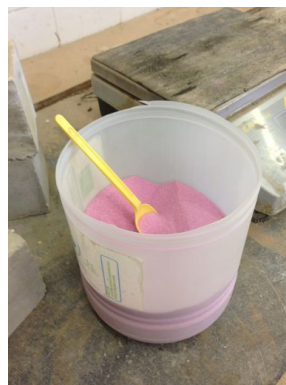


Figura 3.27 – Pó abrasivo



Figura 3.28 – Provette do ensaio de abrasão

3.6.4.4. *Provetes de ensaio*

A geometria dos provetes usados neste ensaio é paralelepípedica, definida por uma base de $71 \pm 1,5$ mm de aresta e por uma altura, não normalizada, de aproximadamente 50 mm (Figura 3.29). A face de topo deve ser perfeitamente paralela à face de teste para assegurar a correcta progressão do ensaio.

Todos os provetes foram mantidos nos respectivos moldes durante 24 h de modo a ganharem resistência suficiente para serem transportados para a câmara de cura húmida sem alterar a sua geometria.

Uma vez passado o período mínimo de cura pela norma (91 dias), os provetes ganham a ganham a geometria descrita através do corte dos cubos originais de aresta de 150 mm. Seguidamente, são secos em estufa ventilada até atingirem massa constante, ou seja, massa cuja variação medida em passagens sucessivas e intervaladas de pelo menos 1 hora seja inferior a 0,1%.

3.6.4.5. *Procedimentos do ensaio*

O procedimento de ensaio foi o seguinte:

- retirar o provete da estufa quando cumprir as exigências descritas;
- remover eventuais sujidades do provete;
- pesar e medir altura inicial do provete em 9 pontos, marcados previamente na face de topo (oposta à de teste), conforme a Figura 3.29;
- limpar as superfícies da máquina de abrasão;
- distribuir uniformemente 20 g de pó abrasivo pelo trilho de abrasão;
- posicionar o provete no mecanismo de fixação e aplicar no centro da sua face de topo um carregamento vertical: este procedimento sujeita o provete a uma pressão de contacto de $30 \pm 0,3$ kPa e garante o atrito suficiente entre o mesmo e o conjunto abrasivo (disco e pó);
- iniciar a rotação do disco de Böhme a uma velocidade de 30 ± 1 rpm e completar 22 voltas; este processo designa-se por ciclo de teste; o ensaio de resistência à abrasão inclui 16 ciclos de teste (Figura 3.26);
- entre cada ciclo de teste, limpar o provete e o disco de Böhme, rodar o provete 90° em torno do seu eixo vertical (sempre no mesmo sentido) e distribuir novamente 20 g de pó abrasivo no trilho de abrasão;
- por cada rotação de 360° do provete (4 ciclos), pesar e registar a massa do provete;
- acabados os 16 ciclos, limpar o provete e medir a altura dos mesmos 9 pontos.

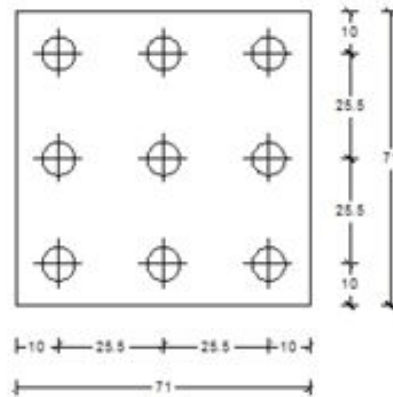


Figura 3.29 - Geometria do provete de resistência à abrasão [DIN 52108, 2002]

3.6.4.6. Resultados

Os resultados do ensaio de desgaste por abrasão são determinados pela redução da altura/espessura do provete, dada pela expressão:

$$\Delta l = \frac{\sum_{j=1}^n (l_{i,j} - l_{f,j})}{n} \quad (3.41)$$

onde:

- Δl é a perda média de espessura (mm);
- $l_{i,j}$ é a espessura inicial do provete, medida no ponto j (mm);
- $l_{f,j}$ é a espessura final do provete, medida no ponto j (mm);
- n é o número de pontos marcados no provete.

3.6.5. Arrancamento (*pull-out test*)

3.6.5.1. Objectivo do ensaio

O ensaio de arrancamento (*pull-out test*) tem como objectivo caracterizar a força de ligação da interface entre o varão de aço e o betão no qual este se encontra embebido. Esta força de ligação na interface é fundamental para o funcionamento das estruturas de betão armado pois garante a transferência de forças de um material para o outro. Este facto toma especial relevância quando se dimensiona os comprimentos de amarração e de emendas de varões de aço.

3.6.5.2. Normas do ensaio

Ao contrário dos ensaios apresentados anteriormente, o ensaio de arrancamento não reúne consenso na comunidade científica nacional e internacional, pelo que é vulgar encontrarem-se na bibliografia diferentes montagens e adaptações com este fim.

Na presente campanha, procurou-se adaptar o ensaio às variáveis estudadas, tendo por base a montagem utilizada por Jorge *et al.* (2011) que teve como referência as recomendações do *Comité Euro-Internacional du Béton RILEM/CEB/FIP: "Recommendations on reinforcement steel steel for reinforced concrete. Revised edition of RC6 of bond test for reinforcement steel: Pull-out test, revised edition (1983)"*.

A principal diferença desta montagem relativamente a outros estudos publicados encontra-se na geometria cilíndrica dos provetes de betão, sendo o varão de aço coaxial ao mesmo. Considera-se este facto relevante para a simulação do confinamento axissimétrico do varão de aço, permitindo uma melhor análise dos modos de rotura e das fendas que se originam durante o arrancamento do varão.

3.6.5.3. Aparelhos e utensílios

Os aparelhos e utensílios utilizados foram os seguintes:

- prensa hidráulica que permita tracção, adaptada com chapa metálica de 40 mm de espessura com furo de 20 mm, fixada em quatro pontos à estrutura da prensa para travamento vertical do provete; a prensa deverá permitir o controlo da velocidade de ensaio (Figura 3.30);
- 1 LVDT para leitura do escorregamento do varão de aço relativamente ao provete de betão;
- *data logger* que permita a transferência e representação das leituras dos pares força-escorregamento para um PC, tanto oriundos do LVDT como da prensa hidráulica;
- disco de borracha a colocar entre o provete e a chapa de aço que o trava, de forma a anular eventuais efeitos provocados pela irregularidade da superfície do provete;
- pano de limpeza para os provetes;
- fita adesiva.

3.6.5.4. Provetes de ensaio

Segundo a referida recomendação, a geometria cilíndrica dos provetes deverá apresentar 200 mm de diâmetro basal, sendo a altura adaptável à finalidade do ensaio (Figura 3.31).

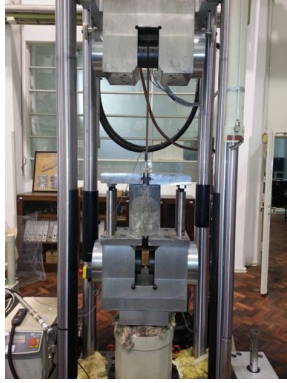


Figura 3.30 – Montagem do ensaio de arrancamento



Figura 3.31 – Provetes do ensaio de arrancamento

Na presente campanha experimental, combinaram-se três variáveis para os provetes de arrancamento produzindo-se, para cada combinação possível, três exemplares:

- taxa de substituição de AP por AGR: 0, 20, 50 e 100%;
- diâmetro do varão de aço: 12 e 16 mm;
- comprimento de embebedimento do varão: 5, 10 e 15 diâmetros.

A variável do comprimento de embebedimento do varão encontra-se materializada de duas formas nas campanhas experimentais encontradas na bibliografia, variação da altura do provete, fazendo o varão atravessar o mesmo de uma face à outra ou, em alternativa, manter constante a altura do provete, variando o comprimento de varão que fica embebido no betão, não atravessando o provete face a face.

Na presente campanha, optou-se pela segunda hipótese, com altura constante de 300 mm, por se considerar que permite uma compactação igual para todos os exemplares, retirando esse efeito da análise dos resultados.

A betonagem dos provetes foi feita de forma invertida, ou seja, com a face onde penetra o varão voltada para baixo, preenchendo o molde de betão pela outra face. Desta forma, evitaram-se dois problemas: o embebedimento do varão na face menos homogénea (a que fica voltada para cima) pela segregação dos agregados para o fundo, o que influenciaria a aderência do mesmo nesta zona e as irregularidades na superfície do provete a ser travada durante o ensaio que, desta forma, ficou em contacto com a superfície da mesa de betonagem.

Todos os provetes foram mantidos nos respectivos moldes durante 24 h de modo a ganharem resistência suficiente para serem transportados para a câmara de cura húmida sem alterar a sua geometria.

Os provetes foram mantidos em ambiente de cura húmida durante 70 dias, data a que foram ensaiados.

3.6.5.5. *Procedimentos do ensaio*

Os procedimentos do ensaio são:

- retirar os provetes da câmara de cura húmida à idade estipulada para o ensaio (70 dias) e secar a superfície de betão com um pano limpo;
- envolver a secção do varão onde será colocado o LVDT com uma tira de várias camadas de fita adesiva; a distância entre a fita adesiva e o provete de betão deverá ser constante para todos os exemplares;
- posicionar o provete na prensa, garantido a colocação adequada do disco de borracha entre a face superior do mesmo e chapa de aço de travamento; rosca os quatro parafusos alternadamente e em cruz para garantir o travamento nivelado do provete, utilizando um nível para certificação;
- fechar as mandíbulas hidráulicas no topo do varão evitando o esmagamento do mesmo mas garantindo que não existira escorregamento do varão relativamente às mesmas;
- colocar o LVDT e ligar o mesmo à superfície de betão do provete;
- iniciar o ensaio a velocidade constante (0,03 mm/s);
- observar as curvas dos pares registados pelo *data logger*, tanto do LVDT como da prensa hidráulica;
- observar o provete durante todo o ensaio para despistar eventuais falhas ou identificar alguma influência da fendilhação no posicionamento do LVDT;
- parar o ensaio quando a curva força-escorregamento estabilizar num valor constante de força para deslocamento infinito, garantindo que já foi ultrapassada a fase de colapso por aderência;
- libertar as mandíbulas e os parafusos de fixação; remover o LVDT do provete; remover cuidadosamente o provete da prensa e observar o varão para identificar eventuais sinais de plastificação do mesmo.

3.6.5.6. *Resultados*

Os resultados deste ensaio são registados num PC através de um *data logger* ao qual estão ligados o LVDT e a prensa hidráulica. Ambos enviam um registo permanente de pares força-escorregamento que é transferido e apresentado no ecrã.

As curvas não são iguais porque a medição dos escorregamentos é feita em pontos distintos: o LVDT mede os escorregamentos junto ao provete de betão e a prensa hidráulica no topo do varão onde as mandíbulas o agarram. Assim sendo, a curva respeitante à prensa hidráulica será a primeira a registar valores devido a deformação elástica de todo o comprimento do varão. O LVDT só começa a registar valores quando se dá o primeiro micro-escorregamento por perda de aderência, o que explica a não sobreposição das duas curvas.

A força $F_{m\acute{a}x}$ é registada para o pico das duas curvas, que tem de corresponder ao mesmo valor de força, ou seja, ao ponto onde a prensa não precisa de fazer mais incrementos de força para manter a velocidade de arrancamento porque já se deu o colapso por aderência. A partir deste ponto, a força começa a diminuir tendendo a estabilizar.

Caso os picos das duas curvas não correspondam ao mesmo valor de força, tal deverá ser sinal de que outro mecanismo se formou, nomeadamente a plastificação do varão. Também se poderá dar o caso de a fendilhação ocorrer suficientemente próximo do LVDT influenciando o registo dos escorregamentos.

Assim sendo, a força máxima é dada por:

$$F_{m\acute{a}x} = m\acute{a}x\{F_i\} \quad (3.42)$$

e a tensão máxima é dada por:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{\pi \times d \times h} \quad (3.43)$$

onde:

- $F_{m\acute{a}x}$ é a força máxima de ligação da interface (N);
- F_i é a força registada para o deslocamento i (N);
- $\tau_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima de aderência na interface (MPa);
- d é o diâmetro nominal do varão de aço (mm);
- h é o comprimento de varão de aço embebido (mm);

4. Resultados da campanha experimental

4.1. Introdução

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos nos diferentes ensaios realizados fazendo-se, para os mesmos, uma análise comparativa de forma a interpretar a influência da incorporação de agregados reciclados de betão no desempenho mecânico de betões estruturais, tendo em especial consideração a aderência dos mesmos a varões de aço.

4.2. Ensaio de caracterização dos agregados

Neste subcapítulo, são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos agregados utilizados nesta campanha experimental, segundo os procedimentos descritos no subcapítulo 3.4.

4.2.1. Análise granulométrica

Na presente campanha experimental, estudou-se o efeito da incorporação de agregados grossos reciclados de betão em betões estruturais na aderência a varões de aço. Como tal, optou-se por calcular as quantidades de agregados grossos por fracções, sendo mais fácil fazer a substituição exacta de AGP por AGR, recorrendo-se a análise granulométrica e dosagem directa para os agregados finos (areias grossas e finas).

Como referido, durante o procedimento de ensaio, definiu-se M_1 como a massa da amostra em análise e M_2 como a massa da amostra após secagem em estufa ventilada à temperatura de 110 ± 5 °C, até ser atingida massa constante conforme definido no mesmo procedimento.

4.2.1.1. Areia grossa

Na Tabela 4.1, encontram-se os valores referentes às massas M_1 e M_2 da amostra de areia grossa recolhida. Na

Tabela 4.2, encontra-se a análise granulométrica da mesma amostra.

Tabela 4.1 - Valores de M_1 e M_2 da amostra de areia grossa

| M_1 [g] | M_2 [g] |
|-----------|-----------|
| 2354,5 | 2353,4 |

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 4.2 - Análise granulométrica da amostra de areia grossa

| Peneiro [mm] | Massa retida no peneiro [g] | Massa retida no peneiro [%] | Massa passada no peneiro [%] |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 5,6 | 0 | 0 | 100 |
| 4 | 72,9 | 3,1 | 96,9 |
| 2 | 280,1 | 11,9 | 85 |
| 1 | 781,3 | 33,2 | 51,8 |
| 0,5 | 941,4 | 40 | 11,8 |
| 0,25 | 214,2 | 9,1 | 2,7 |
| 0,125 | 40,0 | 1,7 | 1,0 |
| 0,063 | 14,1 | 0,6 | 0,4 |

Na Figura 4.1, encontra-se a curva granulométrica da areia grossa.

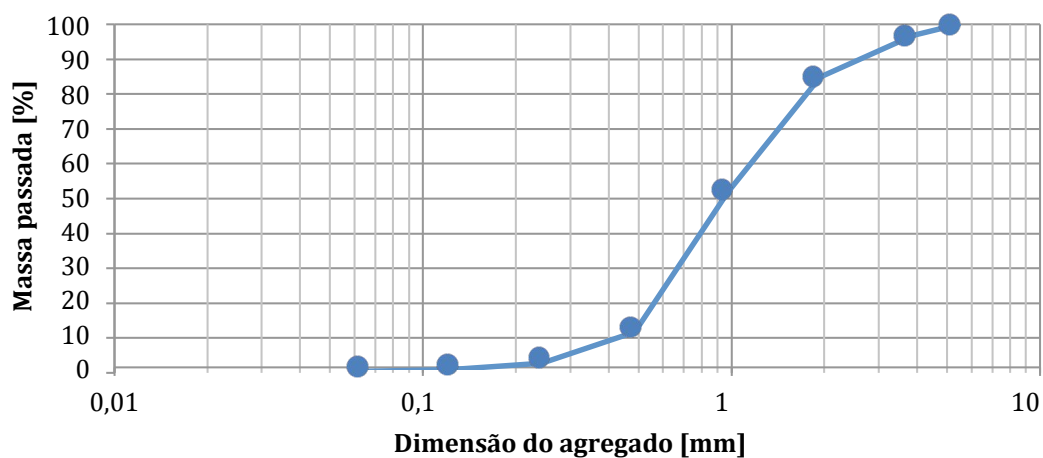


Figura 4.1 - Análise granulométrica da amostra de areia grossa

4.2.1.2. Areia fina

Na Tabela 4.3, encontram-se os valores referentes às massas M_1 e M_2 da amostra de areia fina recolhida. Na Tabela 4.4, encontra-se a análise granulométrica da mesma amostra.

Tabela 4.3 - Valores de M_1 e M_2 da amostra de areia fina

| M_1 [g] | M_2 [g] |
|-----------|-----------|
| 1973,4 | 1972,7 |

Na Figura 4.2, encontra-se a curva granulométrica da areia fina.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 4.4 - Análise granulométrica da amostra de areia fina

| Peneiro [mm] | Massa retida no peneiro [g] | Massa retida no peneiro [%] | Massa passada no peneiro [%] |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 5,6 | 0 | 0 | 100 |
| 4 | 0 | 0 | 100 |
| 2 | 0 | 0 | 100 |
| 1 | 29,6 | 1,5 | 98,5 |
| 0,5 | 437,9 | 22,2 | 76,3 |
| 0,25 | 1159,9 | 58,8 | 17,5 |
| 0,125 | 329,4 | 16,7 | 0,8 |
| 0,063 | 9,9 | 0,5 | 0,3 |

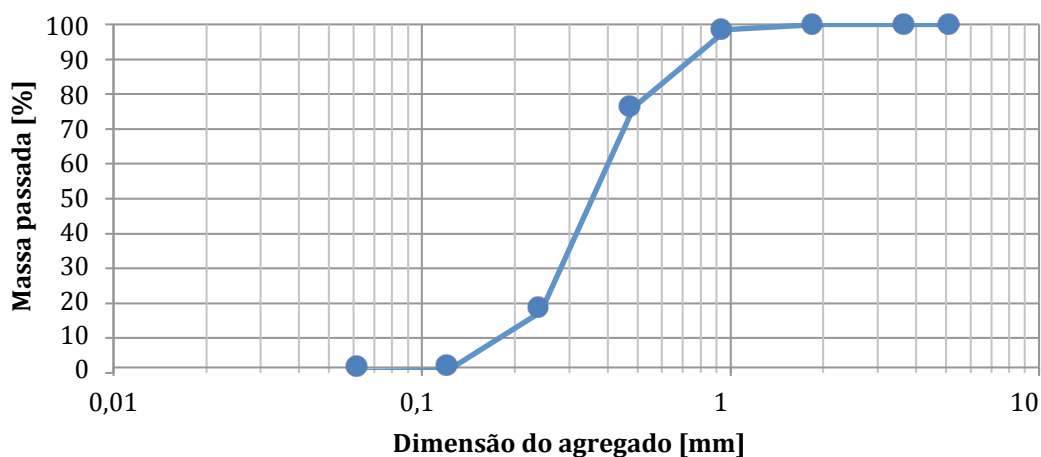


Figura 4.2 - Análise granulométrica da amostra de areia fina

4.2.1.3. Agregados reciclados

Para o melhor conhecimento dos produtos de britagem que forneceram os agregados grossos reciclados de betão, fez-se ainda uma análise granulométrica a uma amostra recolhida desse material.

Na Tabela 4.5, encontram-se os valores referentes às massas M_1 e M_2 da amostra de agregados reciclados de betão recolhida. Na Tabela 4.6, encontra-se a análise granulométrica da mesma amostra.

Tabela 4.5 - Valores de M_1 e M_2 da amostra de AR

| M_1 [g] | M_2 [g] |
|-----------|-----------|
| 7958,1 | 7702,6 |

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 4.6 - Análise granulométrica da amostra de AR

| Peneiro [mm] | Massa retida no peneiro [g] | Massa retida no peneiro [%] | Massa passada no peneiro [%] |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 22,4 | 129,1 | 1,7 | 98,3 |
| 16 | 1226,4 | 15,9 | 82,4 |
| 11,2 | 2282,3 | 29,6 | 52,8 |
| 8 | 1725,6 | 22,4 | 30,4 |
| 5,6 | 1370,8 | 17,8 | 12,6 |
| 4 | 801,5 | 10,4 | 2,2 |
| < 4 | 166,8 | 2,2 | - |

Na Figura 4.3, encontra-se a curva granulométrica dos agregados grossos reciclados de betão.

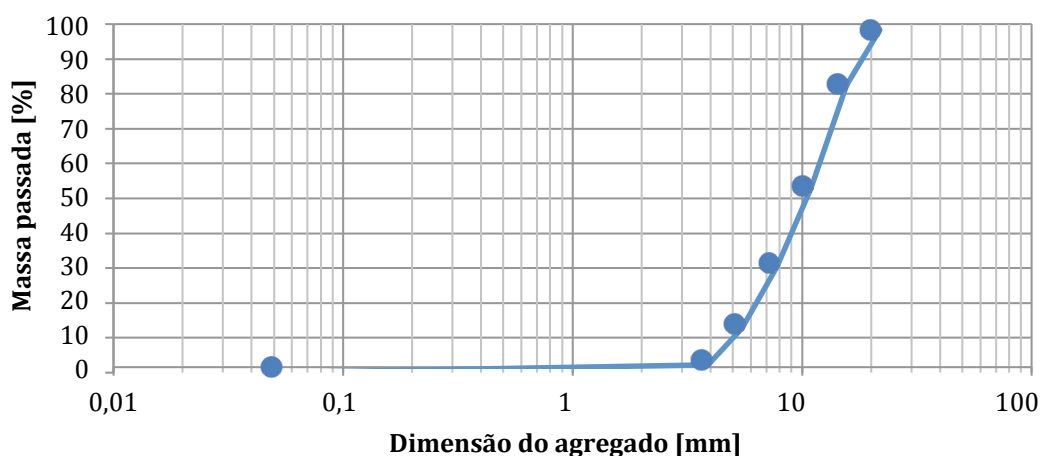


Figura 4.3 - Análise granulométrica a amostra de AR

4.2.2. Massa volúmica e absorção de água

Como referido no subcapítulo 3.4.2., a massa volúmica e a absorção de água dos diferentes agregados utilizados nesta campanha experimental foram aferidas recorrendo aos procedimentos para agregados grossos e finos do método do picnómetro. Na Tabela 4.7, encontram-se os resultados destes ensaios.

Os agregados primários apresentaram massas volúmicas próximas, tendo os AGP apresentado valores ligeiramente maiores do que os AFP. A absorção de água registada pelos AP foi, em qualquer dos casos, inferior a 1%, valor que se considera residual.

Os AGR apresentaram massa volúmica 11,48% inferior à dos AGP e a sua absorção de água foi cerca de sete vezes superior aos mesmos. Ambos os fenómenos estão de acordo com o previsto uma vez que a pasta de cimento presente nos AGR lhes confere uma estrutura mais leve e porosa.

Tabela 4.7 - Massa volúmica e absorção de água dos agregados

| Tipo de agregado | ρ_a [kg/m ³] | ρ_{rd} [kg/m ³] | ρ_{ssd} [kg/m ³] | WA ₂₄ [%] |
|------------------|-------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| AGP | 2729,0 | 2660,0 | 2685,3 | 0,95 |
| Areia grossa | 2639,1 | 2610,1 | 2621,1 | 0,42 |
| Areia fina | 2641,2 | 2619,8 | 2627,9 | 0,31 |
| AGRB | 2613,3 | 2230,4 | 2377,0 | 6,57 |

Relativamente aos resultados encontrados na bibliografia e apresentados na Tabela 2.1, a presente campanha experimental encontra as mesmas tendências de diminuição de massa volúmica e aumento de absorção de água dos AGR relativamente aos AGP, registando-se no entanto uma menor massa volúmica dos AGR da presente campanha comparativamente aos mesmos agregados das restantes campanhas.

4.2.3. Massa volúmica aparente

A massa volúmica aparente ou baridade dos agregados foi aferida segundo o procedimento descrito no subcapítulo 3.4.3.

Na Tabela 4.8, são apresentados os resultados obtidos na presente campanha experimental.

Tabela 4.8 - Baridade dos agregados

| Tipo de agregado | Baridade [kg/m ³] |
|------------------|-------------------------------|
| AGP | 1325,3 |
| Areia grossa | 1523,1 |
| Areia fina | 1512,6 |
| AGRB | 1233,9 |

Observa-se uma maior massa volúmica aparente nos AFP do que nos AGP, o que é explicado pela melhor organização das partículas finas no processo do ensaio, criando menor volume de vazios no recipiente utilizado. Os AGR apresentaram massa volúmica aparente 6,89% menor do que a dos AGP, devido à estrutura mais leve e porosa da pasta de cimento que envolve os primeiros.

As tendências observadas e as suas causas são coerentes com as encontradas na bibliografia e apresentadas na Tabela 2.2. Todos os autores apontaram a menor massa volúmica dos AGR como causa para a diminuição da baridade.

4.2.4. Teor de humidade

O teor de humidade dos agregados foi obtido recorrendo ao procedimento descrito no subcapítulo 3.4.4., cujos resultados se apresentam na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Teor de humidade dos agregados

| Tipo de agregados | Teor de humidade [%] |
|-------------------|----------------------|
| AGP | 1,27 |
| Areia grossa | 0,2 |
| Areia fina | 0,1 |
| AGRB | 3,42 |

O maior teor de humidade dos AGRB face aos AGP (2,7 vezes superior), deve-se à estrutura porosa da pasta cimentícia que constitui os primeiros e que permite um maior armazenamento de partículas de água. Este fenómeno está estritamente ligado à absorção de água dos agregados e apresenta as mesmas tendências encontradas na bibliografia.

Os resultados de teor de humidade são resultado de causas análogas às observadas para a absorção de água.

4.2.5. Índice de forma

Na Tabela 4.10, são apresentados os resultados para os ensaios de índice de forma.

Tabela 4.10 - Índice de forma dos agregados

| Tipo de agregado | Índice de forma [%] |
|------------------|---------------------|
| AGP | 13,7 |
| AGRB | 22,1 |

Os AGRB apresentaram maior índice de forma do que os AGP (1,6 vezes superior) devido ao facto de a pasta de cimento aderida aos primeiros contribuir para que estes tomem formas mais alongadas, ao contrário dos AGP, que têm uma estrutura mais esférica.

Os restantes autores obtiveram tendências análogas àquelas encontradas na presente campanha, como é observável na Tabela 2.3, sendo de assinalar a proximidade entre os resultados apresentados na bibliografia e os obtidos na presente campanha.

4.2.6. Desgaste de *Los Angeles*

Os ensaios de desgaste dos agregados na máquina de *Los Angeles* foram realizados conforme o procedimento descrito no subcapítulo 3.4.4., sendo os resultados obtidos apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Desgaste de Los Angeles

| Tipo de agregado | Δ LA (%) |
|------------------|-----------------|
| AGP | 24,6 |
| AGRB | 41,1 |

A perda de massa dos AGRB através do ensaio de desgaste foi cerca de 1,7 vezes maior do que a dos AGP, facto que se deve à maior fragilidade da pasta cimentícia que constitui os AGRB e que mais facilmente se desgasta, contribuindo em grande parte para a referida perda de massa.

Regista-se ainda o facto de a perda de 41,1% referente aos AGRB ser inferior a 50%, comumente aceite como o valor limite para que os agregados possam ser incorporados em composições de betão estrutural.

Analisando a Tabela 2.6, referente aos resultados encontrados na bibliografia, assinala-se a mesma tendência obtida pelos vários autores. Na presente campanha experimental, obteve-se um valor alto de desgaste para os AGRB, maior do que a generalidade dos resultados obtidos pelos outros autores e da mesma ordem de grandeza do que o desgaste obtido para o mesmo tipo de agregados na campanha de Fonseca (2009).

4.3. Ensaio ao betão no estado fresco

Neste subcapítulo, são apresentados os resultados dos ensaios aos diferentes betões produzidos nesta campanha, quando ainda no seu estado fresco.

4.3.1. Abaixamento

Na presente campanha, adoptou-se, para todas as amassaduras, uma classe de consistência S3, procurando-se ainda que os abaixamentos se encontrassem no intervalo 125 ± 10 mm, de maneira a diminuir as propriedades variantes entre as amassaduras e a permitir uma análise de resultados mais centrada nas outras propriedades em estudo.

Os abaixamentos foram medidos como descrito no procedimento do subcapítulo 3.5.1. Os resultados dos abaixamentos das amassaduras dos provetes dos ensaios de caracterização

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

encontram-se na Tabela 4.12. Os resultados dos abaixamentos das amassaduras dos ensaios de arrancamento encontram-se na Tabela 4.13.

Tabela 4.12 - Abaixamentos das amassaduras dos provetes de caracterização

| Tipo de betão | Abaixamento [mm] |
|---------------|------------------|
| BR | 120 |
| B20 | 120 |
| B50 | 125 |
| B100 | 130 |

Tabela 4.13 - Abaixamentos das amassaduras dos provetes de arrancamento

| Tipo de betão | Abaixamento [mm] |
|---------------|------------------|
| BR-1 | 115 |
| BR-2 | 115 |
| BR-3 | 120 |
| BR-4 | 115 |
| B20-1 | 120 |
| B20-2 | 120 |
| B20-3 | 115 |
| B20-4 | 120 |
| B50-1 | 120 |
| B50-2 | 125 |
| B50-3 | 120 |
| B50-4 | 120 |
| B100-1 | 125 |
| B100-2 | 130 |
| B100-3 | 125 |
| B100-4 | 130 |

Tendo em conta que a maior absorção de água apresentada pelos AGRB foi compensada com uma quantidade extra de água de amassadura consoante a taxa de substituição de AGP por agregados daquele tipo, conseguiu-se manter a trabalhabilidade dos betões dentro do intervalo pretendido.

É também de salientar a multiplicidade de factores que podem influenciar a trabalhabilidade de um betão, especialmente em amassaduras de volumes reduzidos, tais como a humidade e temperatura do ar, a temperatura dos materiais e o seu estado de limpeza, que se procuraram manter sempre inalterados.

4.3.2. Massa volúmica

A massa volúmica das amassaduras foi aferida como descrito no procedimento constante no subcapítulo 3.5.2. Na Tabela 4.14, encontram-se os resultados das massas volúmicas para as

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

amassaduras dos provetes de caracterização. Na Tabela 4.15, encontram-se os resultados das massas volúmicas para as amassaduras dos provetes de arrancamento.

Tabela 4.14 - Massa volúmica das amassaduras dos provetes de caracterização

| Tipo de betão | Massa volúmica [kg/m ³] |
|---------------|-------------------------------------|
| BR | 2370,9 |
| B20 | 2340,6 |
| B50 | 2315,2 |
| B100 | 2244,4 |

Tabela 4.15 - Massa volúmica das amassaduras dos provetes de arrancamento

| Tipo de betão | Massa volúmica [kg/m ³] |
|---------------|-------------------------------------|
| BR-1 | 2360,1 |
| BR-2 | 2362,3 |
| BR-3 | 2361,0 |
| BR-4 | 2364,9 |
| B20-1 | 2330,7 |
| B20-2 | 2331,9 |
| B20-3 | 2342,1 |
| B20-4 | 2336,3 |
| B50-1 | 2310,8 |
| B50-2 | 2311,1 |
| B50-3 | 2312,0 |
| B50-4 | 2311,6 |
| B100-1 | 2230,5 |
| B100-2 | 2234,2 |
| B100-3 | 2232,2 |
| B100-4 | 2234,3 |

Na Figura 4.4, encontram-se os resultados das Tabelas 4.14 e 4.15 em que, para cada tipo de betão, se considerou a média de todas a medições de massa volúmica realizadas.

Como esperado, a massa volúmica dos betões diminuiu com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGR, tendência consonante com os resultados encontrados na bibliografia e apresentados nas Figuras 2.1, 2.2 e 2.3. Esta diminuição deve-se, como referido, à menor massa volúmica dos AGR em relação aos AGP, conferida pela estrutura mais leve e porosa da pasta de cimento que envolve os primeiros. Os autores cujos trabalhos foram referidos encontram a mesma justificação para a diminuição da massa volúmica com o aumento da taxa de substituição de AGP por AGRB. A regressão linear mostra que existe uma relação estreita entre as duas variáveis, tal como comprova o coeficiente de correlação $R^2 = 0,99$.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

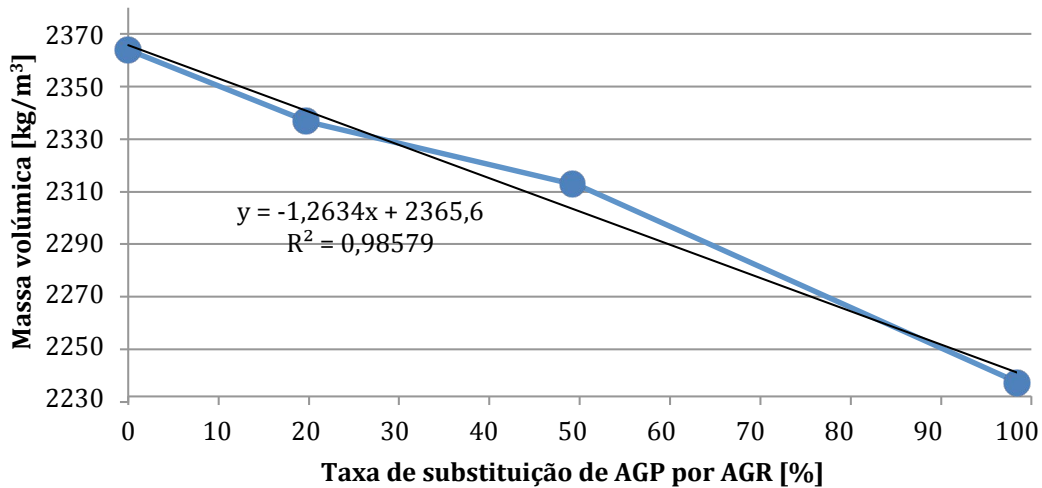


Figura 4.4 - Massas volúmicas das diferentes amassaduras

4.4. Ensaio ao betão no estado endurecido

Neste subcapítulo, são apresentados os resultados dos ensaios aos provetes de betão no estado endurecido, o que inclui tanto os provetes de caracterização das propriedades mecânicas dos betões como os provetes de arrancamento.

4.4.1. Resistência à compressão

Os resultados de resistência à compressão dos diferentes betões com as idades de 7, 28 e 56 dias encontram-se na Tabela 4.16. Na mesma tabela, pode-se também ver a variação da resistência à compressão dos diferentes betões em relação aos provetes de BR, para a mesma idade.

Tabela 4.16 - Resistência à compressão a 7, 28 e 56 dias

| Tipo de betão | $f_{cm,7}$ [MPa] | $\Delta_{BR,7}$ [%] | $f_{cm,28}$ [MPa] | $\Delta_{BR,28}$ [%] | $f_{cm,56}$ [MPa] | $\Delta_{BR,56}$ [%] |
|---------------|------------------|---------------------|-------------------|----------------------|-------------------|----------------------|
| BR | 34,7 | - | 48,5 | - | 52,7 | - |
| B20 | 37,2 | +7,2 | 49,3 | +1,6 | 52,8 | +0,2 |
| B50 | 36,3 | +4,6 | 47,9 | -1,2 | 49,1 | -6,8 |
| B100 | 30,4 | -12,4 | 43,4 | -10,5 | 45,7 | -13,3 |

Na Figura 4.5, estão representados graficamente os resultados constantes da Tabela 4.16.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

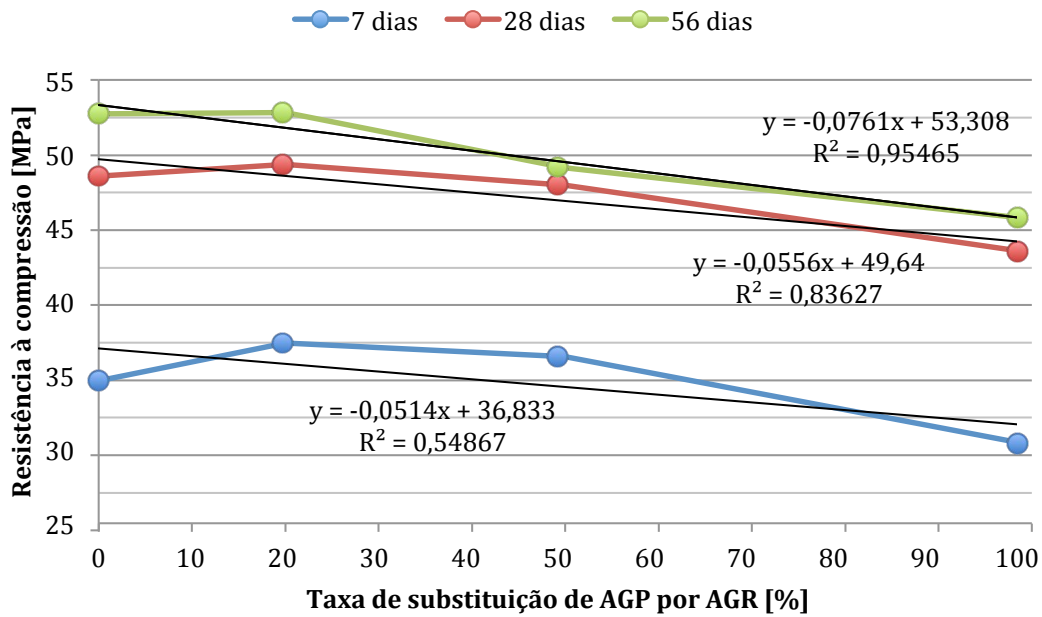


Figura 4.5 - Resistência à compressão a 7, 28 e 56 dias

Na curva correspondente à resistência à compressão para 7 dias de idade, observa-se que, para todas as famílias de betão, ainda não foi atingido o valor máximo da resistência à compressão, comprovado pela grande distância desta curva às curvas de 28 e 56 dias. Este facto mostra um comportamento semelhante entre os BAGR e os BR. Observa-se um pequeno acréscimo de resistência para as taxas de 20 e 50% (+7,2 e +4,6%, respectivamente) e um decréscimo para a taxa de 100 % face ao BR (-12,4%). Pelo facto de ainda estarem a ocorrer fenómenos físico-químicos que contribuem para a resistência do betão, os resultados apresentam correlações pouco lineares, tal como é traduzido pelo coeficiente de correlação $R^2 = 0,55$.

Na curva correspondente à resistência à compressão para 28 dias de idade, observa-se que a resistência à compressão total foi praticamente atingida para todas as famílias, como é demonstrado pela proximidade desta curva à curva de 56 dias de idade. Este fenómeno é mais notório nos betões com taxas de substituição de 50 e 100%, onde a resistência aos 28 e 56 dias é praticamente idêntica, ao invés das taxas de 0 e 20%, onde a resistência à compressão aumenta cerca de 4 MPa entre 28 e 56 dias. Os betões com 20% de substituição apresentaram um acréscimo de resistência de 1,6% em relação ao BR, enquanto que os betões com taxas de 50 e 100% de substituição apresentaram decréscimos de 1,2 e 10,55%, respectivamente. Para 28 dias, e pelo facto de a resistência à compressão já ser próxima da total, o coeficiente de correlação ($R^2 = 0,84$) já demonstra uma relação estreita entre as variáveis.

Na curva correspondente à resistência à compressão aos 56 dias, considera-se que o betão já atingiu a totalidade da sua resistência. Houve um acréscimo de resistência de 0,2% para os betões com 20% de substituição e decréscimos de 6,8 e 13,3% para os betões com taxas de

substituição de 50 e 100%. O coeficiente de correlação ($R^2 = 0,96$) demonstra um acréscimo da relação entre as duas variáveis com o aumento da idade do betão.

Regista-se a existência de acréscimos de resistência face ao BR para os betões com 20 e 50% de taxa de substituição, sobretudo nas idades mais jovens (7 e 28 dias). Avaliando a resistência mecânica dos agregados, seria expectável que a incorporação de AGRB piorasse a resistência à compressão do betão, o que não aconteceu em certos casos na presente campanha, com especial incidência no betão com 20% de substituição, onde a resistência é maior do que a do BR para qualquer idade de ensaio.

Evangelista (2007) encontrou algumas tendências semelhantes para betões com AFRB e sugeriu, citando Katz (2003), que os agregados reciclados de betão contêm partículas de betão não hidratadas que elevam o teor absoluto de cimento das misturas em que são inseridos, contribuindo para o aumento da resistência mecânica das mesmas quando no estado endurecido. Barra e Vasquez (1996) e Poon (2004), igualmente citados por Evangelista (2007), apontam para os benefícios da maior porosidade da estrutura dos agregados reciclados de cimento, que permitem uma melhor penetração da nova pasta de cimento e uma melhoria na ligação entre estes dois constituintes através da formação de micropregagens. Estes fenómenos deverão ter contribuído para os acréscimos de resistência verificados na presente campanha. Gomes (2007) também obteve aumentos de resistência à compressão com a incorporação de agregados reciclados de betão, fundamentando igualmente estas tendências no aumento da quantidade total de cimento proporcionada pelas partículas de cimento não hidratadas que estes adicionam à mistura.

Conclui-se então que, nos resultados da presente campanha, existem dois efeitos provocados pela incorporação de AGRB: o aumento da quantidade absoluta de cimento pela adição de partículas não hidratadas de cimento contidas nos AGRB e a diminuição da resistência da mistura causada pela menor resistência mecânica dos AGRB.

Para a taxa de 50% de substituição, os acréscimos são menores, sugerindo que a menor resistência mecânica dos AGRB começa a ter um papel preponderante na resistência do betão endurecido face ao efeito do aumento da quantidade absoluta de cimento. Esta tendência confirma-se para a taxa de 100%, onde as resistências são invariavelmente menores, independentemente da idade do ensaio.

Na Figura 4.6, são apresentados os resultados da resistência à compressão aos 28 dias sob a forma de rácio entre a resistência obtida para cada família de betão e a resistência obtida para o BR. Os resultados da presente campanha estão ilustrados por uma curva mais espessa. Na mesma figura, encontram-se, também sob a mesma forma, os resultados recolhidos na bibliografia e apresentados na Figura 2.4.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

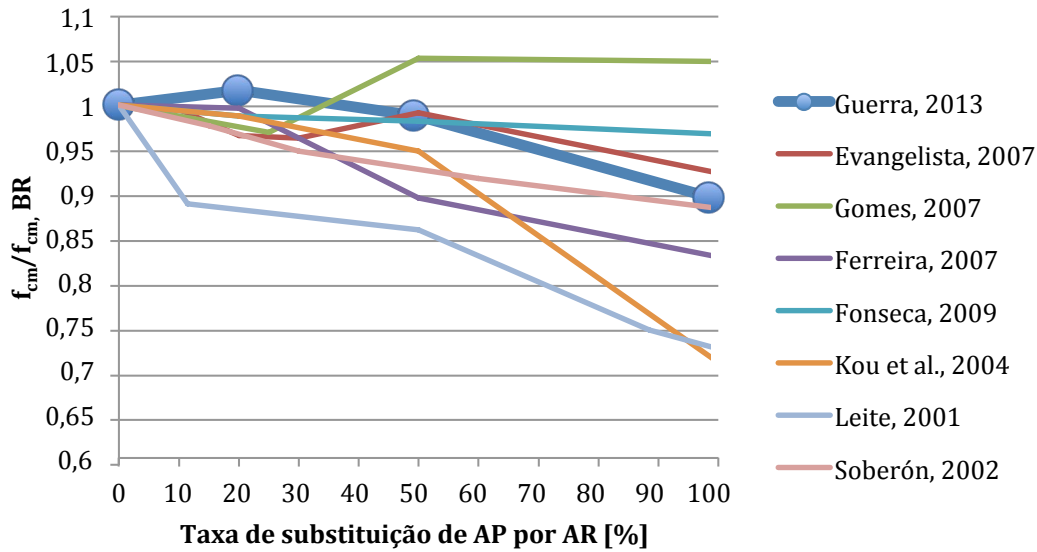


Figura 4.6 - Rácio entre a resistência à compressão a 28 dias dos BAR e dos BR comparativamente aos resultados da bibliografia

Verifica-se que existe uma tendência generalizada para a perda de resistência à compressão com a substituição total dos AGP por AGR, que é coerente com os resultados obtidos na presente campanha. A diversidade de resultados para taxas mais baixas estará relacionada com a origem dos AGR, com a quantidade de pasta de cimento aderida à superfície dos mesmos, com o tempo e ambiente de cura dos betões (que ditam a quantidade de partículas de cimento não hidratadas dos AGR) e com o tipo e dosagem de novo cimento utilizado nas misturas. Estes factores podem ditar se os AGR pioram ou melhoram a resistência do betão para taxas de substituição mais baixas. Para a taxa de 100% de substituição, a preponderância da maior fragilidade dos AGR sobre os restantes fenómenos referidos é notória, havendo perda de resistência para todas as campanhas apresentadas, excepto na de Gomes (2007). Este autor defende que, para a sua campanha, quanto maior a taxa de substituição de AGP por AGRB, maior a quantidade de partículas de cimento não hidratadas e maior a quantidade absoluta de cimento, originando betões com maior resistência mecânica.

4.4.2. Resistência à tracção por compressão diametral

Os resultados dos ensaios à resistência à tracção por compressão diametral aos 28 dias, dos diferentes betões, encontram-se na Tabela 4.17. A representação gráfica dos mesmos resultados é feita na Figura 4.7.

Tabela 4.17 - Resistência à tracção por compressão diametral a 28 dias

| Tipo de betão | $f_{ctm,28}$ [MPa] | $\Delta_{BR,28}$ [%] |
|---------------|--------------------|----------------------|
| BR | 3,95 | - |
| B20 | 3,96 | +0,3 |
| B50 | 3,61 | -8,6 |
| B100 | 3,63 | -8,1 |

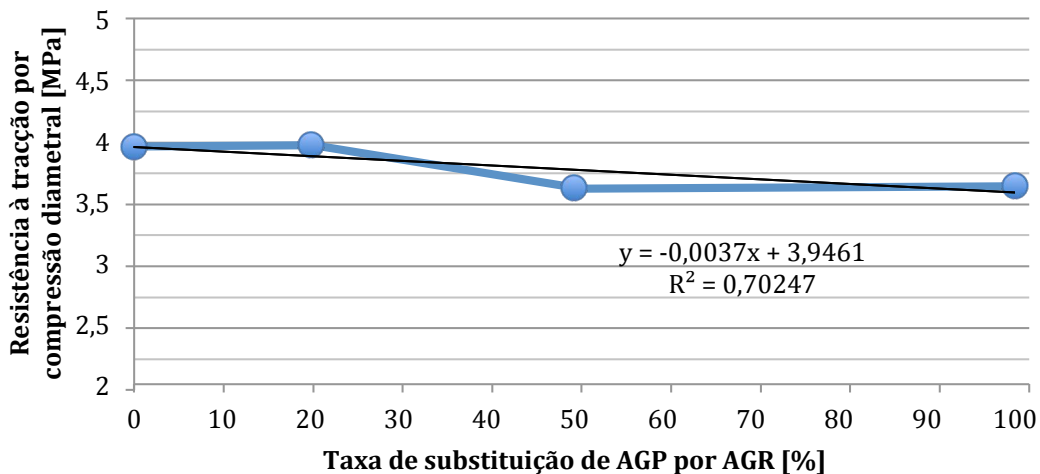


Figura 4.7 - Resistência à tracção por compressão diametral a 28 dias

Pode observar-se um acréscimo de resistência de 0,3% de resistência para a taxa de substituição de 20%. Esta tendência é análoga à encontrada para a resistência à compressão, sugerindo que as partículas de cimento não hidratadas presentes nos AGRB, contribuíram para um ligeiro aumento da resistência à tracção por compressão diametral.

Registaram-se perdas de 8,6 e 8,1% para as taxas de substituição de 50 e 100%, respectivamente. A fragilidade da estrutura porosa dos AGRB ditou esta perda, sendo que este fenómeno se fez sentir, na resistência à tracção, para taxas menores de substituição de AGP por AGRB, que na resistência à compressão, havendo no entanto uma tendência análoga.

Os resultados levam a crer que a menor resistência mecânica dos AGRB tem influência na resistência à tracção dos betões para taxas menores de substituição, que na resistência à compressão.

A regressão linear mostra que a relação entre as duas variáveis é estreita, facto ilustrado pelo coeficiente de correlação ($R^2 = 0,7$).

Na Figura 4.8, são apresentados os resultados de resistência à tracção por compressão diametral sob a forma de rácio entre os valores de cada tipo de betão e os resultados obtidos para o BR. A curva referente à presente campanha está representada com traço mais espesso, as restantes curvas dizem respeito aos resultados encontrados na bibliografia e apresentados na Figura 2.5.

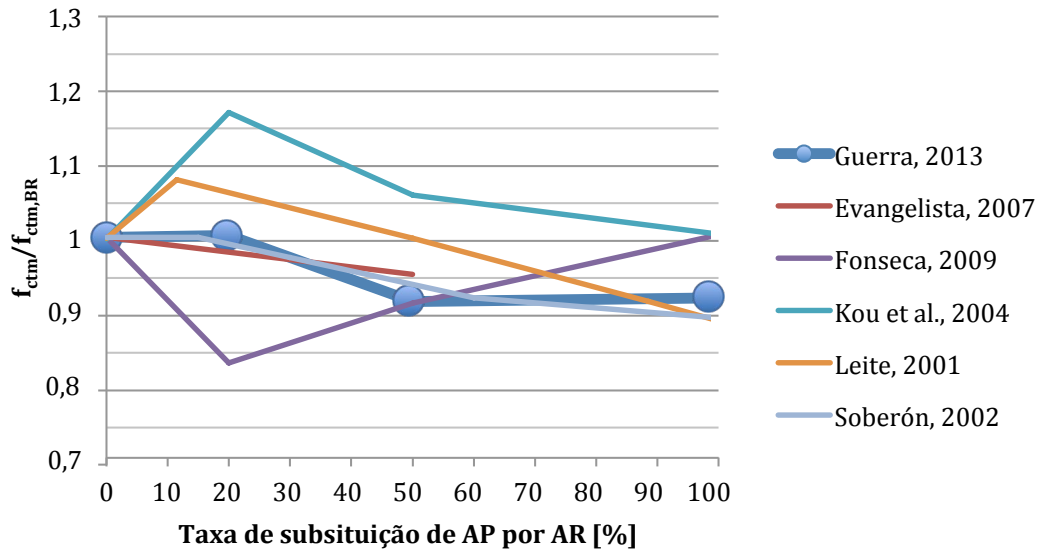


Figura 4.8 - Rácio entre a resistência à tracção por compressão diametral a 28 dias dos BAR e dos BR, comparativamente aos resultados da bibliografia

É de assinalar a tendência generalizada para a perda de resistência à tracção dos betões com a substituição integral de AP por AR. Para taxas menores, a preponderância da menor resistência mecânica dos AR faz-se sentir consoante o tipo e características dos mesmos, tal como para a resistência à compressão. Fonseca (2009) obteve resultados contrários às tendências gerais apresentadas pelos restantes autores.

4.4.3. Módulo de elasticidade

O resultados obtidos nos ensaios de módulo de elasticidade para os provetes dos diferentes betões produzidos encontram-se na Tabela 4.18. A representação gráfica dos mesmos encontra-se na Figura 4.9.

O módulo de elasticidade registou perdas de 1,1; 8,2 e 12,2% relativamente ao BR, para as taxas de substituição de AGP por AGRB de 20, 50 e 100%, respectivamente.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 4.18 - Módulo de elasticidade a 28 dias

| Tipo de betão | $E_{cm,28}$ [GPa] | $\Delta_{BR,28}$ [%] |
|---------------|-------------------|----------------------|
| BR | 37,6 | - |
| B20 | 37,2 | -1,1 |
| B50 | 34,5 | -8,2 |
| B100 | 33,0 | -12,2 |

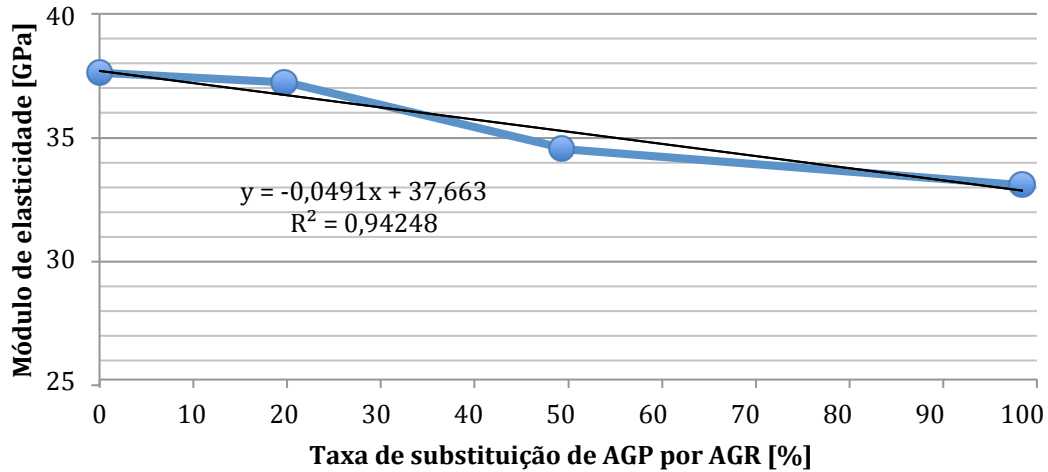


Figura 4.9 - Módulo de elasticidade a 28 dias

Coutinho e Gonçalves (2007), citados por Evangelista (2007), apontam para o facto de o módulo de elasticidade ser dependente da deformabilidade dos agregados. Tendo em conta que os AGRB são constituídos por uma camada superficial de pasta de cimento com uma estrutura mais porosa e frágil, e portanto mais deformável, é expectável que estes confirmem aos betões endurecidos uma maior deformabilidade. De facto, regista-se uma relação praticamente linear ($R^2 = 0,94$) entre as duas variáveis, confirmando a hipótese avançada pelos referidos autores.

Na Figura 4.10, são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade sob a forma de rácio entre os valores da várias famílias de betões produzidos e os resultados obtidos para o BR. A curva referente à presente campanha está representada com um traço mais espesso. As restantes curvas dizem respeito aos resultados encontrados na bibliografia e apresentados na Figura 2.6. Estas apresentam uma tendência idêntica à obtida na presente campanha, com diminuições quase lineares do módulo de elasticidade em função da taxa de substituição de AP por AR. Esta propriedade foi a que revelou resultados mais consensuais, independentemente da natureza e granulometria dos AR utilizados.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

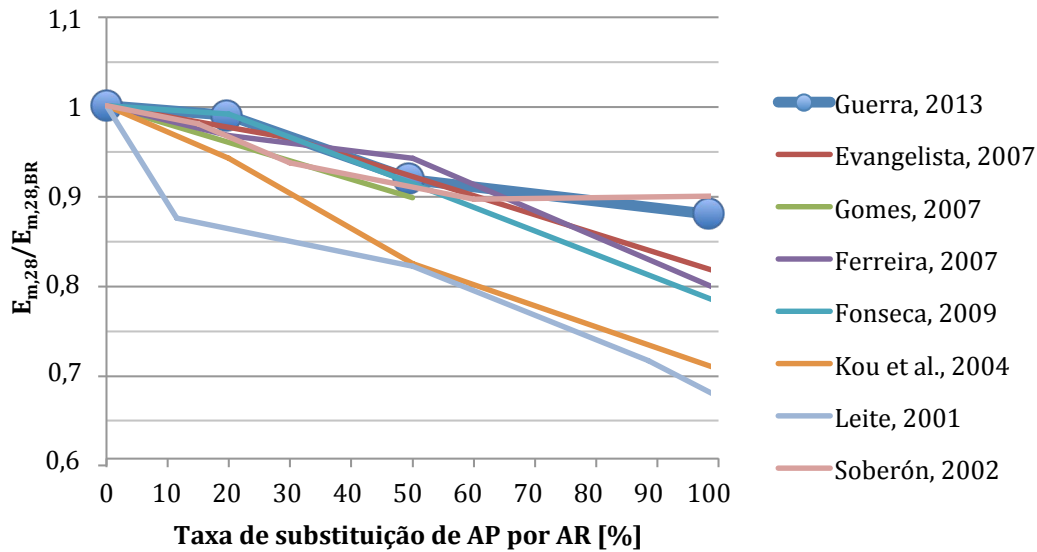


Figura 4.10 - Rácio entre o módulo de elasticidade a 28 dias dos BAR e dos BR, comparativamente aos resultados da bibliografia

4.4.4. Resistência à abrasão

Os resultados dos ensaios de abrasão encontram-se na Tabela 4.19 e representados graficamente na Figura 4.11.

Tabela 4.19 - Resistência à abrasão a 91 dias

| Tipo de betão | ΔL [mm] | $\Delta_{BR,90}$ [%] |
|---------------|-----------------|----------------------|
| BR | 3,52 | - |
| B20 | 3,52 | -0,1 |
| B50 | 2,96 | 15,93 |
| B100 | 3,67 | -4,22 |

Os provetes de BR apresentaram uma perda de espessura de 3,52 mm e, comparativamente a este resultado, as variações relativas aos betões com substituição de 20, 50 e 100% foram de -14,84; +15,93 e -4,22%, respectivamente. Os resultados não apresentam nenhuma tendência que relacione as duas variáveis, o que é comprovado pelo baixo coeficiente de correlação da regressão linear ($R^2 = 0,02$).

Na Figura 4.12, são apresentados os resultados de resistência à abrasão sob a forma de rácio entre os valores de cada família de betão produzidas e os resultados do BR. Os resultados da presente campanha estão representados com traço mais espesso. Na mesma figura, são apresentados os resultados encontrados na bibliografia constantes na Figura 2.7.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

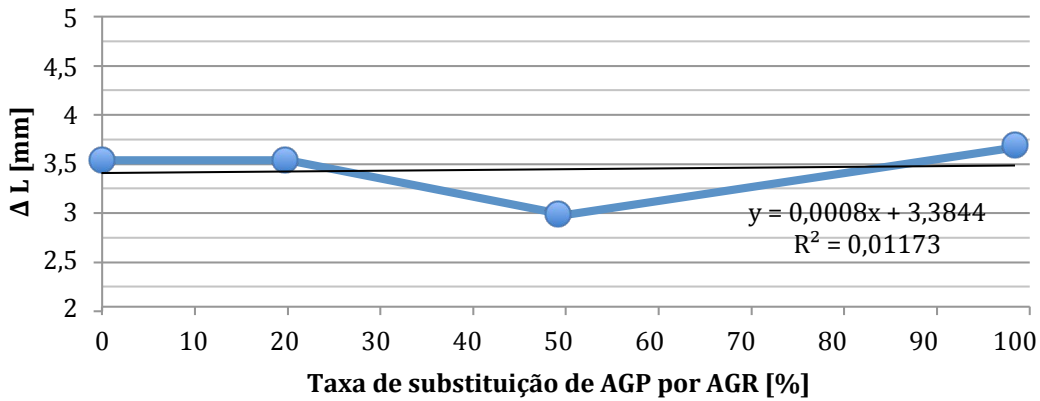


Figura 4.11 - Resistência à abrasão a 90 dias

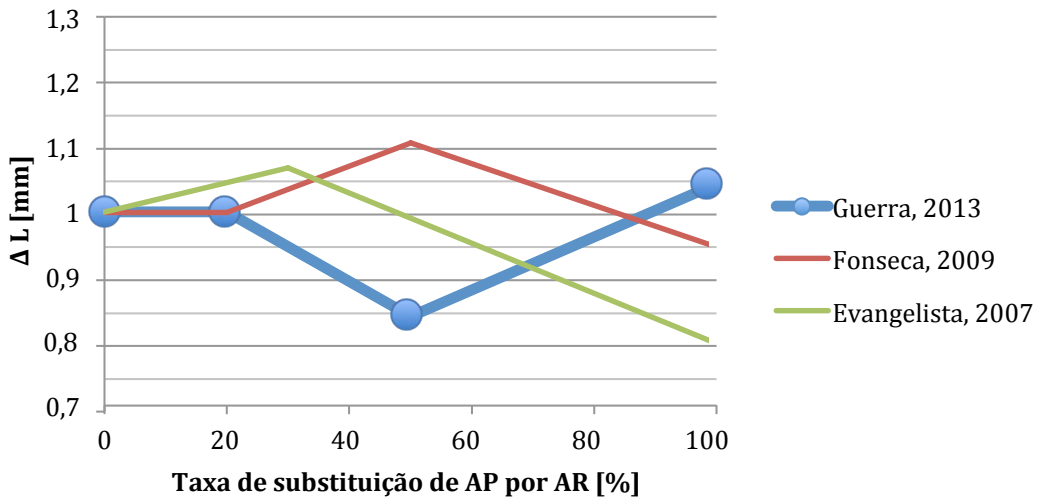


Figura 4.12 - Rácio entre a resistência à abrasão a 90 dias dos BAR e do BR, comparativamente aos resultados da bibliografia

Também Fonseca (2009) e Evangelista (2007) não encontraram nenhuma tendência entre as mesmas variáveis obtendo, no entanto, uma curva com menores variações do que a da presente campanha. Conclui-se dos resultados apresentados que a incorporação de AR não influencia de forma evidente a resistência à abrasão dos betões.

4.4.5. Aderência a varões de aço

Neste subcapítulo, são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento de varões nos provetes fabricados com os diferentes betões produzidos nesta campanha experimental. Estes ensaios foram realizados a 70 dias.

4.4.5.1. Curvas força-escorregamento e modos de rotura

Na Figura 4.13, é apresentada uma representação tipo das curvas força-escorregamento do ensaio de arrancamento desenvolvido na presente campanha.

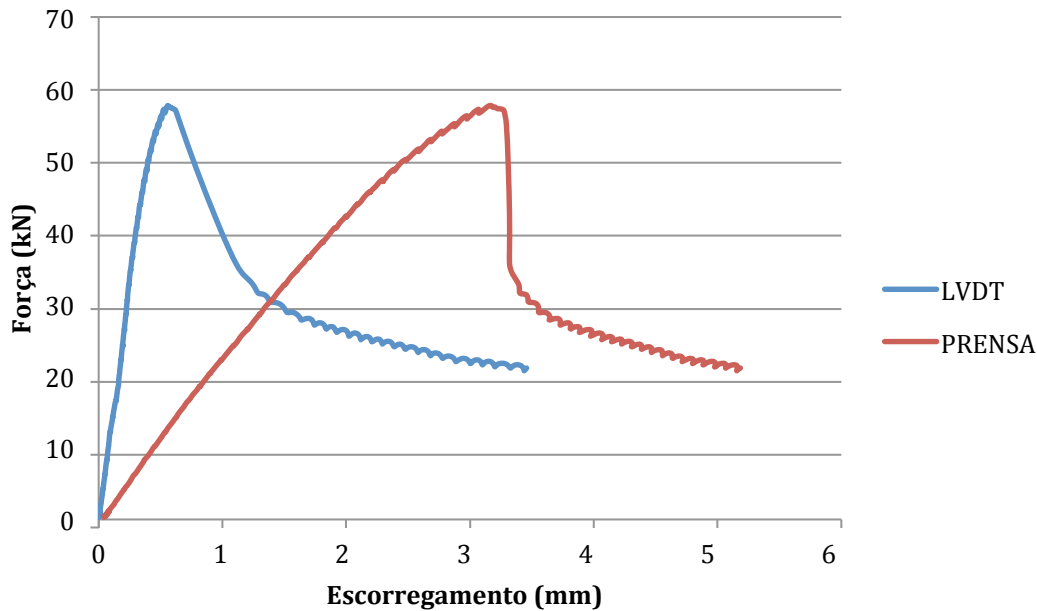


Figura 4.13 - Curva força-escorregamento do ensaio de arrancamento

As duas curvas que constituem o gráfico do ensaio dizem respeito às duas leituras feitas para o escorregamento do varão: a realizada na prensa hidráulica e a realizada no LVDT. A medição das forças foi apenas realizada na prensa hidráulica.

Visto que o dispositivo de leitura do escorregamento utilizado pela prensa hidráulica se localiza ao nível das mandíbulas que prendem o varão de aço, as medições por este realizadas incluíram também a deformação elástica do varão (alongamento) até ocorrer o ponto de força máxima (rotura por aderência). O LVDT foi posicionado a 5 cm do provete de betão, pelo que a sua leitura de escorregamentos também abrange a deformação elástica correspondente a esse comprimento de varão.

O facto de existir uma contribuição da deformação elástica do varão para as leituras faz com que ambas as curvas apresentem declive positivo no seu primeiro troço, sendo que a curva da prensa contabiliza a deformação do comprimento total do varão e a do LVDT de apenas 5 cm do mesmo, o que justifica o menor declive da segunda. Teoricamente, se a leitura fosse feita no ponto onde o varão mergulha no provete de betão, o primeiro troço da curva seria praticamente vertical, com pequenas perturbações devido ao micro-escorregamento.

O pico de ambas as curvas representa o ponto onde ocorre a rotura por aderência que corresponde à força máxima, ou força de arrancamento. A partir desse instante, existe escorregamento livre do varão dentro do provete de betão para valores de força cada vez menores, visto que o ensaio é realizado para velocidade constante de arrancamento (0,03 mm/s) e que é oferecida cada vez menor resistência, causada pela abertura de fendas. De seguida, existe estabilização do andamento da curva, com pequenas perturbações relacionadas com o atrito pontual de saliências que causam fricção nas nervuras do varão.

O modo de rotura apresentado pelos provetes foi uniforme, sendo caracterizado pela abertura radial de fendas desde o centro do provete, onde se localiza o varão, até ao perímetro do mesmo (*splitting*). Em altura, essas fendas apresentaram comprimento igual ao comprimento de embebedimento do varão. O modo de rotura é representado na Figura 4.14.



Figura 4.14 - Modo de rotura dos provetes de arrancamento

As curvas de ensaio de cada provete poderão ser consultadas no Anexo J. As curvas correspondentes à leitura do LVDT apresentaram, por vezes, algumas anomalias atribuídas à montagem do ensaio ou mesmo à interferência do modo de rotura no posicionamento do dispositivo.

4.4.5.2. Apresentação e análise de resultados

Nas Tabelas 4.20 e 4.21, estão sintetizados os resultados correspondentes a varões de aço com diâmetro de 12 e 16 mm, respectivamente, embebidos de 5, 10 e 15 diâmetros nos betões produzidos com as quatro taxas de substituição de AGP por AGR. As forças médias de arrancamento foram obtidas através da média dos resultados obtidos para os três provetes de cada tipo.

A designação das famílias de provetes é feita da seguinte forma: (tipo de betão)_(diâmetro do varão)_(comprimentos de embebedimento)_(número do provete: 1, 2 ou 3).

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 4.20 - Resultados dos ensaios de arrancamento dos provetes com varões de 12 mm

| Tipo de betão | Comprimento de embebimento | Força de arrancamento média [kN] | Δ_{BR} [%] | Desvio padrão [kN] |
|---------------|----------------------------|----------------------------------|-------------------|--------------------|
| BR | 5 Φ | 34,25 | - | 2,65 |
| | 10 Φ | 45,75 | - | 2,97 |
| | 15 Φ | 54,53 | - | 4,33 |
| B20 | 5 Φ | 34,67 | +1,21 | 3,13 |
| | 10 Φ | 54,21 | +18,51 | 4,64 |
| | 15 Φ | 58,18 | +6,69 | 1,10 |
| B50 | 5 Φ | 31,95 | -6,73 | 2,76 |
| | 10 Φ | 47,73 | +4,34 | 2,45 |
| | 15 Φ | 53,13 | -2,57 | 3,49 |
| B100 | 5 Φ | 27,07 | -20,98 | 1,56 |
| | 10 Φ | 43,20 | -5,57 | 0,56 |
| | 15 Φ | 48,51 | -9,22 | 2,50 |

Tabela 4.21 - Resultados dos ensaios de arrancamento dos provetes com varões de 16 mm

| Tipo de betão | Comprimento de embebimento | Força de arrancamento média [kN] | Δ_{BR} [%] | Desvio padrão [kN] |
|---------------|----------------------------|----------------------------------|-------------------|--------------------|
| BR | 5 Φ | 47,13 | - | 1,20 |
| | 10 Φ | 63,52 | - | 10,58 |
| | 15 Φ | 80,24 | - | 5,08 |
| B20 | 5 Φ | 44,16 | -6,31 | 1,54 |
| | 10 Φ | 77,89 | +22,63 | 6,71 |
| | 15 Φ | 80,00 | -0,3 | 5,89 |
| B50 | 5 Φ | 39,09 | -17,06 | 3,32 |
| | 10 Φ | 59,99 | -5,56 | 4,74 |
| | 15 Φ | 75,09 | -6,41 | 2,47 |
| B100 | 5 Φ | 40,78 | -13,48 | 3,14 |
| | 10 Φ | 54,56 | -14,11 | 3,85 |
| | 15 Φ | 72,1 | -10,14 | 3,03 |

Para proceder à análise dos resultados experimentais, é feita uma representação dos mesmos em dois tipos de curva: força de arrancamento-comprimento de embebimento e força de arrancamento-taxa de substituição de AGP por AGR. O primeiro tipo de curva permite analisar o efeito do aumento do comprimento de embebimento na força de arrancamento dos varões, para cada tipo de varão e cada tipo de betão. O segundo tipo de curva permite analisar o efeito da incorporação de AGRB na força de arrancamento para cada tipo de varão e cada tipo de comprimento de embebimento.

No próximo subcapítulo, os resultados experimentais são enquadrados e comparados com a metodologia de cálculo proposta pelo *Model Code 2010* para os fenómenos físicos encontrados nos ensaios experimentais da presente campanha.

Na Figura 4.15, estão representados os resultados obtidos para os provetes de BR e varão de 12 mm, em função do comprimento de embhecimento. A curva traçada corresponde à média dos resultados dos três provetes de cada tipo.

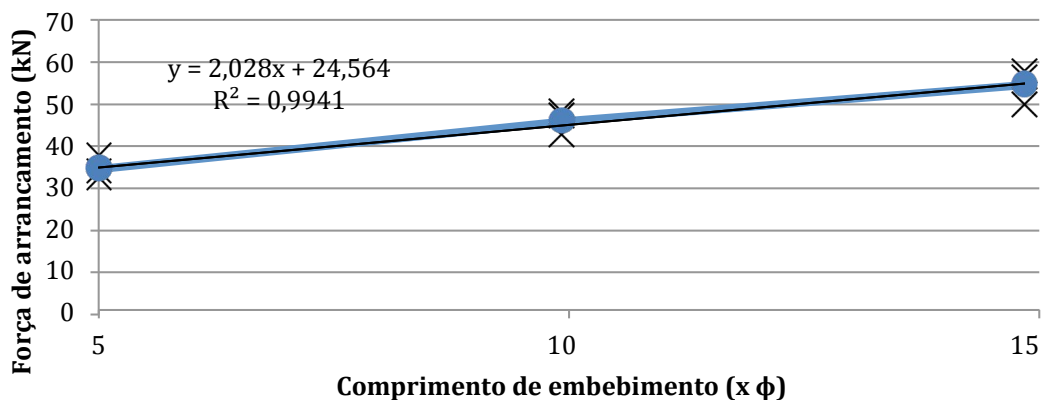


Figura 4.15 - Força de arrancamento dos provetes de BR com varão de 12 mm, em função do comprimento de embhecimento

Como se pode observar, a relação entre as duas variáveis é linear, com coeficiente de correlação $R^2 = 0,99$. Os resultados individuais dos provetes foram muito próximos, bem como os respectivos modos de rotura. A força de arrancamento é crescente com o aumento do embhecimento porque cresce também a área da interface aço-betão na qual ocorre a aderência.

Na Figura 4.16, estão representados os resultados obtidos para os provetes de B20 com varões de 12 mm, em função do comprimento de embhecimento. A curva traçada corresponde à média dos resultados dos três provetes de cada tipo.

Os resultados mostram uma relação praticamente linear, com coeficiente de correlação $R^2 = 0,87$. A força média de arrancamento para os provetes com embhecimento de 10 diâmetros encontra-se ligeiramente acima do valor respectivo na regressão linear. Tendo em consideração a gama de resultados obtidos e que a curva de regressão se encontra muito próxima dessa gama, conclui-se que o ligeiro desvio da média se deve à margem de erro inerente a um ensaio experimental desta natureza, onde foram fabricados três espécimes para cada tipo. Um dos provetes com embhecimento de 15 diâmetros (assinalado a vermelho no gráfico) apresentou rotura total do varão de aço, pelo que o seu resultado não se enquadra na força de arrancamento, não tendo sido contabilizado para o cálculo da média daquele tipo de provete.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

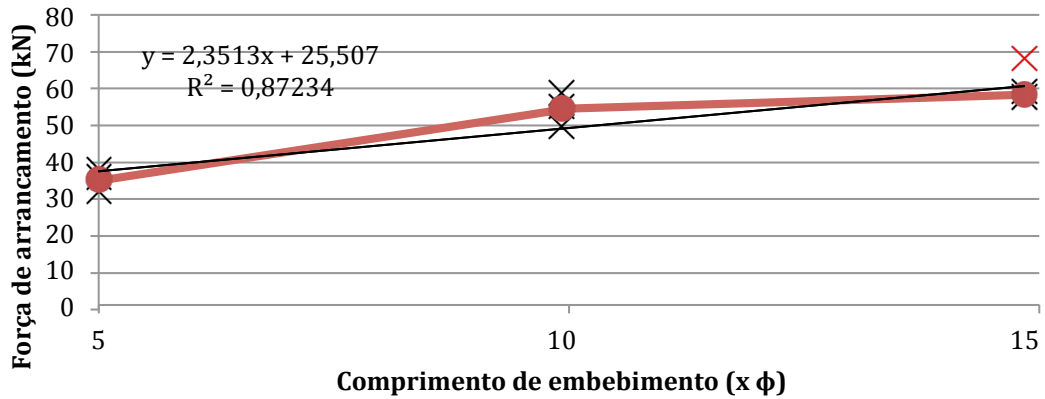


Figura 4.16 - Força de arrancamento dos provetes de B20 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embestimento

Na Figura 4.17, estão representados os resultados obtidos para os provetes de B50 com varões de 12 mm, em função do comprimento de embestimento.

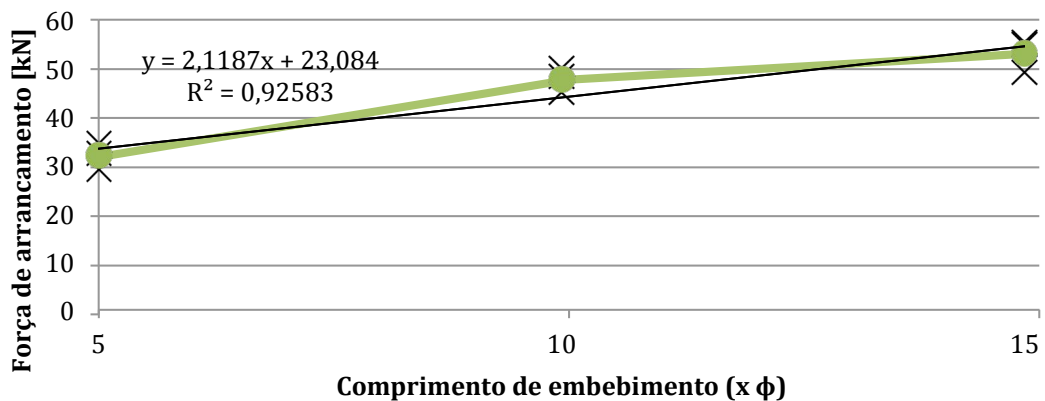


Figura 4.17 - Força de arrancamento dos provetes de B50 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embestimento

Os resultados mostram uma relação estreita e linear entre as duas variáveis, com coeficiente de correlação $R^2 = 0,93$. Os pequenos desvios dos pontos médios em relação a regressão linear são residuais e inerentes à margem de erro do ensaio experimental.

Na Figura 4.18, estão representados os resultados obtidos para os provetes de B100 com varões de 12 mm, em função do comprimento de embestimento.

Os resultados apresentam uma relação linear entre as duas variáveis, com coeficiente de correlação $R^2 = 0,94$. Os ligeiros desvios das médias em relação à regressão linear são residuais e inerentes à margem de erro do ensaio.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

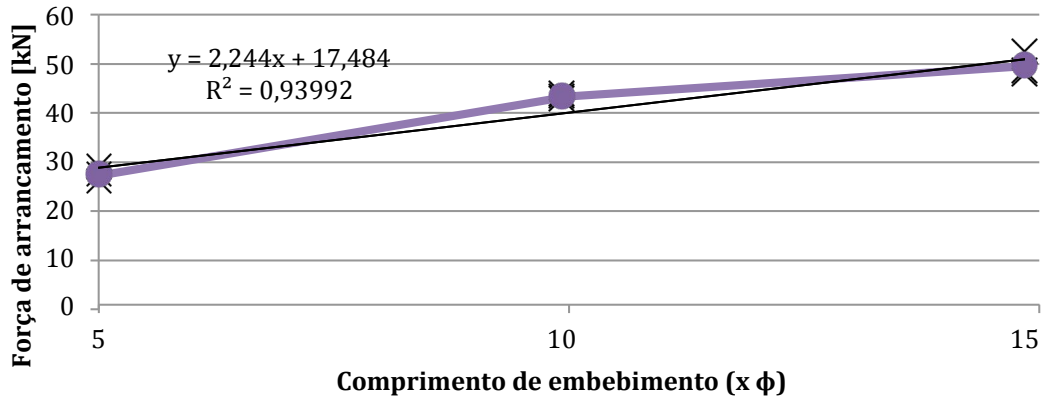


Figura 4.18 - Força de arrancamento dos provetes de B100 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embestimento

Na Figura 4.19, estão representados os resultados para os provetes de BR com varões de 16 mm, em função do comprimento de embestimento.

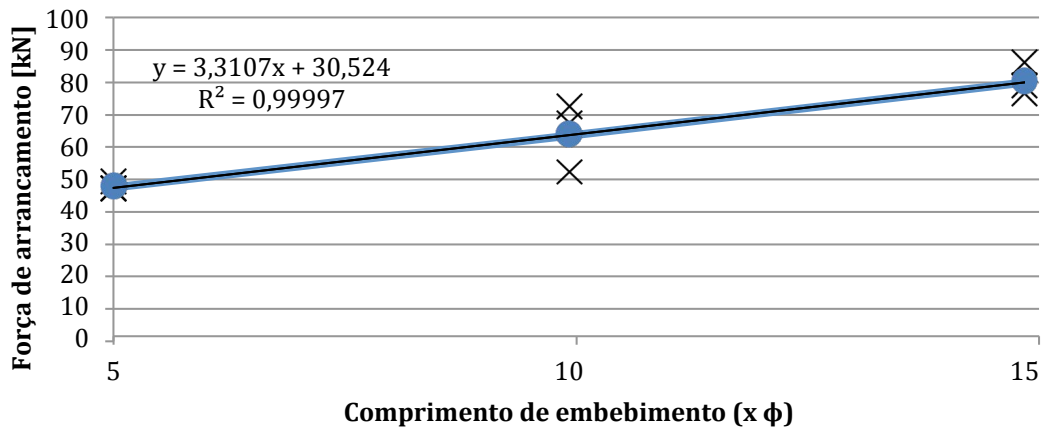


Figura 4.19 - Força de arrancamento dos provetes de BR com varão de 16 mm, em função do comprimento de embestimento

Apesar da maior dispersão de resultados para os provetes com embestimento de 10 diâmetros, a regressão linear mostra uma relação perfeitamente linear entre as duas variáveis, apresentado um coeficiente de correlação $R^2 = 1$.

Na Figura 4.20, estão representados os resultados para os provetes de B20 com varões de 16 mm, em função do comprimento de embestimento.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

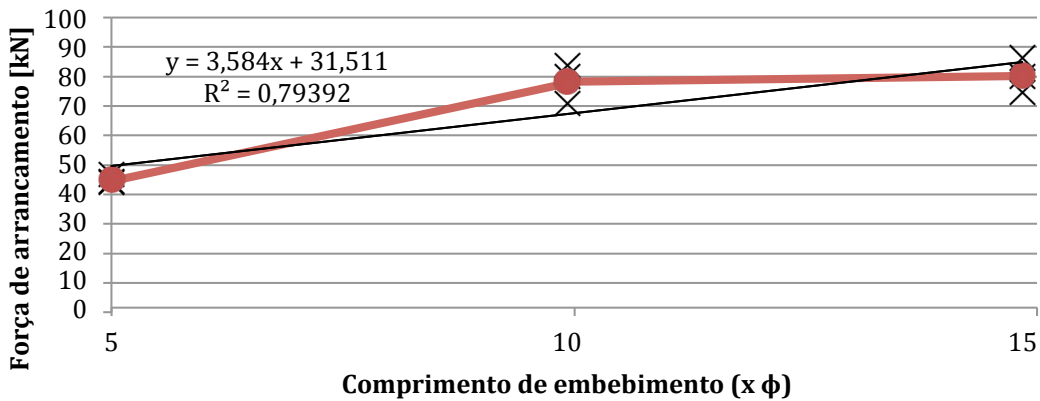


Figura 4.20 - Força de arrancamento dos provetes de B20 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embhecimento

Os provetes de B20 com varão de 16 mm foram os que apresentaram maior afastamento da regressão linear, sendo que desta se obteve um coeficiente de correlação $R^2 = 0,79$. Uma vez que foram produzidos apenas três exemplares de cada tipo, e tendo em conta que os restantes casos produziram coeficientes de correlação muito satisfatórios, atribui-se este afastamento à pequena amostragem e à margem de erro inerente aos ensaios experimentais em causa. Ainda assim, um coeficiente de correlação de 0,79 é considerado bom, revelando uma relação estreita entre as duas variáveis, tal como para os restantes casos.

Na Figura 4.12, estão representados os resultados obtidos para os provetes de B50 com varões de 16 mm, em função do comprimento de embhecimento.

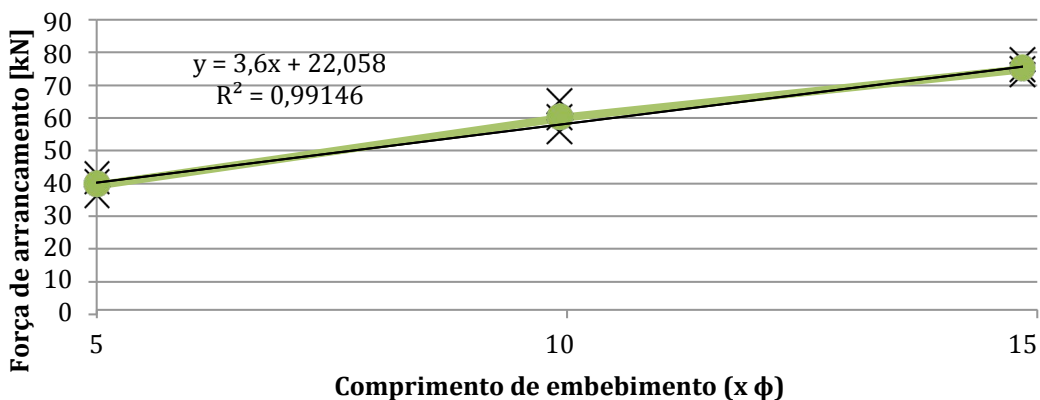


Figura 4.21 - Força de arrancamento dos provetes de B50 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embhecimento

Os resultados apresentam uma tendência perfeitamente linear, com coeficiente de correlação $R^2 = 0,99$, revelando uma relação estreita entre as duas variáveis.

Na Figura 4.22, estão representados os resultados obtidos para os provetes de B100 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebedimento.

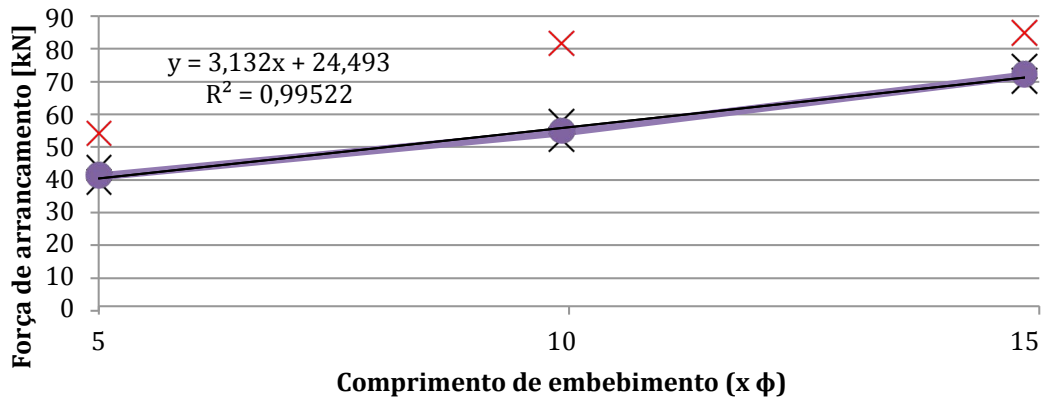


Figura 4.22 - Força de arrancamento dos provete de B100 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebedimento

Nos ensaios dos provetes de B100 com varão de 16 mm, existiram três espécimes (um de cada tipo e assinalados a vermelho), que apresentaram desvio padrão superior a 10 kN, valor não aceitável para o estudo em causa. Este acréscimo de força poderá ser devido a uma ligeira inclinação dos varões de aço que desencadeou outros fenómenos durante o ensaio que inflacionaram a força de arrancamento. Deste modo, para o cálculo das médias, não se consideraram estes três resultados. A relação entre as variáveis é assim perfeitamente linear, com $R^2 = 1$.

Para uma análise geral são sintetizados, nas Figuras 4.23 e 4.24, os resultados apresentados para os provetes com varões de 12 e 16 mm, respectivamente.

Da análise da Figura 4.23, pode-se retirar que a tendência para o aumento da força de arrancamento com o comprimento de embebedimento do varão é praticamente linear e independente do tipo de betão utilizado. Os provetes de BR e B50 apresentam curvas muito próximas, enquanto que os provetes de B20 apresentam um ligeiro incremento de força de arrancamento, fenómeno abordado mais adiante. Existe uma perda de força de arrancamento para os provetes de B100, independentemente do embebedimento do varão, o que leva a crer que, para substituição total de AGP por AGR, existe uma perda não desprezável de tensão de aderência na interface aço-betão.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

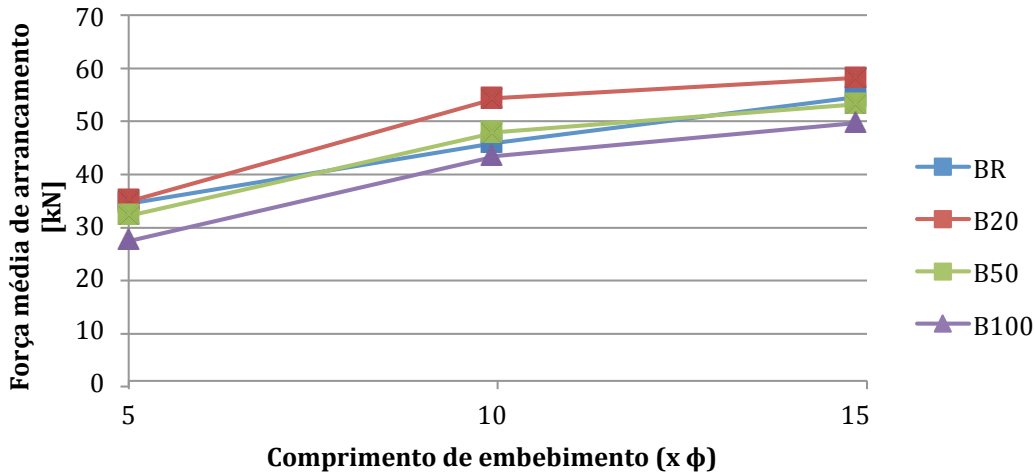


Figura 4.23 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm, em função do comprimento de embestimento

Para os provetes com varões de 16 mm (Figura 4.24), a tendência mantém-se, voltando a existir proximidade entre as curvas respeitantes aos provetes de BR e B50 havendo, tal como no caso dos varões de 12 mm, um acréscimo de força para os provetes de B20 e um decréscimo para os de B100. A maior força de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm face aos de varão de 12 mm deve-se à maior área de embestimento do mesmo, o que gera maior área de contacto entre o aço e o betão e, conseqüentemente, mobiliza maior força de aderência.

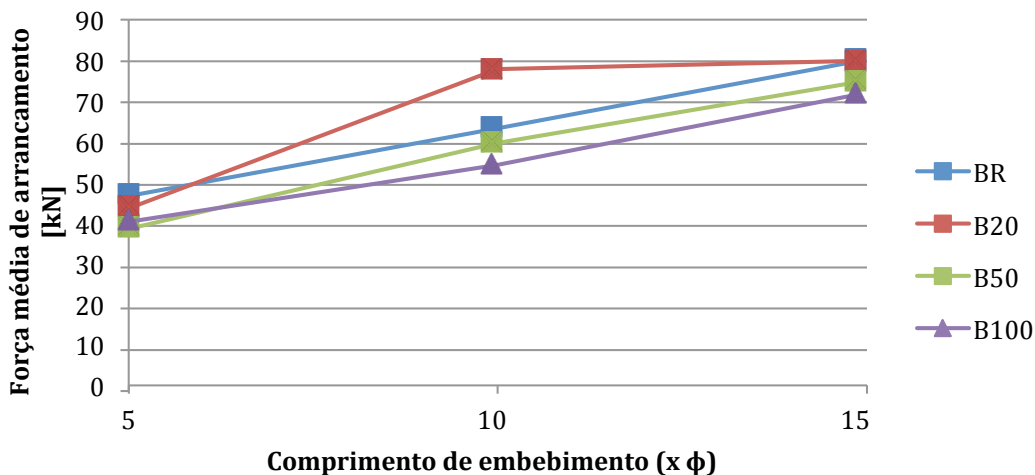


Figura 4.24 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm, em função do comprimento de embestimento

Para analisar a influência da incorporação de AGRB na força de arrancamento, apresentam-se seguidamente os resultados apresentados em curvas força de arrancamento-taxa de

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

substituição de AGP por AGRB para cada tipo de varão e cada comprimento de embhecimento. Juntamente com cada uma destas figuras são incluídas duas outras que mostram a relação da força de arrancamento com a resistência à compressão e à tracção por compressão diametral do betão.

Na Figura 4.25, é apresentada a influência da taxa de substituição de AGP por AGR na força de arrancamento para os provetes com varões de 12 mm e comprimento de embhecimento 5 Φ .

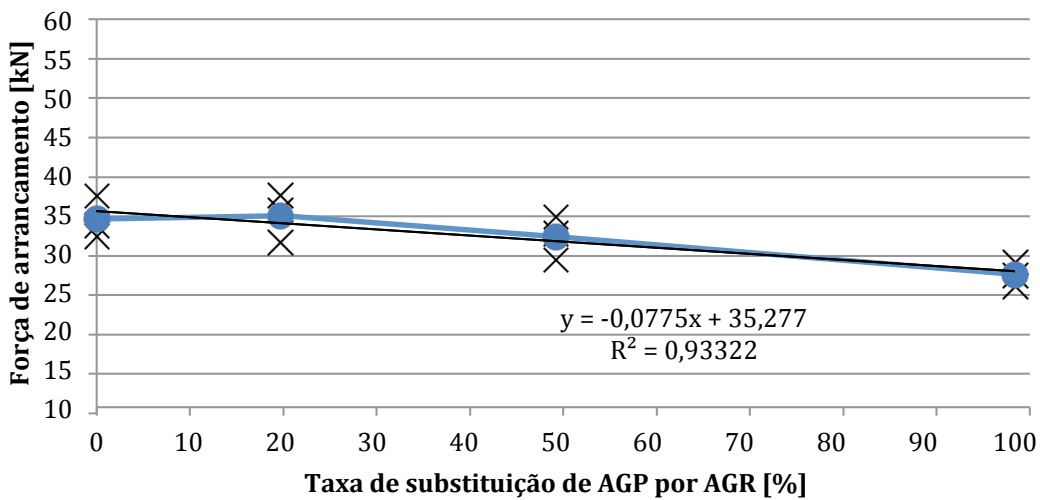


Figura 4.25 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm e comprimento de embhecimento de 5 Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGR

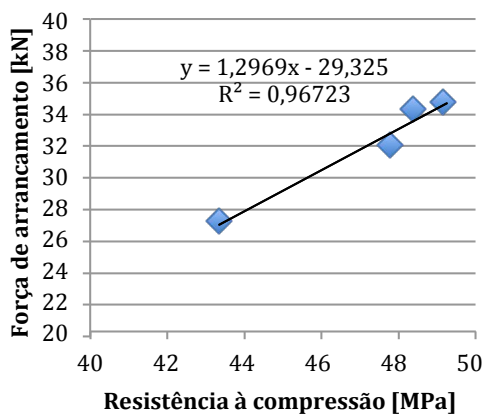


Figura 4.26 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 12 mm e embhecimento de 5 diâmetros

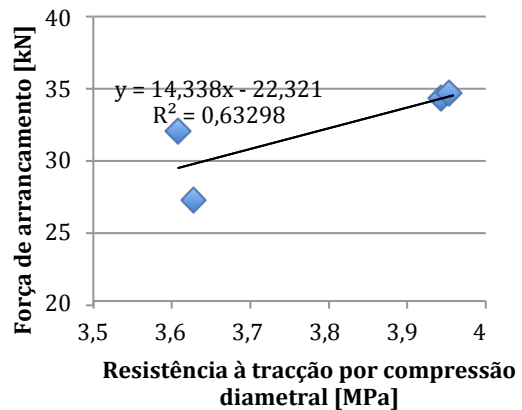


Figura 4.27 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção por compressão diametral para os provetes com varão de 12 mm e embhecimento de 5 diâmetros

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Observa-se uma tendência praticamente linear de decréscimo da força de arrancamento, com $R^2 = 0,93$. Relativamente aos provetes de BR, os resultados dos provetes de B20 apresentaram um ligeiro acréscimo de força (1,21%), enquanto que, para os provetes de B50 e B100, existiram decréscimos de força de 6,73 e 20,98%, respectivamente.

No que diz respeito à relação com as resistências à compressão e à tracção por compressão diametral (Figuras 4.26 e 4.27, respectivamente), este tipo de provete revela uma relação próxima com ambas as variáveis apresentando bons e médios coeficientes de correlação (0,97 e 0,63, respectivamente).

Na Figura 4.28, apresenta-se a influência do mesmo parâmetro para os provetes com varões de 12 mm e comprimento de embhecimento 10Φ .

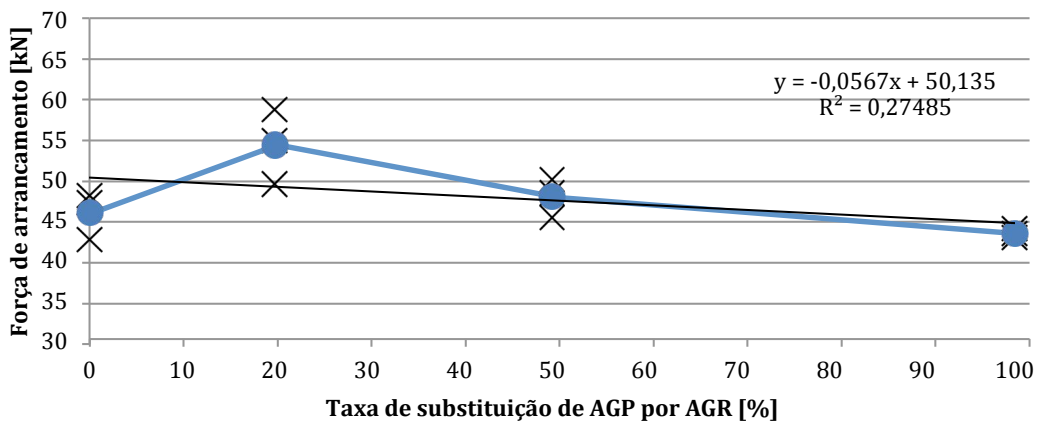


Figura 4.28 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm e comprimento de embhecimento de 10Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGR

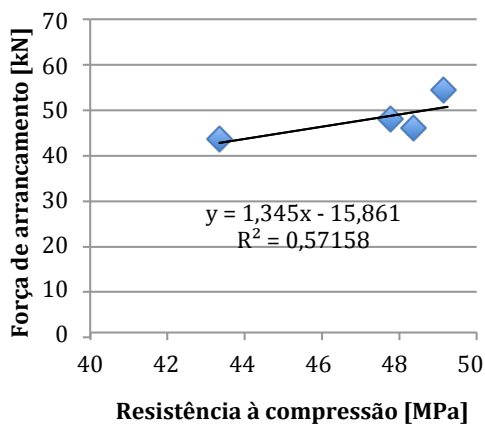


Figura 4.29 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 12 mm e 10 diâmetros de embhecimento

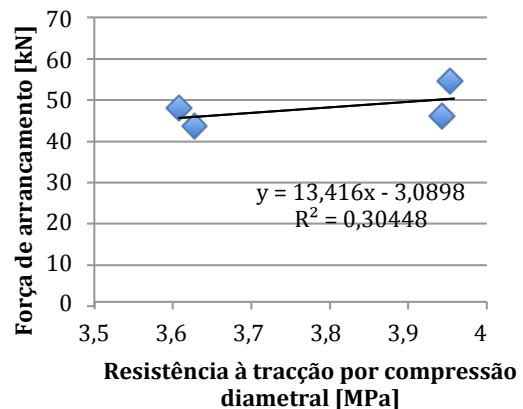


Figura 4.30 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção por compressão diametral para os provetes com varão de 12 mm e 10 diâmetros de embhecimento

Regista-se um acréscimo considerável de força de arrancamento para os provetes de B20 (18,51%) relativamente aos de BR, havendo ainda um acréscimo de 4,34% para os de B50. Os provetes de B100 registaram um decréscimo de 5,57% face aos de BR.

O grande aumento de resistência observado para os provetes de B20 fez com que o ponto da curva se afastasse da regressão linear, originando um coeficiente de correlação $R^2 = 0,27$. Para taxas menores de substituição (20 e 50%), registou-se um acréscimo de resistência através do aumento da quantidade absoluta de cimento da mistura. Nota-se, no entanto, um decréscimo sucessivo desde a taxa de 20% até à de 100%, confirmando o aumento da preponderância da fragilidade dos AGRB face ao aumento da quantidade absoluta de cimento, na força de arrancamento.

O fraco coeficiente de correlação entre a força de arrancamento e a taxa de substituição de AGP por AGR, causado pelos fenómenos referidos, originou uma fraca correlação com as propriedades mecânicas, tal como observado nas Figuras 4.29 e 4.30.

Na Figura 4.31, são apresentados os mesmos resultados para os provetes com varões de 12 mm e comprimento de embebimento de 15Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGRB.

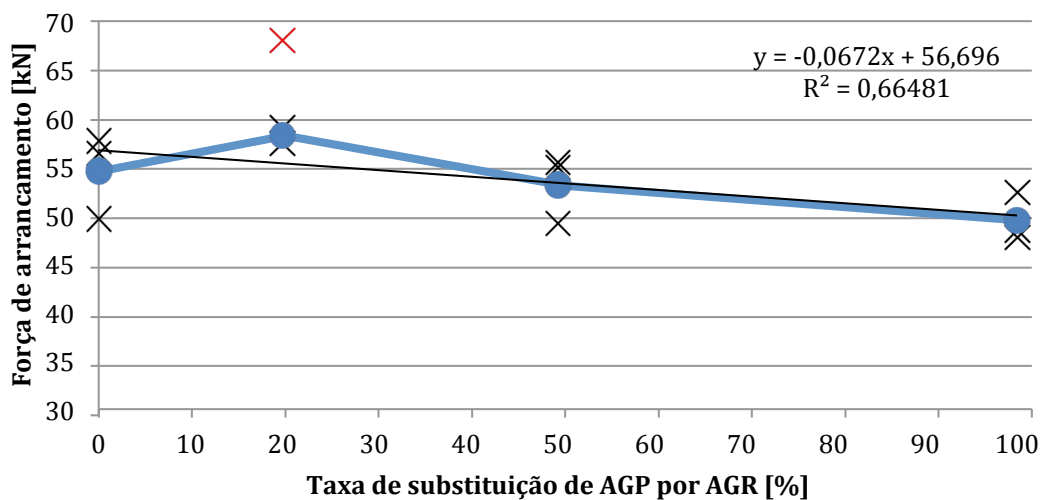


Figura 4.31 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 12 mm e comprimento de embebimento de 15Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGR

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

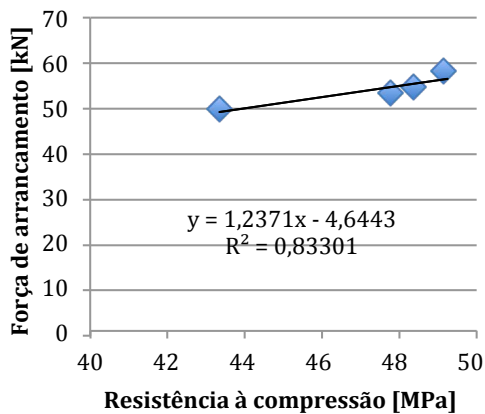


Figura 4.32 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 12 mm e embebimento de 15 diâmetros

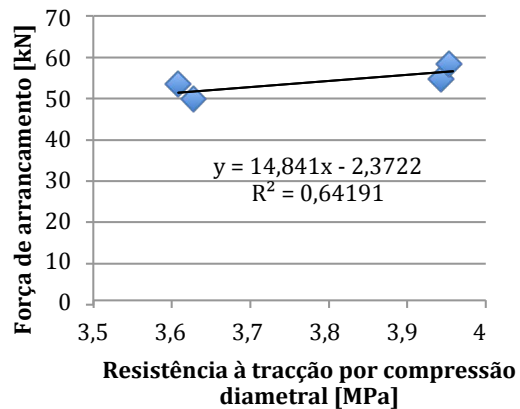


Figura 4.33 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção por compressão diametral para os provetes com varão de 12 mm e embebimento de 15 diâmetros

Tal como para os comprimentos de embebimento de 5 e 10 diâmetros, regista-se um aumento de força de arrancamento para os provetes com 20% de substituição de AGP por AGRB (6,69%) e decréscimos para os provetes com 50 e 100% de substituição de 2,57 e 9,22%, respectivamente, comparativamente aos resultados dos provetes de BR.

Os fenómenos referidos para os comprimentos de embebimento anteriores são análogos para os provetes com 15 diâmetros de embebimento, havendo um acréscimo de força de arrancamento para os provetes com 20% de AGRB e uma perda sucessiva até à taxa de 100%.

A relação da força de arrancamento com a resistência à compressão e a resistência à tracção por compressão diametral revelou ser boa, com coeficientes de correlação de 0,83 e 0,64, respectivamente, tal como observado nas Figuras 4.32 e 4.33.

Na Figura 4.34, são apresentados os mesmos resultados para os provetes com varões de 16 mm e comprimento de embebimento de 5 Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGRB.

Para os provetes com varão de 16 mm e comprimento de embebimento de 5 diâmetros, os resultados são distintos daqueles encontrados nos restantes casos, havendo perdas de força de arrancamento de 6,31; 17,06 e 13,48% para as taxas de 20, 50 e 100%, respectivamente.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

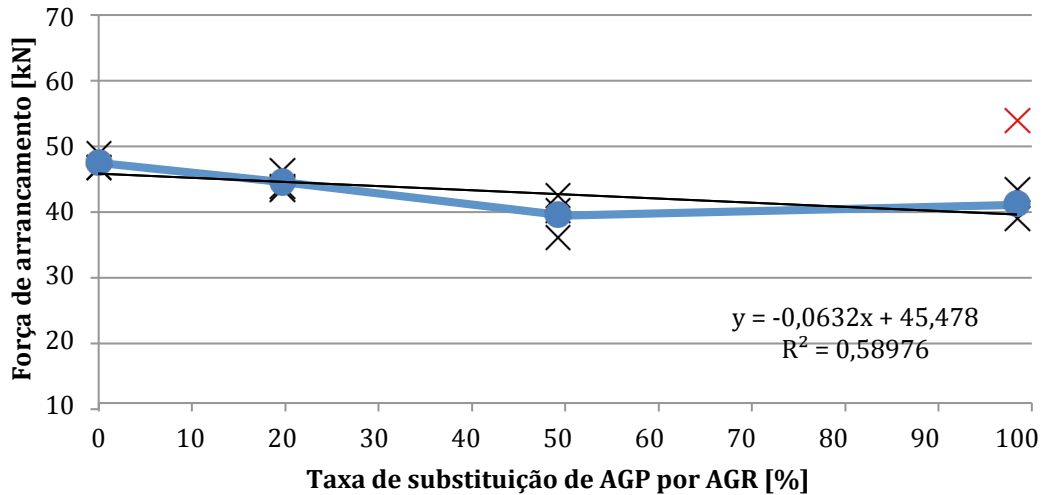


Figura 4.34 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm e comprimento de embecimento de 5 Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGR

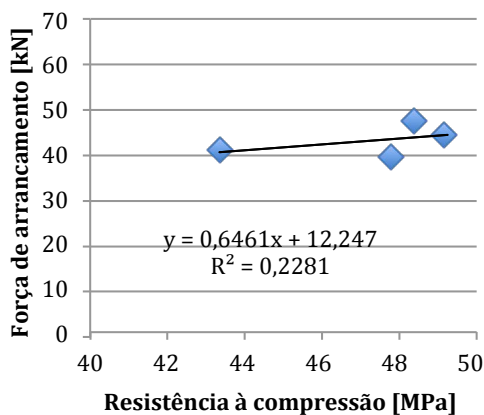


Figura 4.35 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 16 mm e embecimento de 5 diâmetros

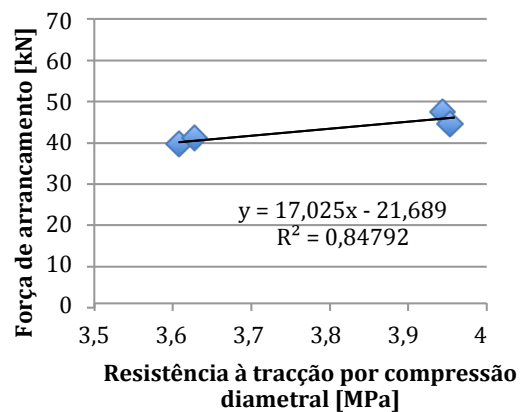


Figura 4.36 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção por compressão diametral para os provetes com varão de 16 mm e embecimento de 5 diâmetros

Neste tipo de provete, não se observou um acréscimo de resistência para a taxa de 20%, sendo que a perda relativa aos provetes de BR para a taxa de 50% foi menor do que para a de 100%. O coeficiente de correlação ($R^2 = 0,59$) é baixo devido ao incremento anómalo de força para a taxa de 100% relativamente à taxa de 50%. Este facto contribuiu para uma fraca relação com a resistência à compressão, apesar de apresentar uma estreita relação com a resistência à tracção por compressão diametral, como observado nas Figuras 4.35 e 4.36.

Na Figura 4.37, são apresentados os resultados para os provetes com varões de 16 mm e comprimento de embecimento de 10 Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGRB.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

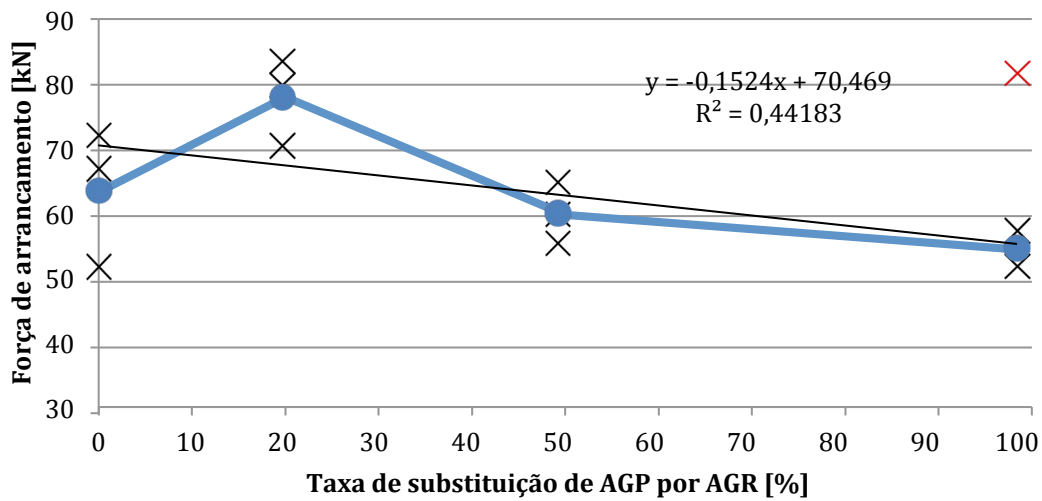


Figura 4.37 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm e comprimento de embhecimento de 10 Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGR

Nos provetes com varões de 16 mm e comprimento de embhecimento de 10 diâmetros, regista-se novamente o efeito de aumento de força de arrancamento para os provetes de B20 relativamente aos de BR (22,63%) e perdas de 5,56 e 14,11% para os provetes de B50 e B100, respectivamente. Os mesmos fenómenos descritos para os provetes com varões de 12 mm estarão envolvidos nas tendências encontradas para aqueles fabricados com varões de 16 mm.

A relação com as resistências à compressão e à tracção por compressão diametral foi semelhante, embora com correlação média, como observável nas Figuras 4.38 e 4.39.

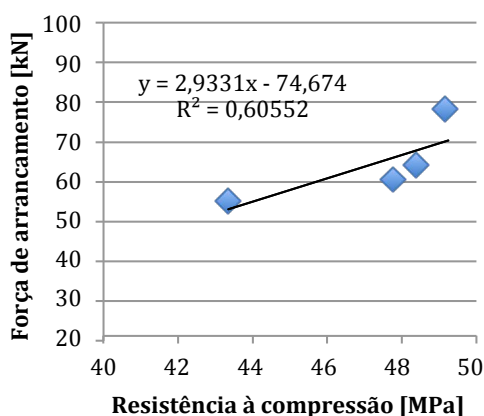


Figura 4.38 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 16 mm e embhecimento de 5 diâmetros

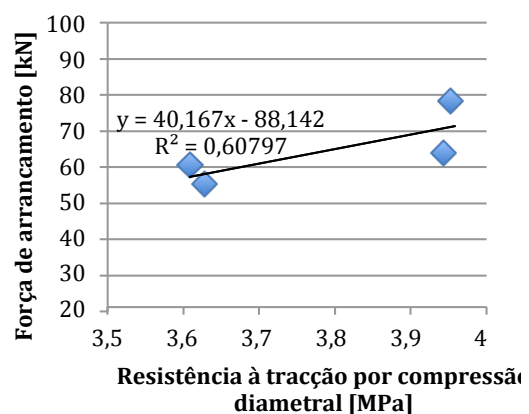


Figura 4.39 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção por compressão diametral para os provetes com varão de 16 mm e embhecimento de 5 diâmetros

Finalmente, na Figura 4.40, são apresentados os resultados para os provetes com varões de 16 mm e comprimento de embebedimento de 15 Φ .

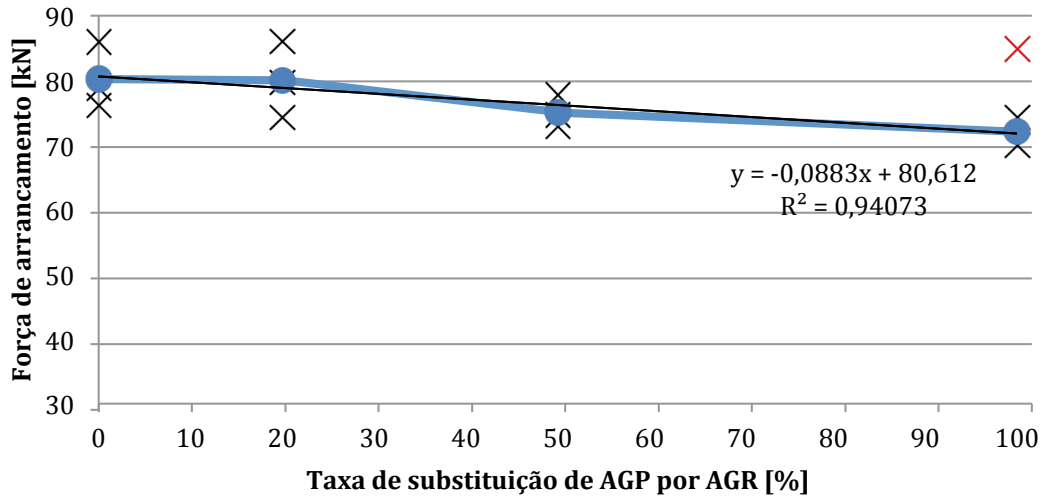


Figura 4.40 - Força média de arrancamento dos provetes com varão de 16 mm e comprimento de embebedimento de 15 Φ , em função da taxa de substituição de AGP por AGR com comparação à resistência à compressão a 28 dias

Para o último tipo de provete analisado, existe uma manutenção da resistência dos espécimes de B20 relativamente aos de BR e perdas de 6,41 e 10,41% para os de B50 e B100, respectivamente. Não se registou um aumento de resistência para a taxa de 20% embora se observe que não houve perda de força de arrancamento apesar da incorporação de AGRB, o que confirma o contributo positivo do aumento da quantidade absoluta de cimento para taxas baixas de incorporação. A perda sucessiva entre as taxas de 20 e 100% é novamente registada, tal como para os restantes casos, confirmando que, para taxas altas de substituição, a fragilidade dos AGRB é prejudicial à força de ligação entre os varões de aço e os betões em que estão embebidos. O coeficiente de correlação $R^2 = 94,7\%$ foi bastante elevado devido ao pouco afastamento do ponto representativo dos provetes de B20, originando também boas relações com a resistência à compressão e com a resistência à tracção por compressão diametral, como observado na Figuras 4.41 e 4.42.

Concluindo, refere-se que é provável que o efeito da adição de partículas de cimento não hidratadas às amassaduras pela incorporação de AGRB tenha feito com que, para a taxa de 20% de substituição, a resistência do betão aumentasse, aumentando também a força de arrancamento. O efeito da fragilidade da estrutura dos AGRB não se faz sentir para taxas baixas pois o reduzido número destes agregados na mistura não é suficiente para enfraquecer a resistência da mistura.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

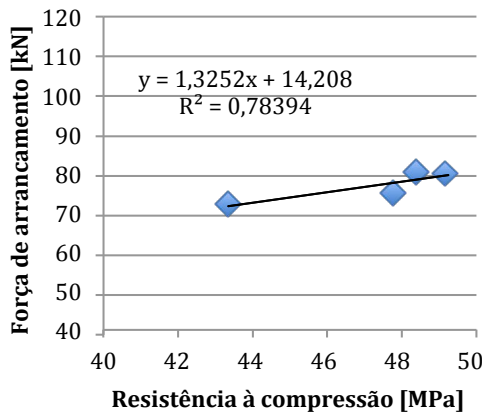


Figura 4.41 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão para os provetes com varão de 16 mm e embhecimento de 15 diâmetros

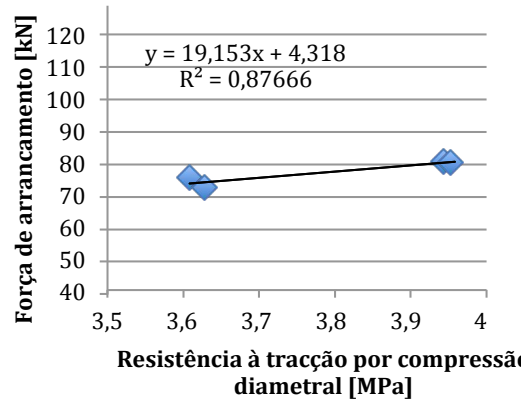


Figura 4.42 - Relação entre a força de arrancamento e a resistência à tracção por compressão diametral para os provetes com varão de 16 mm e embhecimento de 15 diâmetros

Para taxas mais elevadas, principalmente a de 100%, houve uma tendência geral para a redução de resistência à compressão do betão, o que se reflectiu na força de arrancamento. Nestes provetes, o facto de os agregados grossos serem todos reciclados fez com que a fragilidade dos mesmos se reflectisse na resistência da mistura.

Nos ensaios de arrancamento, além da influência da resistência do betão, existe também o factor aleatório de distribuição das partículas pelos provetes. Visto que a aderência é um fenómeno local que mobiliza esforços na envolvente do varão, a fragilidade dos agregados grossos só se fará sentir na força de arrancamento se estes se encontrarem na região mais solicitada. Visto que, para taxas baixas como a de 20%, a probabilidade de esses agregados se encontrarem junto ao varão de aço é reduzida, o efeito provocado pela menor resistência dos agregados não tem grande impacte no fenómeno de aderência. Já para as taxas elevadas de substituição, principalmente a de 100%, a probabilidade de existirem AGRB em contacto com o varão é substancial. Quando se dá o escorregamento do varão de aço dentro do betão, as nervuras são bloqueadas pelos agregados mais próximos. Se esses agregados forem mais frágeis, será mais fácil para a nervuras esmagarem as suas saliências e vencerem a resistência por aderência. Por este motivo, existe uma grande penalização da força de arrancamento se houver uma substituição total dos AGP por AGRB.

4.4.5.3. Análise de acordo com o Model Code 2010

Neste subcapítulo, são introduzidas outras duas componentes na análise dos resultados: os resultados teóricos calculados através da metodologia proposta no Model Code 2010 e os resultados de resistência à tracção dos varões de aço utilizados na campanha experimental.

O *Model Code 2010* contempla vários fenómenos característicos da aderência de varões de aço a betões e propõe expressões de cálculo da tensão de aderência para os diferentes tipos de

modo de rotura. Tendo em conta que, na presente campanha experimental, o modo de rotura dos provetes foi sempre por abertura de fendas radiais em torno do eixo do provete (materializado pelo varão de aço), adoptou-se a expressão proposta para o modo de rotura por *splitting* (caracterizado pela abertura de fendas), tendo por base um fabrico de provetes com boas condições de aderência (betonagem vertical e boas condições de vibração) e sem confinamento (não houve confinamento exterior dos provetes nem estribos):

$$\tau_{max} = 7 \times \left(\frac{f_{cm}}{20} \right)^{0,25} \quad (4.1)$$

onde:

- τ_{max} é a tensão máxima de aderência;
- f_{cm} é o valor médio da resistência do betão à compressão.

Na sua versão original, a expressão contém o parâmetro f_{ck} . Na presente dissertação aplicou-se o valor de f_{cm} por não se dispor de uma amostra suficientemente significativa para se obterem valores característicos.

Para o cálculo teórico da tensão de aderência entre os varões de aço e os diferentes betões produzidos na presente campanha, introduziu-se os respectivos valores de resistência média à compressão (f_{cm}) em vez do valor de f_{ck} previsto para os betões convencionais. Deste modo, os valores de τ_{max} obtidos para cada tipo de betão encontram-se na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 - Tensões máximas de aderência teóricas

| | BR | B20 | B50 | B100 |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|
| f_{cm} [MPa] | 48,5 | 49,3 | 47,9 | 43,4 |
| τ_{max} [MPa] | 8,735 | 8,771 | 8,708 | 8,496 |

Através da multiplicação dos valores de tensão máxima obtidos pelas áreas de varão embebidas, chega-se aos valores teóricos das forças de arrancamento dos diferentes tipos de provete.

É ainda importante conhecer a força que provoca a cedência do varão de aço e ter em conta a proximidade da força de arrancamento a este valor.

Uma vez que os varões de aço utilizados na presente dissertação foram todos obtidos do mesmo lote de produção, com bom controlo de qualidade, realizaram-se três ensaios de tracção para cada tipo de varão de aço, sendo os resultados apresentados na Tabela 4.23.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Tabela 4.23 - Resultados dos ensaios de tracção para caracterização dos varões de aço A500

| Identificação | Diâmetro [mm] | F_y [kN] | F_u [kN] | F_{ym} [kN] | f_{ym} [MPa] | F_{um} [kN] | f_{um} [MPa] |
|---------------|---------------|------------|------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| V12_1 | 12 | 61,76 | 72,67 | 62,3 | 550,85 | 73,09 | 646,26 |
| V12_2 | 12 | 61,93 | 72,85 | | | | |
| V12_3 | 12 | 63,91 | 73,84 | | | | |
| V16_1 | 16 | 105,75 | 122,8 | 106,96 | 531,98 | 124,08 | 617,12 |
| V16_2 | 16 | 107,03 | 124,04 | | | | |
| V16_3 | 16 | 108,09 | 125,41 | | | | |

Dada a proximidade dos resultados obtidos ensaios, considera-se que as amostras recolhidas representam de forma correcta o conjunto de varões de aço utilizados na presente campanha.

Na Figura 4.43, são representadas as curvas experimental (obtida pelos resultados dos ensaios) e teórica (obtida da expressão do *Model Code 2010* apresentada). Inclui-se também no mesmo gráfico a representação das forças médias de cedência e colapso dos varões de aço de 12 mm.

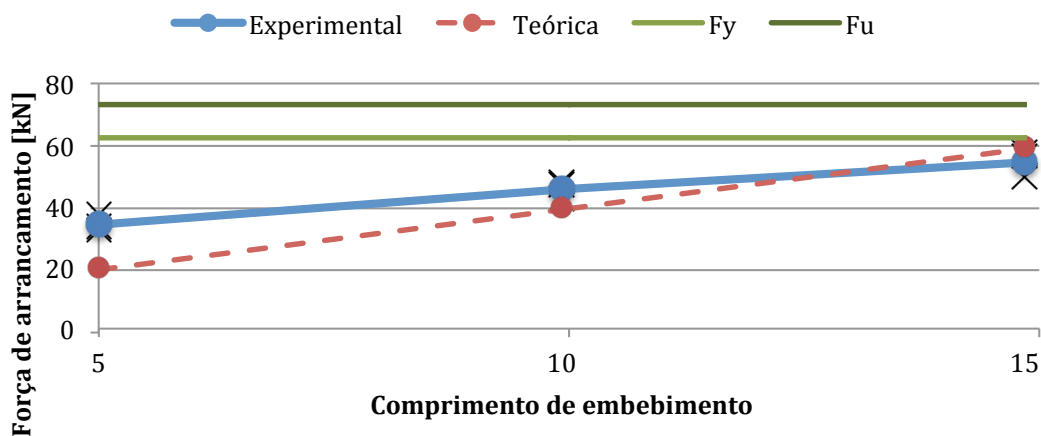


Figura 4.43 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de BR com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebedimento

Analisando a figura, regista-se a proximidade entre as curvas teórica e experimental. A curva teórica apresenta um maior declive do que a curva experimental, sendo que os resultados dos provetes de BR experimentais são superiores aos resultados obtidos pela metodologia analítica. Esta tendência inverte-se com o aumento do comprimento de embebedimento, passando o resultado teórico a ser ligeiramente superior ao experimental para o embebedimento de 15 diâmetros. A intercepção das duas curvas dá-se para o embebedimento aproximado de 13 diâmetros.

Relativamente aos varões de aço, observa-se uma grande proximidade entre a cedência por aderência dos provetes com embebedimento de 15 diâmetros e o início da cedência do varão de

aço, não tendo existido, neste caso, nenhum provete cuja força de arrancamento fosse superior à força de cedência do varão. Nestes provetes, o embebimento máximo dos varões (15 diâmetros) ficou muito próximo do comprimento de amarração.

Na Figura 4.44, é apresentada a comparação entre as curvas teórica e experimental dos provetes de B20 com varões de 12 mm, sendo incluídas também as rectas de cedência e rotura dos varões de aço.

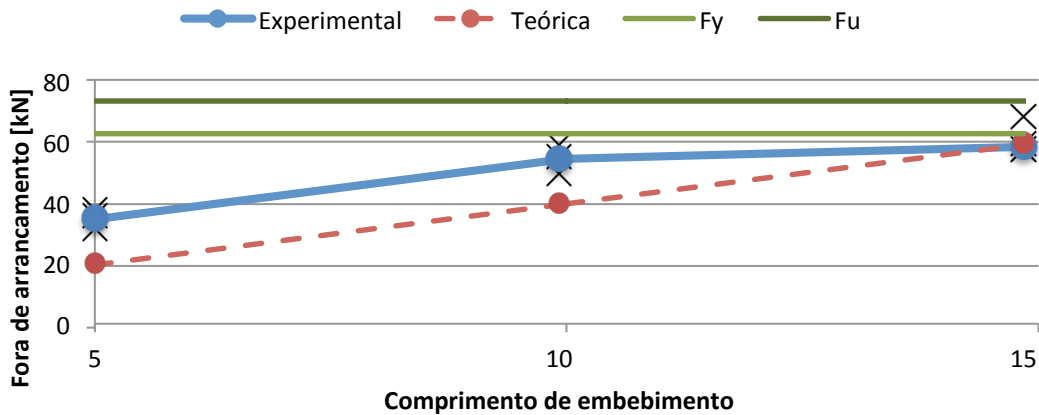


Figura 4.44 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B20 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebimento

Para os provetes de B20, houve, como referido, um incremento generalizado de força de arrancamento. A curva teórica apenas se sobrepõe à experimental para embebimentos muito próximos de 15 diâmetros.

Os provetes de B20 com embebimento de 15 diâmetros apresentaram uma força de arrancamento quase coincidente com a força de cedência do varão, havendo mesmo o caso de um provete que apresentou rotura pelo varão. Para os referidos provetes, considera-se que existiu um comportamento misto de rotura da aderência e cedência do varão de aço. Caso tivessem sido produzidos provetes com maior embebimento, a curva experimental seria aproximadamente horizontal visto que a partir de 15 diâmetros a resistência do varão de aço à tracção seria condicionante. A curva teórica aproxima-se, perto do ponto referente ao embebimento de 15 diâmetros, do ponto de cedência do varão. O facto de a expressão de cálculo não limitar a tensão de cedência pela consideração do ponto de cedência do varão faz com que possam existir, para embebimentos superiores, pontos teóricos além do comprimento de amarração, ou seja, tensões de aderência superiores ao ponto de cedência do varão.

Na Figura 4.45, é apresentada a comparação entre as curvas teórica e experimental dos provetes de B50 com varões de 12 mm, incluindo igualmente a cedência e colapso dos varões.

Como para os casos anteriores, a curva experimental apresenta valores superiores à teórica para os embecimentos de 5 e 10 diâmetros, dando-se a intercepção para o embecimento aproximado de 13 diâmetros e havendo um valor ligeiramente superior da curva teórica para o embecimento de 15 diâmetros. Regista-se a semelhança entre este caso e aquele apresentado para os provetes de BR.

Para o embecimento máximo, a força de arrancamento média esteve novamente muito próxima do início da cedência do varão, tendo sido praticamente alcançado, com o embecimento de 15 diâmetros, o comprimento de amarração.

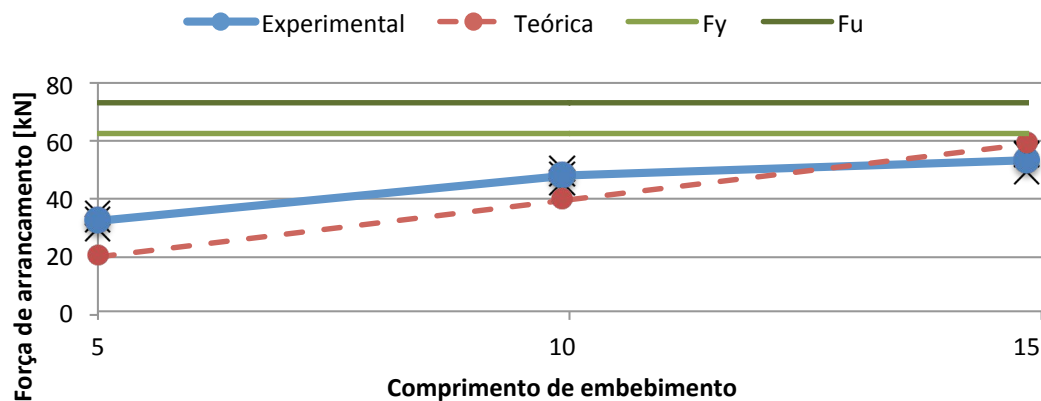


Figura 4.45 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B50 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embecimento

Na Figura 4.46, é apresentada a comparação entre as curvas teórica e experimental dos provetes de B100 com varões de 12 mm, incluindo os pontos de cedência e rotura dos varões de aço.

Para os provetes de B100 com varões de 12 mm, observa-se novamente uma maior força de arrancamento obtida nos resultados experimentais do que nos teóricos, para os embecimentos de 5 e 10 diâmetros. Para o embecimento de 15 diâmetros, a curva experimental apresenta valores superiores de força de arrancamento. A intercepção das duas curvas dá-se para o embecimento aproximado de 12 diâmetros.

Os provetes com embecimento máximo apresentaram forças de arrancamento relativamente próximas do início da cedência do varão, mas mais distantes do que os restantes casos referidos.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

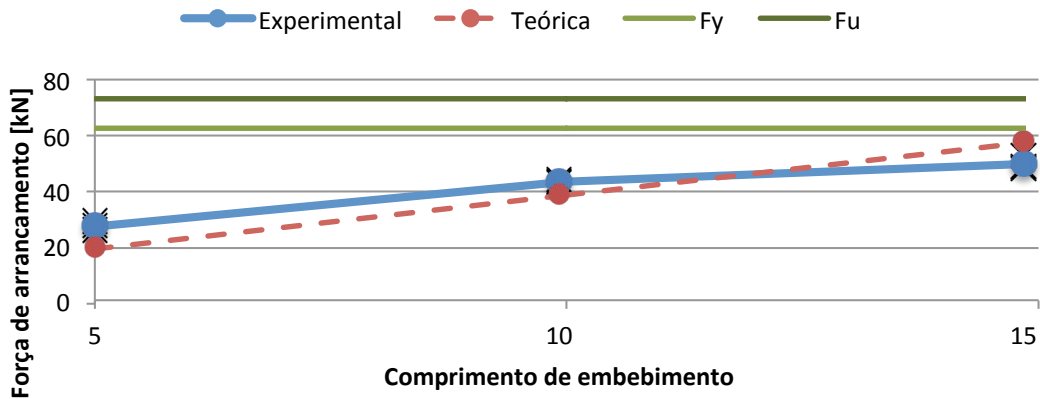


Figura 4.46 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B100 com varão de 12 mm, em função do comprimento de embebedimento

Na Figura 4.47, é apresentada a comparação entre as curvas teórica e experimental dos provetes de BR com varões de 16 mm, incluindo os pontos de cedência e rotura dos varões de aço.

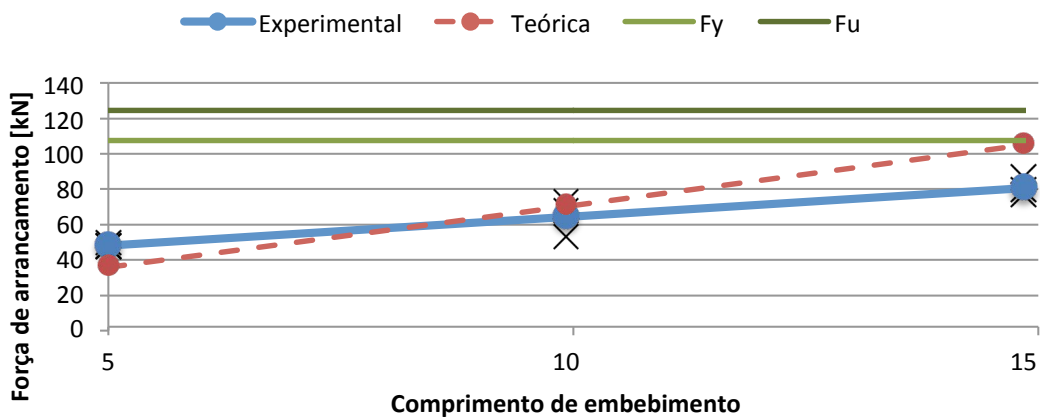


Figura 4.47 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de BR com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebedimento

A curva experimental apresenta, tal como nos provetes com varões de 12 mm, um declive menor do que a curva teórica. No entanto, ao contrário dos provetes com varão de 12 mm, em que a intercepção das curvas se dava entre 10 e 15 diâmetros de embebedimento, este caso apresenta o ponto de intercepção perto de 7 diâmetros. Isto faz com que a força de arrancamento teórica para o embebedimento máximo, seja consideravelmente superior ao valor experimental.

Os provetes com embebedimento máximo não estiveram próximos do início da cedência do varão, contrariamente ao que aconteceu com os provetes com varões de 12 mm, excluindo-se

a hipótese de ter havido, neste caso, comportamento misto de cedência do aço e cedência do varão.

Na Figura 4.48, é apresentada a comparação entre as curvas teórica e experimental dos provetes de B20 com varões de 16 mm, incluindo os pontos de cedência e rotura do varão.

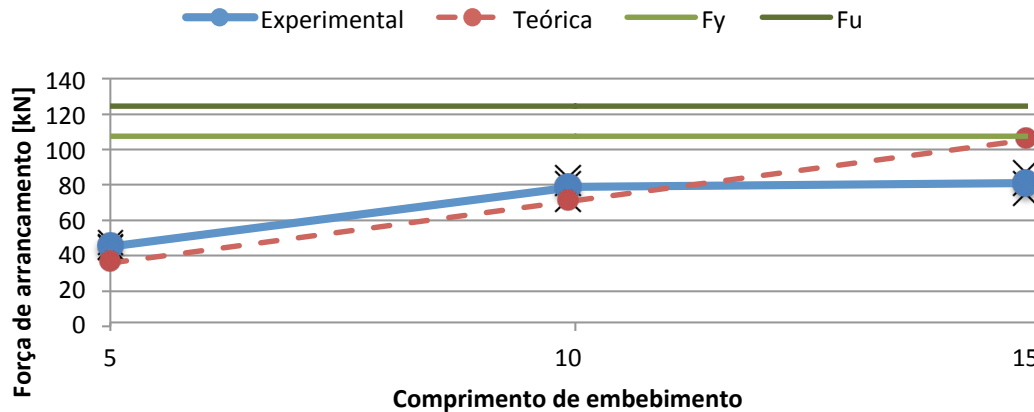


Figura 4.48 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B20 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embebedimento

Nos provetes de B20 com varão de 16 mm, a intercepção das duas curvas dá-se próxima dos 11 diâmetros de embebedimento, havendo novamente um valor teórico consideravelmente superior ao experimental, no caso dos provetes com embebedimento de 15 diâmetros. A força de arrancamento destes provetes encontra-se distante do ponto de início de cedência dos varões de aço e parece corresponder a um valor anómalo.

Na Figura 4.49, é apresentada a comparação entre as curvas teórica e experimental dos provetes de B50 com varões de 16 mm, incluindo os pontos de cedência e rotura dos varões de aço.

Para os provetes de B50, a intercepção das curvas volta a dar-se, tal como nos provetes de BR, abaixo de 10 diâmetros (próximo de 7). Existe igualmente um valor consideravelmente superior de força de arrancamento teórico face ao experimental, para os provetes com embebedimento máximo. Estes provetes apresentaram força de arrancamento inferior à força de cedência dos respectivos varões de aço.

RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

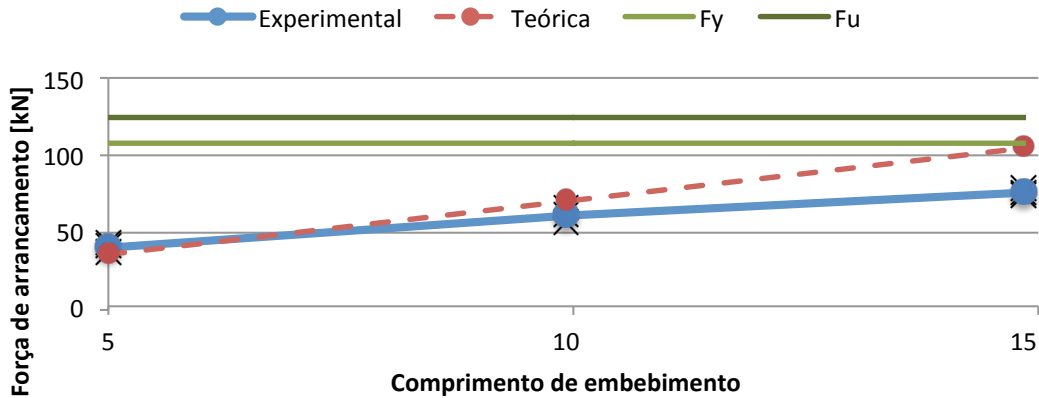


Figura 4.49 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B50 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embhecimento

Na Figura 4.50, é apresentada a comparação entre as curvas teórica e experimental dos provetes de B100 com varões de 16 mm, incluindo os pontos de cedência e rotura dos varões de aço.

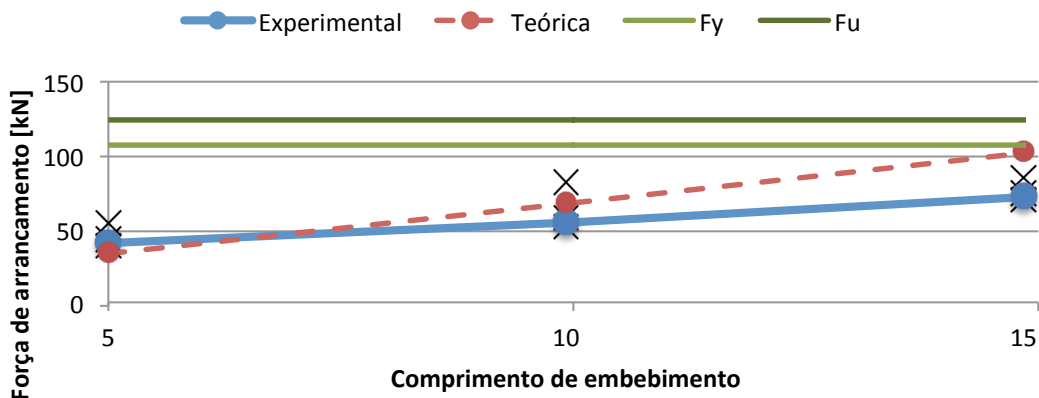


Figura 4.50 - Força de arrancamento teórica e experimental dos provetes de B100 com varão de 16 mm, em função do comprimento de embhecimento

Finalmente, para os provetes de B100 com varões de 16 mm, observou-se uma tendência semelhante à dos provetes de BR e B50, com a intercepção das curvas a ocorrer perto dos 7 diâmetros e com valores de força de arrancamento teóricos superiores aos experimentais, no caso dos provetes com embhecimento máximo.

Concluindo, observa-se a tendência generalizada para que, nos provetes com varões de 12 mm e independentemente da taxa de substituição de AGP por AGRB, a curva teórica intersekte a experimental entre 10 e 15 diâmetros, sendo de notar a diferença entre os valores medidos e os valores previstos.

Considerando qualquer das taxas de substituição, os provetes com varões de 12 mm e comprimento de embebimento de 15 diâmetros, apresentaram forças de arrancamento muito próximas (coincidentes ou superiores no caso dos provetes de B20) do ponto de cedência do varão. Este facto leva a crer que existiu, na rotura destes provetes, um comportamento misto de rotura por aderência e início da cedência do varão. Em qualquer dos casos, o comprimento de embebimento esteve muito próximo do comprimento máximo de amarração, tendo mesmo sido atingido nos provetes de B20.

Nos provetes com varões de 16 mm, esse fenómeno não ocorreu, visto que a força de cedência do varão é consideravelmente superior à força de arrancamento apresentada pelos provetes com maior embebimento.

O facto de as curvas respeitantes aos provetes de 16 mm intersectarem, geralmente, as curvas teóricas num ponto abaixo de 10 diâmetros de embebimento, mostra que as mesmas apresentaram menor declive que as curvas equivalentes com varões de 12 mm.

Tal pode indicar que o fenómeno de aderência é menos prejudicial para diâmetros menores de varão. Visto que os varões de menor diâmetro têm menor superfície de contacto com o betão, existe menor probabilidade de este contacto ser feito com AGRB, diminuindo o efeito prejudicial dos mesmos.

Ainda respeitante à metodologia proposta pelo *Model Code 2010*, obtiveram-se curvas teóricas bastante próximas das experimentais, com algumas diferenças a nível de declive. Esta metodologia está calibrada para betões convencionais, podendo existir parâmetros relevantes na resistência dos BAGRB que não são tidos em conta pela metodologia, facto que poderá justificar o diferente declive das curvas teóricas e experimentais. Mesmo para os betões convencionais da presente campanha experimental (BR), as diferenças entre os valores dos resultados experimentais e dos teóricos foi não desprezável em alguns casos. A metodologia considera apenas a resistência à compressão do betão na tensão de aderência a varões de aço, não sendo sensível a outras variáveis que podem influenciar a tensão de aderência, como por exemplo a forma e dimensão dos agregados, dosagem de água e cimento, montagem e velocidade do ensaio, entre outros, que têm sobretudo influência no comportamento local da interface e que não são previstos na metodologia. Ainda assim, as aproximações teóricas foram satisfatórias.

Fazendo uma análise comparativa com as campanhas experimentais apresentadas nos subcapítulo 2.3.7., regista-se a semelhança das curvas-tipo dos ensaios levados a cabo por Xiao e Falkner (2005) e Butler *et al.* (2011) com as obtidas na presente campanha.

Kim e Yun (2012) demonstram, ao utilizarem dois tipos distintos de AGR, que a força de ligação entre aço e betão depende, em grande parte, da origem e propriedades dos agregados e não apenas da resistência do betão. Com agregados diferentes, estes autores obtiveram betões

cuja força de ligação ao aço era muito inferior à dos BR num caso e praticamente idêntica aos mesmos no outro.

Xiao e Falkner (2005) concluem mesmo que é possível obter maiores forças de ligação incorporando AGR, caso que se verificou na presente campanha para os provetes de B20.

Butler *et al.* (2011), obtiveram piores resultados de força de ligação para qualquer dos tipos de AGR utilizados.

A diversidade de tendências encontradas nas campanhas experimentais vem sublinhar, em conjunto com os resultados da presente campanha, que a força de ligação dos varões de aço a betões depende em grande parte das características geométricas, físicas e químicas dos AR utilizados e não apenas da forma como estes influenciam a resistência do betão. Como estes agregados podem estar em contacto com o aço, outros factores como o teor de pasta de cimento aderida, a resistência da mesma ao esmagamento e desgaste e a forma das partículas, poderão ser preponderantes na aderência de varões de aço aos betões que incorporam. O facto de se encontrar na bibliografia uma vasta gama de resultados de incorporação de AR, desde aumento da força de ligação, não alteração e perda da mesma, sustenta a importância do conhecimento da origem dos agregados e de caracterização das suas propriedades.

5. Modelação numérica

5.1. Introdução

Neste capítulo, são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos para cada uma das famílias de provetes ensaiados na campanha experimental, sendo explicada a sua construção e apresentados e interpretados os resultados obtidos, com o objectivo de completar aos resultados experimentais apresentados no capítulo anterior.

Uma vez que os ensaios de arrancamento realizados permitiram aferir os pares força-escorregamento e conseqüentemente a força máxima de aderência, pretende-se, com o desenvolvimento dos modelos numéricos apresentados neste capítulo, estudar e interpretar a distribuição das tensões dentro do provete de betão e relacioná-la com os modos de rotura obtidos na vertente experimental, procurando também encontrar tendências e padrões que permitam complementar as conclusões desses mesmos resultados.

5.2. Construção do modelo numérico

Os modelos numéricos considerados na presente dissertação utilizam o método dos elementos finitos para simular os fenómenos mecânicos ocorridos no interior dos materiais durante os ensaios de arrancamento.

Tal como na campanha experimental, a combinação das três variáveis em estudo: quatro taxas de substituição de AGP por AGR (0, 20, 50 e 100%), dois diâmetros de varão de aço (12 e 16 mm) e três comprimentos de embebedimento do varão (5, 10 e 15 ϕ), originaram 24 famílias de provetes. Para cada uma dessas famílias, foi desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos.

A construção de cada um dos 24 modelos é análoga, variando a geometria dos varões e dos provetes, bem como as propriedades dos diferentes betões. Assim sendo, utiliza-se a construção de um modelo-tipo para ilustrar o processo, assinalando, sempre que necessário, os pontos onde essas variações podem ser introduzidas para se atingir a modelação das restantes famílias. Os resultados apresentados nos próximos subcapítulos são obtidos dos 24 modelos construídos.

Para o estudo da distribuição das tensões, modelou-se a parte do provete em que o varão se encontra embebido, não se apresentando a base do mesmo em que não existe fenómeno de aderência e que não apresentou qualquer tipo de fendilhação ou esmagamento durante os ensaios experimentais. A sua existência nos provetes reais é apenas fruto da variação do

embebimento dos varões, tendo resultado do facto de os moldes terem sido todos fabricados com a mesma geometria, não sendo relevante para o fenómeno em causa.

Para a produção dos modelos numéricos, foi utilizado o *software* Abaqus, que se considerou o mais apropriado para a modelação dos fenómenos em causa.

5.2.1. Geometria do modelo

A geometria do modelo é constituída por duas peças: o varão de aço e o cilindro de betão no qual o primeiro se encontra embebido. No *software* utilizado, a definição destas peças é feita pela criação de *parts*. Para o provete-tipo de betão, utilizou-se um raio de 100 mm e uma abertura cilíndrica de raio igual ao raio do varão (6 mm no caso do varão de 12 mm, utilizado no provete-tipo). A altura da peça de betão é função do comprimento de embebimento do varão. No caso do provete tipo, utilizou-se um varão de 12 mm embebido de 15 diâmetros (180 mm). Nas Figuras 5.1. e 5.2., encontram-se as representações das geometrias do provete de betão e do varão de aço, respectivamente.

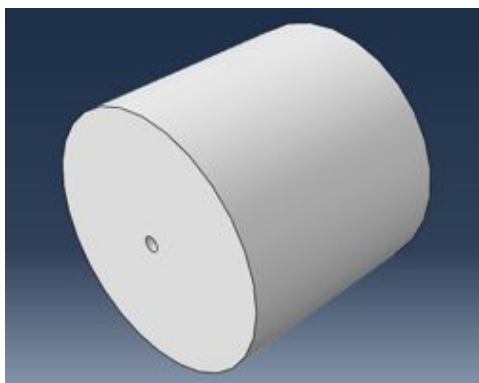


Figura 5.1 – Geometria do provete de betão

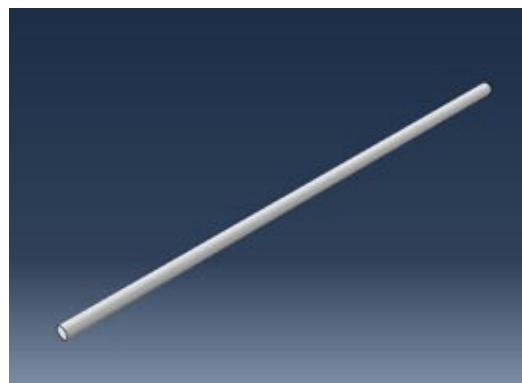


Figura 5.2 – Geometria do varão de aço

5.2.2. Definição e atribuição dos materiais

Após serem desenhadas as geometrias dos provetes, foi necessário definir e atribuir as propriedades do aço e do betão às *parts* do varão e do provete de betão, respectivamente. Para tal, criaram-se dois materiais: aço e betão, e foram atribuídas as suas propriedades elásticas. No caso do betão, utilizaram-se os módulos de elasticidade aferidos durante a campanha experimental e apresentados no subcapítulo 4.4.3. Uma vez que se pretende analisar a distribuição das tensões no provete, utilizou-se as propriedades elásticas dos materiais, fazendo-se actuar, como explicado adiante neste capítulo, a força de arrancamento aferida na campanha experimental e apresentadas no subcapítulo 4.4.4., para cada uma das 24 famílias de provetes (Tabela 5.1). Deste modo, conseguiu-se obter a distribuição das tensões no momento imediatamente antes da cedência por aderência (ainda na fase elástica), permitindo

visualizar e justificar a ocorrência dos modos de rotura obtidos, com base na distribuição das tensões máximas ocorridas nesse instante.

Tabela 5.1 – Módulo de elasticidade dos diferentes betões

| Tipo de betão | $E_{cm,28}$ [GPa] | $\Delta_{BR,28}$ [%] |
|---------------|-------------------|----------------------|
| BR | 37,6 | - |
| B20 | 37,2 | -1,1 |
| B50 | 34,5 | -8,2 |
| B100 | 33,0 | -12,2 |

5.2.3. Definição das malhas de elementos finitos e montagem do ensaio

No cálculo computacional de modelos de elementos finitos, é de extrema importância encontrar uma malha que permita precisão na visualização de resultados, ou seja, que seja suficientemente fina para permitir analisar os fenómenos em estudo, mas que não tão complexa que torne o cálculo computacional inviável.

Após várias experiências em termos de dimensões de malha, chegou-se à conclusão de que elementos com 5 mm de aresta apresentavam resultados satisfatórios em termos de precisão para os fenómenos em estudo (elementos mais pequenos produziam resultados idênticos) e com exigência de cálculo computacional suportável com os meios disponíveis.

Na definição da geometria das malhas, além da dimensão aproximada de 5 mm de aresta, limitou-se a curvatura máxima da aresta do elemento através da relação máxima de $h/L = 0,1$ (curvatura máxima). Desta forma, conseguiu-se evitar elementos cuja relação de dimensões fosse desproporcional. Acrescentou-se ainda outro parâmetro para melhorar o desempenho do cálculo computacional, impedindo a existência de elementos com dimensões inferiores a um décimo da dimensão da aresta definida. Deste modo, evitou-se a criação de elementos excessivamente pequenos que não acrescentariam melhorias nos resultados e apenas fariam com que o modelo tivesse um processamento mais pesado e lento. Os parâmetros utilizados para a criação das malhas de elementos finitos foi idêntica nos 24 modelos produzidos.

Nas Figuras 5.3. e 5.4., são apresentadas as malhas geradas para o provete de betão e para o varão de aço do modelo-tipo, respectivamente, tendo em conta todos os parâmetros descritos.

A montagem do esquema de ensaio foi feita pela definição do posicionamento relativo das duas peças. Para tal, foi imposto que a peça correspondente ao varão de aço fosse coaxial com a peça do provete e que as bases das duas peças fosse complanares. A montagem do modelo encontra-se representada na Figura 5.5.

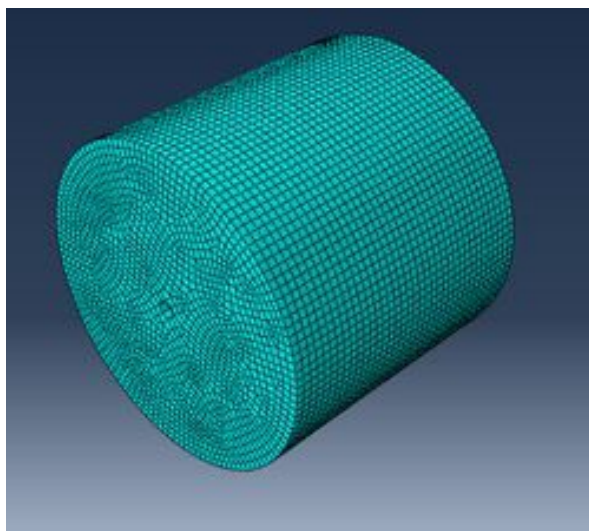


Figura 5.3 - Malha de elementos finitos do provete de betão

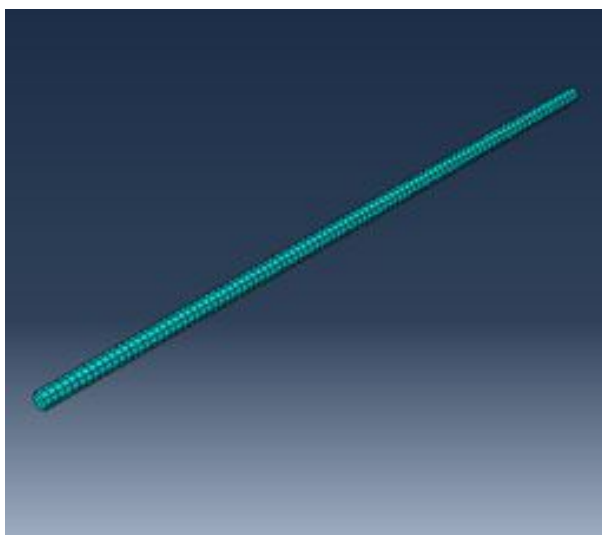


Figura 5.4 - Malha de elementos finitos do varão de aço

5.2.4. Definição da interacção entre as peças

Após a definição da geometria e do posicionamento relativo entre as peças, foi estabelecida a interacção entre as mesmas. No *software* utilizado, a criação de um parâmetro de interacção pressupõe a existência de duas superfícies de contacto, neste caso a superfície cilíndrica interior do provete e a superfície cilíndrica exterior do varão de aço.

Posteriormente, foi criada uma interacção do tipo “contacto entre superfícies”. As interacções funcionam com base em parâmetros que definem o comportamento físico entre as duas superfícies. Como referido no subcapítulo 5.2.2., para a análise das tensões máximas do ensaio, baseou-se a criação do modelo na fase elástica linear, onde nenhum dos materiais entrou ainda em cedência, aplicando-se a força máxima aferida nos ensaios experimentais,

conseguindo-se então visualizar a distribuição de tensões máximas no momento imediatamente antes do início do colapso do provete. Sabendo que, antes de se dar a cedência por aderência, o escorregamento relativo entre as duas peças é nulo, a relação entre as mesmas foi definida, no modelo numérico, como “coesiva”, ou seja, sem deslocamentos relativos, conseguindo-se assim simular o comportamento pretendido.

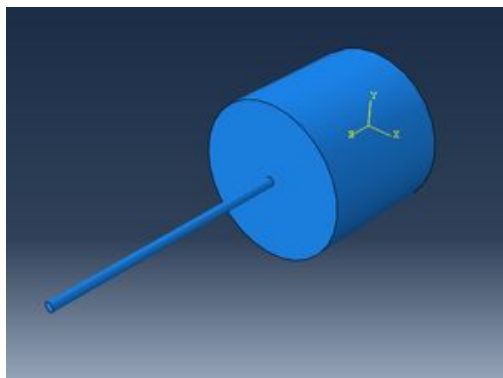


Figura 5.5 - Montagem do modelo

5.2.5. Definição das condições de fronteira

As condições de fronteira do ensaio experimental foram baseadas na montagem real dos equipamentos utilizados na campanha experimental. No ensaio de arrancamento, existe uma chapa metálica perfurada que restringe o movimento do provete, impedindo tanto deslocamentos, como rotações do mesmo. O varão de aço atravessa a chapa perfurada sendo traccionado e puxando o provete contra essa chapa metálica, desencadeando as forças de ligação entre o varão e o provete de betão.

No modelo numérico, a simulação da presença dessa chapa metálica foi conseguida através do encastramento (deslocamentos e rotações impedidas em todas as direcções) da superfície superior do provete (onde este intercepta o varão de aço). Estas condições de fronteira estão representadas na Figura 5.6.

5.2.6. Definição da força de arrancamento

No ensaio experimental de arrancamento, a força é aplicada na ponta livre do varão e mobilizada pelas mandíbulas da prensa hidráulica. No modelo numérico, para evitar efeitos de 2ª ordem sobre o varão de aço e consequentemente sobre o provete de betão, e na impossibilidade de modelar a acção das mandíbulas, optou-se por distribuir a força de arrancamento pela superfície circular da ponta livre do varão. Este passo foi realizado dividindo a força de arrancamento de cada família de provetes pela área da secção do varão, conforme definido no subcapítulo 4.4.4.

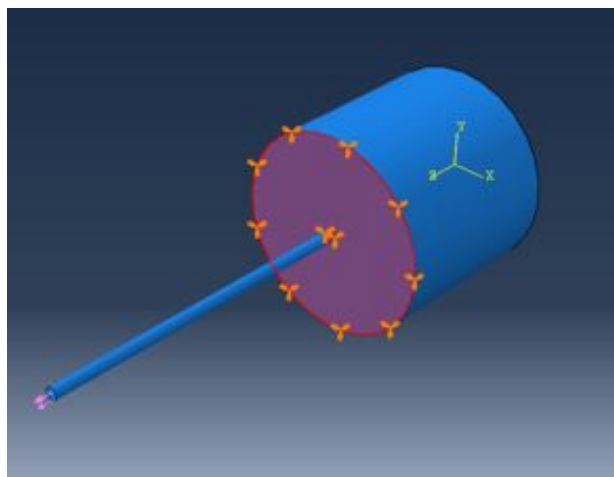


Figura 5.6 - Condições de fronteira do modelo

Nas Tabelas 5.2 e 5.3, apresentam-se as forças de arrancamento aplicadas aos provetes com varão de 12 e 16 mm, respectivamente.

Tabela 5.2 - Forças de arrancamento para os provetes com varões de 12 mm

| Tipo de betão | Comprimento de embebimento | Força de arrancamento média [kN] | Δ_{BR} [%] |
|---------------|----------------------------|----------------------------------|-------------------|
| BR | 5 Φ | 34,25 | - |
| | 10 Φ | 45,75 | - |
| | 15 Φ | 54,53 | - |
| B20 | 5 Φ | 34,67 | +1,21 |
| | 10 Φ | 54,21 | +18,51 |
| | 15 Φ | 58,18 | +6,69 |
| B50 | 5 Φ | 31,95 | -6,73 |
| | 10 Φ | 47,73 | +4,34 |
| | 15 Φ | 53,13 | -2,57 |
| B100 | 5 Φ | 27,07 | -20,98 |
| | 10 Φ | 43,20 | -5,57 |
| | 15 Φ | 48,51 | -9,22 |

Deste modo, ficaram definidos todos os parâmetros necessários à modelação do ensaios de arrancamento.

5.3. Apresentação e análise de resultados

Neste subcapítulo, são apresentados os resultados gráficos e numéricos obtidos para os 24 modelos produzidos, que representam as 24 famílias de provetes de arrancamento fabricadas na campanha experimental.

MODELAÇÃO NUMÉRICA

Tabela 5.3 – Forças de arrancamento dos provetes com varões de 16 mm

| Tipo de betão | Comprimento de embebimento | Força de arrancamento média [kN] | Δ_{BR} [%] |
|---------------|----------------------------|----------------------------------|-------------------|
| BR | 5 Φ | 47,13 | - |
| | 10 Φ | 63,52 | - |
| | 15 Φ | 80,24 | - |
| B20 | 5 Φ | 44,16 | -6,31 |
| | 10 Φ | 77,89 | +22,63 |
| | 15 Φ | 80,00 | -0,3 |
| B50 | 5 Φ | 39,09 | -17,06 |
| | 10 Φ | 59,99 | -5,56 |
| | 15 Φ | 75,09 | -6,41 |
| B100 | 5 Φ | 40,78 | -13,48 |
| | 10 Φ | 54,56 | -14,11 |
| | 15 Φ | 72,1 | -10,14 |

Como referido no capítulo 4, o modo de rotura observado nos ensaios de arrancamento foi sempre pela abertura radial de fendas que principiavam na parte superior do provete junto ao varão de aço e que se propagavam rapidamente ao longo do comprimento de embebimento do varão (em altura) e no sentido do perímetro do provete (em secção). Essa abertura de fendas fez com que, por vezes, os provetes se abrissem ao meio e permitissem observar o plano de fendilhação. O modo de rotura e o plano de fendilhação são ilustrados das Figuras 5.7. e 5.8., respectivamente.

Para ilustração das distribuições das tensões obtidas nos diferentes modelos numéricos, procurou-se cortar o modelo num plano próximo do representado na Figura 5.8.



Figura 5.7 - Abertura radial de fendas no ensaio de arrancamento



Figura 5.8 - Abertura de um plano de fendilhação

A escala de cores utilizada para representar a distribuição de tensões é baseada nas resistências dos quatro betões à tracção apresentadas no 4.4.2. e aferidas pelos ensaios experimentais. Assim, e tendo em conta que o modo de rotura se dá por abertura de fendas, as tensões superiores à resistência do betão à tracção são representadas a vermelho, sendo que as restantes cores quentes se encontram muito próximas desse valor. A restante escala de cores decresce em tensão para cores frias, sendo que todos os elementos que se encontram com tensões inferiores a 0, ou seja, comprimidos, se encontram representados pela mesma tonalidade de azul. A escala de tensões encontra-se em kPa e os valores extremos presentes nas legendas são os valores máximos teóricos de tensões de tracção e compressão para o modelo elástico. A segunda tonalidade de vermelho representa a resistência do betão de cada modelo à tracção. As tensões apresentadas em cada elemento dizem respeito aos valores máximos das tensões nas direcções principais desse elemento.

Tal como no Capítulo 4, a apresentação dos resultados obtidos com os modelos experimentais é organizada por diâmetro de varão e por tipo de betão. Para cada um dos 24 modelos, é feito um comentário dos resultados, procedendo-se depois a uma discussão da influência do diâmetro do varão, do comprimento de embebimento e do tipo de betão na distribuição de tensões.

Na Figura 5.9, é apresentada a distribuição de tensões obtida para o modelo numérico do provete de BR com varão de 12 mm e embebimento de 5 diâmetros.

A distribuição de tensões apresentada para este modelo e para os modelos subsequentes é referente ao valor máximo não absoluto das tensões obtidas nas direcções principais de cada nó em cada elemento finito.

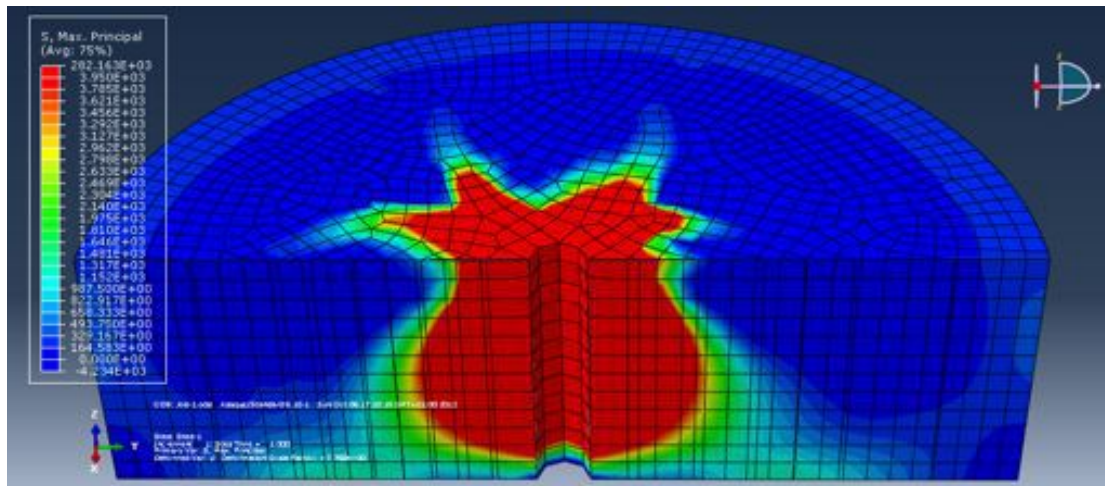


Figura 5.9 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 12 mm e embecimento de 5 diâmetros

Ainda na Figura 5.9, observa-se que as máximas tensões de tracção ocorrem nas imediações do varão de aço e têm um desenvolvimento não-uniforme ao longo do comprimento embecido. Junto à superfície superior do provete, existem já tensões superiores à resistência à tracção, que se vão propagando no sentido exterior do provete à medida que se aumenta o embecimento. O maior afastamento em relação ao eixo de um elemento cuja tensão é superior à resistência à tracção ocorre para um embecimento de cerca de 2,5 diâmetros e com uma distância de cerca de um quarto do raio do provete. Perto do máximo embecimento, as tensões de tracção diminuem, tendendo para zero junto da extremidade embecida do varão.

A distribuição vertical de tensões descrita está relacionada com o facto de, para os primeiros elementos junto ao varão na zona superior do provete, haver interferência da presenta da chapa metálica que comprime os elementos em seu redor. Com o afastamento em relação à chapa, há maiores tensões de tracção pelo facto de nesta zona não ser tão influente a compressão realizada pela chapa. Próximo da extremidade embecida do varão (junto à superfície inferior), as tensões de tracção dissipam-se, passando a estados de compressão.

Regista-se ainda a distribuição das tensões na superfície superior do provete, que permite estabelecer uma relação directa com o modo de rotura obtido na campanha experimental. A ramificação radial das tensões superiores à resistência à tracção do BR, identificam a formação das fendas radiais observadas nos provetes reais. Assinala-se o facto de as fendas de tracção observadas nos ensaios experimentais começarem a surgir na interface entre o varão e o betão e próximo do topo do provete, propagando-se depois com a perturbação provocada pelo arrancamento gradual do varão. Este fenómeno é coerente com a distribuição de tensões apresentada pelo modelo numérico.

Na Figura 5.10, é apresentada a distribuição de tensões para o provete de BR com varão de 12 mm e embecimento de 10 diâmetros.

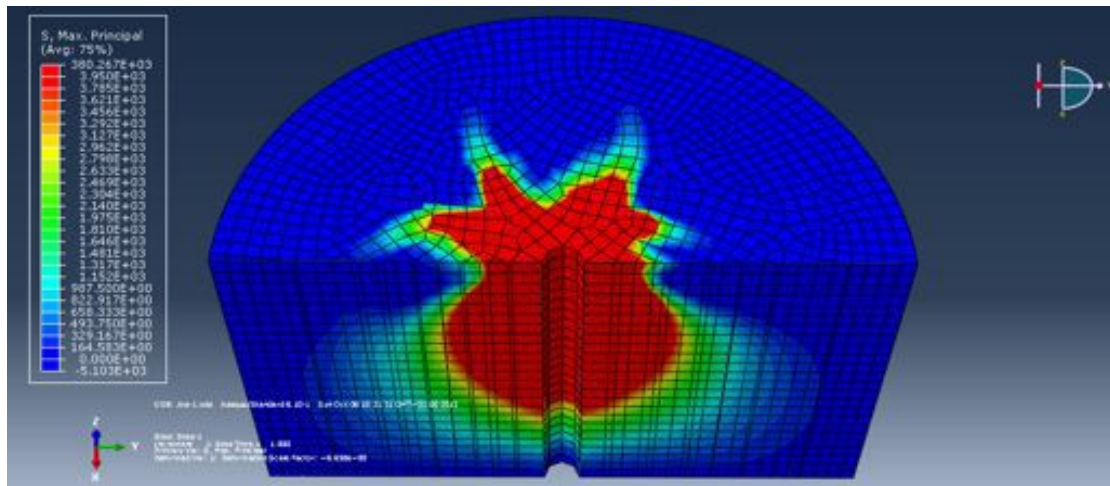


Figura 5.10 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 12 mm e embecimento de 10 diâmetros

O modelo do provete de BR com varão de 12 mm embecido de 10 diâmetros mostra as mesmas tendências do que o provete com embecimento de 5 diâmetros. O ponto de maior mobilização de tracções, na vertical, ocorre próximo do embecimento de 2,5 diâmetros e com uma distância ao eixo de aproximadamente um quarto do raio do provete. As tensões próximas da extremidade embecida do varão (superfície inferior) tendem de igual forma para zero, notando-se que existe já uma parte do betão sujeito a compressão, ainda em contacto com o varão. A propagação radial de tensões superiores à resistência à tracção do betão identifica a formação de fendas radiais, tal como observado no modelo anterior.

Na Figura 5.11, é apresentada a distribuição de tensões para o modelo do provete de BR com varão de 12 mm embecido de 15 diâmetros.

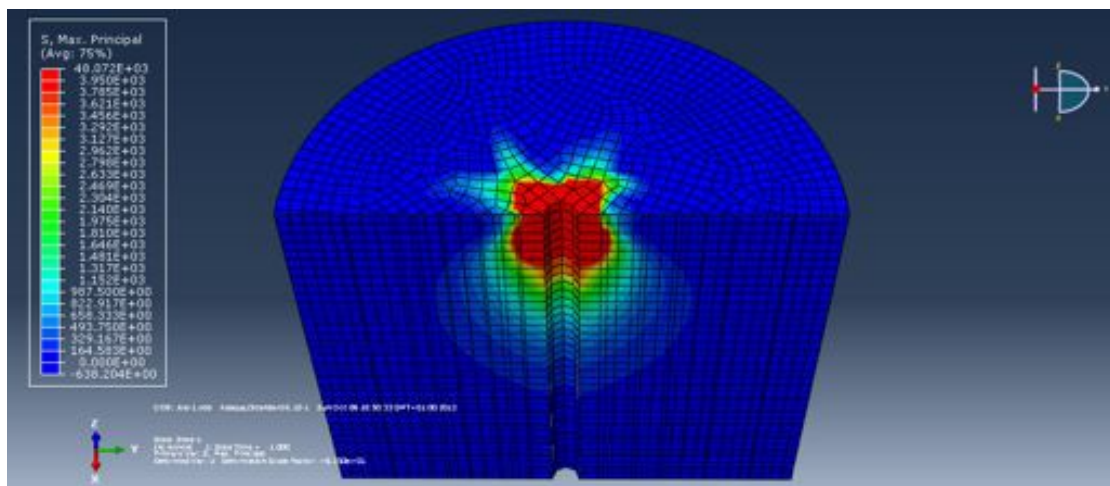


Figura 5.11 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 12 mm e embecimento de 15 diâmetros

Com o embebimento de 15 diâmetros, observa-se que a propagação das tensões de tracção termina próximo dos 7,5 diâmetros. Este facto é coerente com os comportamentos observados durante os ensaios experimentais, em que as fendas abriram na superfície superior junto ao varão e se iam propagando em direcção ao perímetro do provete no sentido descendente. Em altura, as fendas observadas propagaram-se à medida que o varão ia sendo arrancado após a cedência por aderência. A abertura de fendas cria planos de fragilidade que acabam por se propagar com a perturbação do arrancamento do varão.

As fendas observadas nos ensaios da campanha experimental raramente se propagaram para profundidades superiores ao embebimento do varão, facto também ilustrado nos resultados obtidos no modelo numérico, onde os pontos mais afastados da superfície de arrancamento são os últimos a apresentar tensões de tracção.

Na Figura 5.12, é apresentada a distribuição de tensões para o modelo do provete de BR com varão de 16 mm embebido de 5 diâmetros.

No provete de BR com varão de 16 mm embebido de 5 diâmetros, observa-se que as tensões de tracção são desencadeadas junto ao varão mas de forma mais uniforme em altura do que no provete do mesmo tipo com varão de 12 mm. Ao longo do comprimento em que o varão está embebido, a propagação de tensões de tracção é relativamente constante, diminuindo apenas com o aproximar da extremidade embebida do varão. Observa-se, da mesma forma que para os provetes com varões de 12 mm, a ramificação radial das tensões de tracção à superfície, ainda que de forma menos acentuada do que nestes. Estes fenómenos estão relacionados com a maior área de interface que o varão de 16 mm apresenta, uniformizando a distribuição das tracções no betão em seu redor.

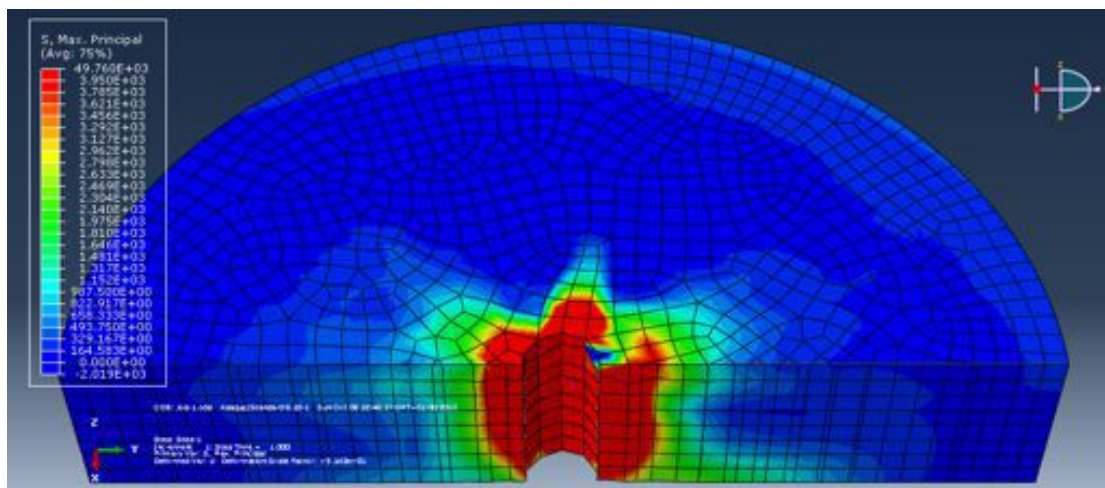


Figura 5.12 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 16 mm e embebimento de 5 diâmetros

Na Figura 5.13, é apresentada a distribuição de tensões para o modelo do provete de BR com varão de 16 mm embebido de 10 diâmetros.

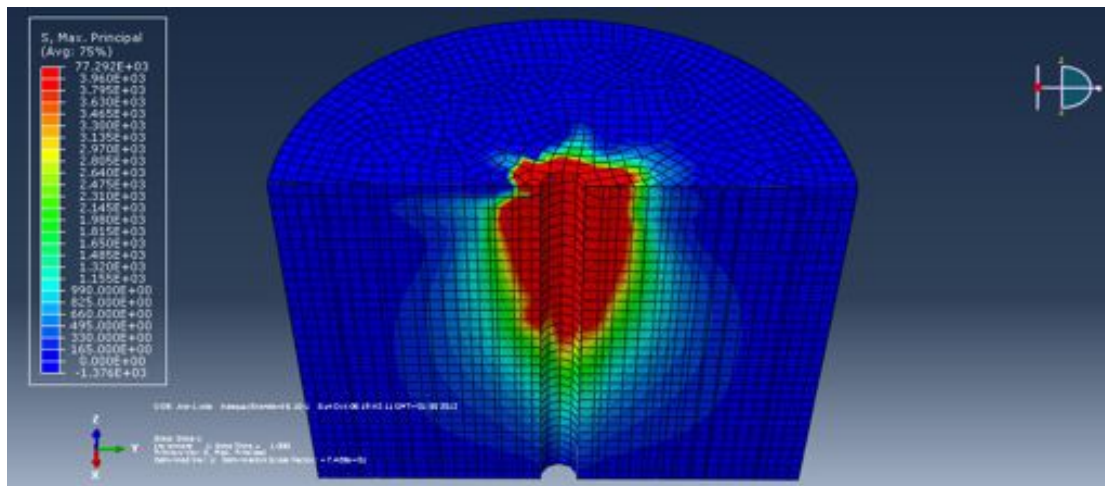


Figura 5.13 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 16 mm e embecimento de 10 diâmetros

O embecimento de 10 diâmetros dá continuidade às observações feitas para o embecimento de 5 diâmetros do provete de BR com varão de 16 mm. A propagação das tensões de tracção superiores à resistência à tracção do BR dá-se de forma mais uniforme ao longo do varão, diminuindo com a proximidade da extremidade embecida do mesmo (superfície inferior do modelo). A ramificação das tracções na superfície superior não é tão notória, facto justificado pela maior superfície de interface conferida pelo varão de 16 mm que “dilui” os picos de tracção, apresentando uma distribuição mais uniforme.

Na Figura 5.14, é apresentada a distribuição de tensões do modelo do provete de BR com varão de 16 mm embecido de 15 diâmetros.

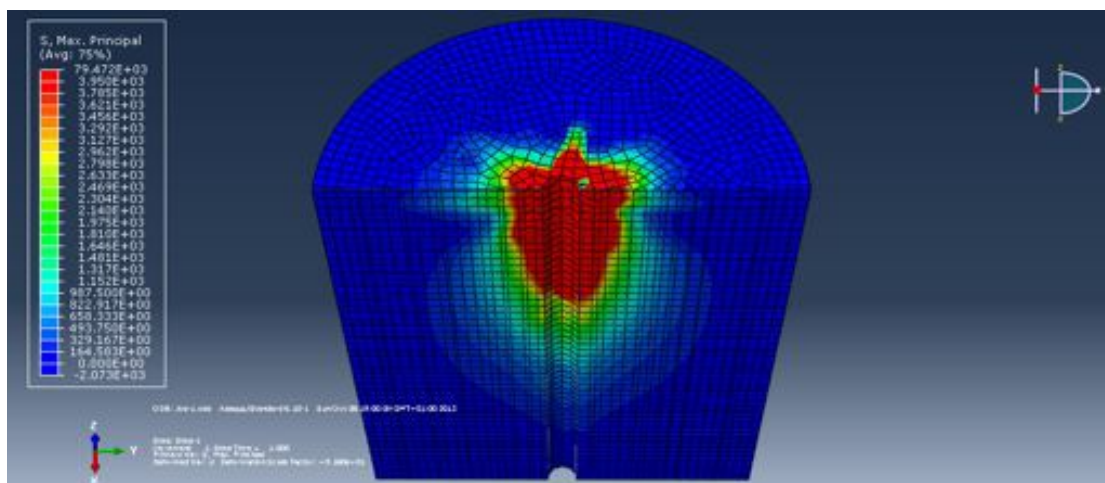


Figura 5.14 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de BR com varão de 16 mm e embecimento de 15 diâmetros

No modelo do provete de BR com embebimento de 15 diâmetros, as observações a fazer são idênticas às do caso do provete do mesmo tipo com embebimento de 10 diâmetros. Regista-se apenas uma maior contracção das tensões de tracção para o embebimento próximo dos 4 diâmetros. Este facto deverá estar relacionado com a grande compressão gerada pelo travamento oferecido pela chapa de aço, visto que, com varões de 16 mm, se obtiveram forças de arrancamento muito elevadas. Essa compressão está, no referido ponto, a contrariar a propagação das tensões de tracção.

Os resultados obtidos para os provetes de B20, tanto com varões de 12 como de 16 mm, foram praticamente idênticos aos apresentados para os provetes de BR do mesmo tipo. Assim sendo, a análise feita anteriormente aplica-se de igual forma a estes casos, tendo por base as mesmas causas e efeitos. A título ilustrativo, apresentam-se, da Figura 5.15. à Figura 5.20., os modelos e resultados obtidos para os provetes de B20.

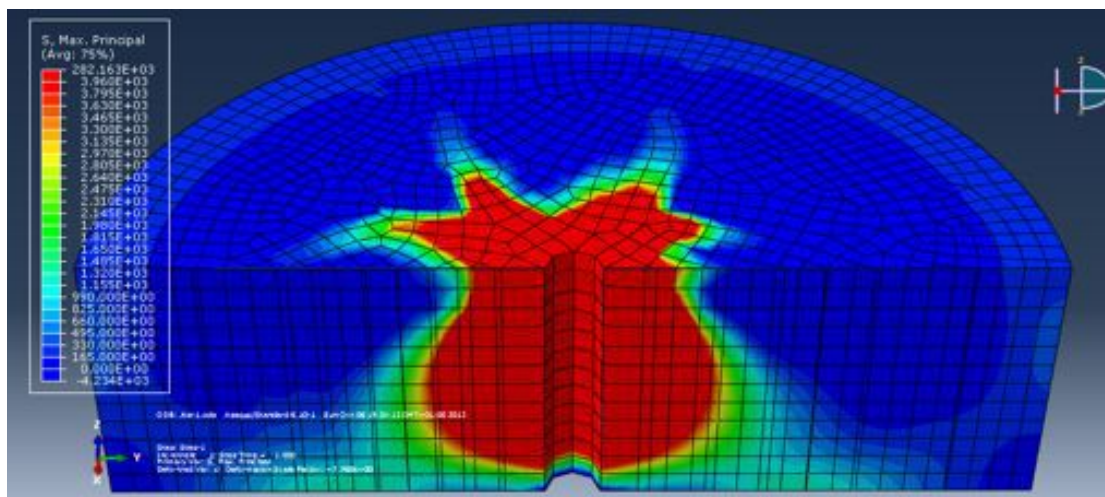


Figura 5.15 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 12 mm e embebimento de 5 diâmetros

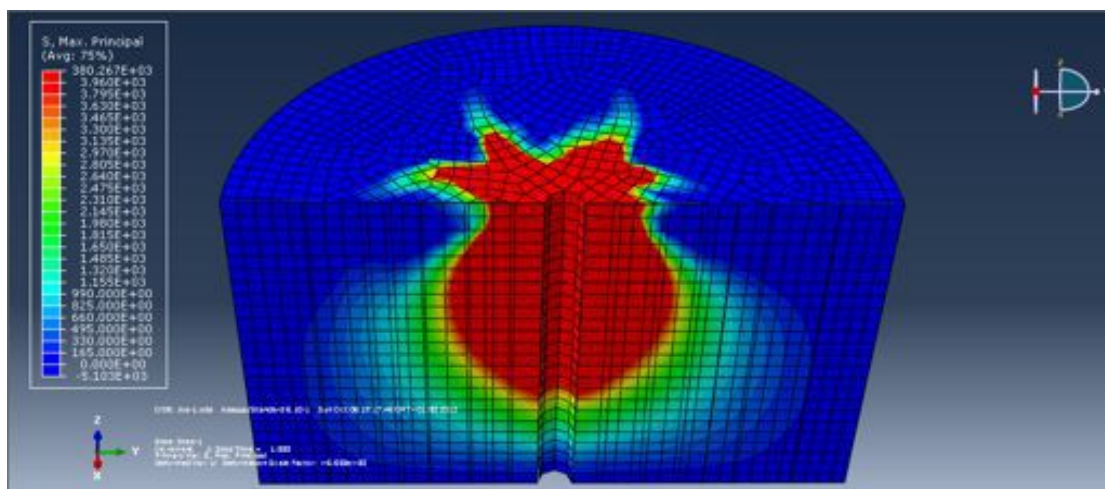


Figura 5.16 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 12 mm e embebimento de 10 diâmetros

MODELAÇÃO NUMÉRICA

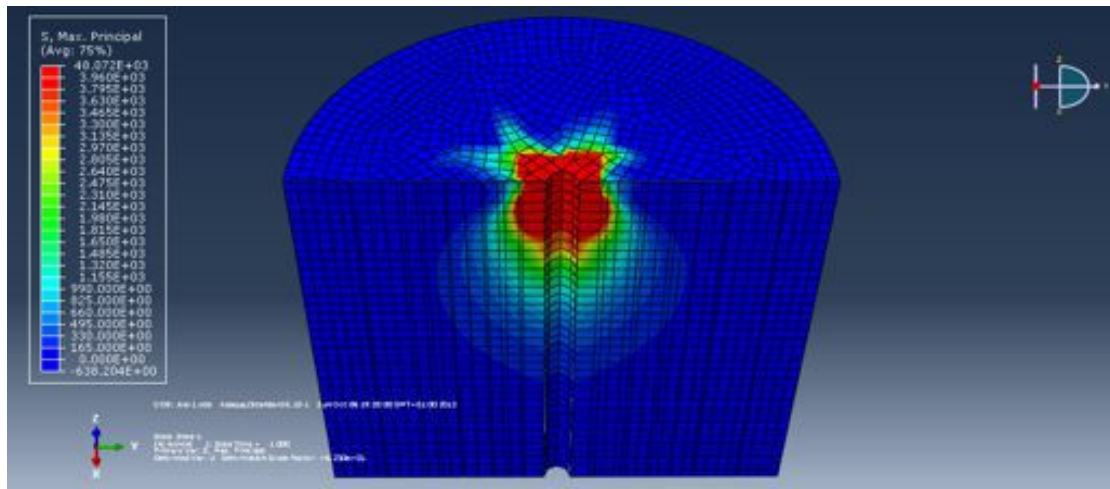


Figura 5.17 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 12 mm e embhecimento de 15 diâmetros

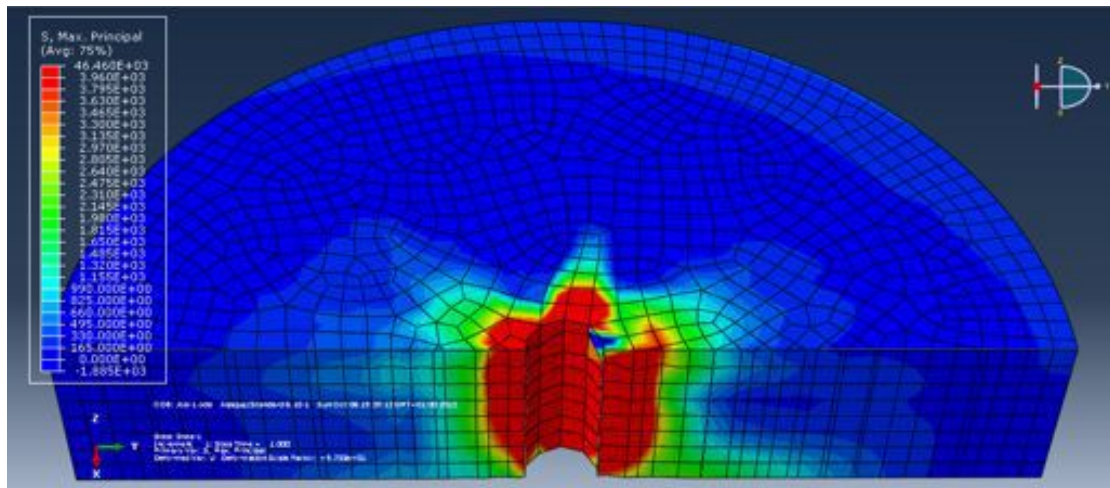


Figura 5.18 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 16 mm e embhecimento de 5 diâmetros

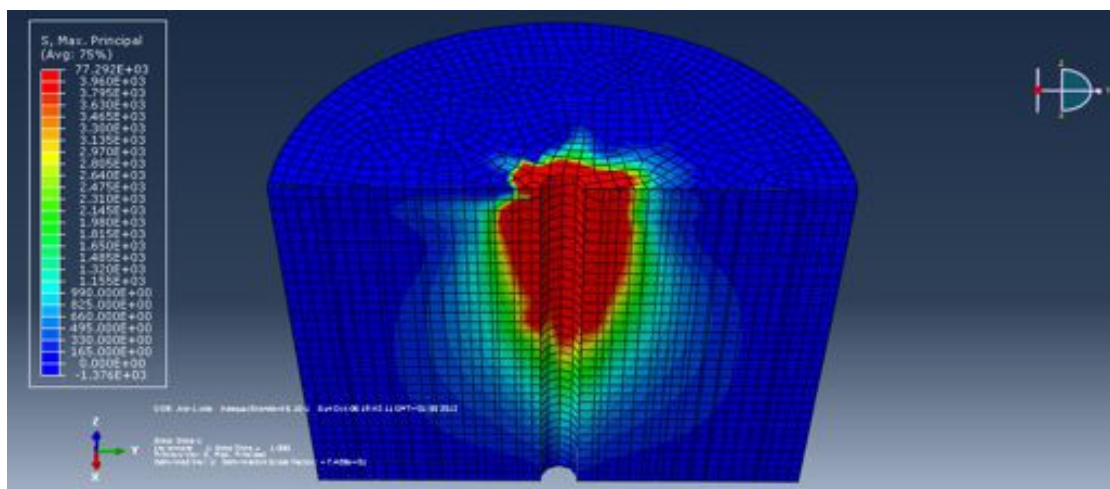


Figura 5.19 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 16 mm e embhecimento de 10 diâmetros

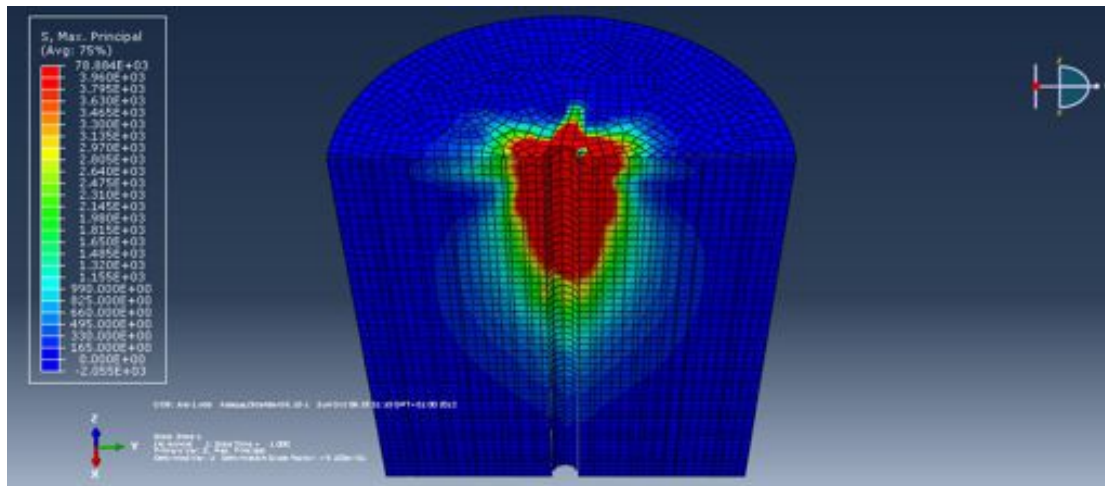


Figura 5.20 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B20 com varão de 16 mm e embhecimento de 15 diâmetros

Por outro lado, os resultados obtidos para os provetes de B50 e B100 são igualmente semelhantes entre si, sendo as diferenças para os provetes de BR B20 explicadas pelos mesmos motivos. Deste modo, apresentam-se e analisam-se os modelos dos provetes de B100, por esta taxa se tratar do valor extremo de substituição de AGP por AGR. Os modelos de B50 são depois apresentados, como os de B20, a título ilustrativo.

Na Figura 5.21, é apresentada a distribuição de tensões do modelo do provete de B100 com varão de 12 mm e embhecimento de 5 diâmetros.

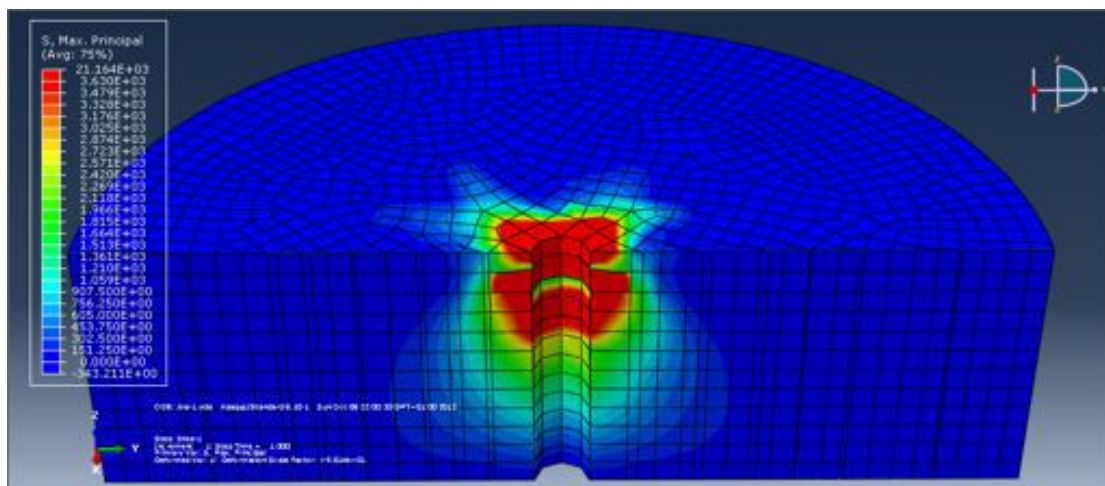


Figura 5.21 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 12 mm e embhecimento de 5 diâmetros

A distribuição de tensões de tracção superiores à resistência à tracção do betão abrange um volume bastante inferior de elementos finitos, quando comparada com a dos provetes de BR e B20. Tanto na superfície superior do provete como nas imediações do varão de aço embecido, a propagação destas tensões tem extensão menor. A ramificação radial das fendas à superfície é menos visível, embora se note uma pequena bifurcação da distribuição de tensões. Em

profundidade, a configuração da distribuição toma uma forma semelhante à dos provete de BR e B20, não sendo atingida a tensão máxima de tracção em todo o comprimento de embebimento, ao contrário do que aconteceu nos referidos casos.

Esta diminuição da área marcada com tensões superiores à resistência à tracção do B100 é coerente com os ensaios experimentais. Como referido no capítulo 4, a influência da maior fragilidade dos AGRB ditou que o arrancamento se desse para uma força menor do que no caso dos provetes de BR e B20. Assim sendo, não foi necessária uma propagação tão acentuada das fendas no instante da cedência para que houvesse arrancamento do varão. A cedência deu-se antes de a distribuição de tensões se aproximar daquela apresentada pelos provetes de BR e B20 do mesmo tipo, fenómeno causado pela maior fragilidade dos AGRB quando substituindo os AGP em taxas mais elevadas.

Regista-se ainda a influência das tensões de compressão na proximidade da chapa metálica com a “cintagem” das tensões de tracção junto ao varão para o ponto de embebimento próximo de um diâmetro. Este fenómeno está de acordo com o comportamento descrito, visto que, caso o provete não cedesse para uma força mais baixa, a distribuição das tensões tenderia a assemelhar-se à dos provetes de BR e B20 onde, no mesmo ponto, existe uma menor propagação das tracções, influenciada pela proximidade da chapa de aço que comprime o betão.

Na Figura 5.22, é apresentada a distribuição de tensões do modelo do provete de B100 com varão de 12 mm e embebimento de 10 diâmetros.

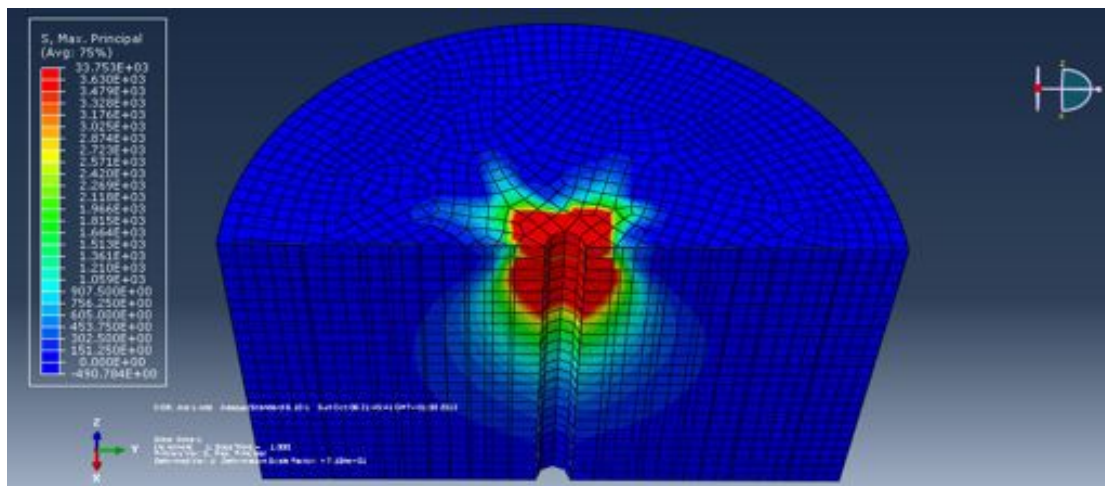


Figura 5.22 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 12 mm e embebimento de 10 diâmetros

A distribuição de tensões observada para o provete de B100 com varão de 12 mm embebido de 10 diâmetros segue a mesma tendência apresentada pelo provete do mesmo tipo com embebimento de 5 diâmetros.

A distribuição das tensões de tracção é igualmente menor, tanto na superfície superior como na envolvente do varão ao longo do provete. A menor força de arrancamento necessária para levar os provetes de B100 ao colapso por aderência fez com que o arrancamento do varão se desse para uma distribuição de tensões menos desenvolvida do que no caso dos provetes de BR e B20. Este facto é coerente com os resultados da campanha experimental e atribui-se à maior fragilidade dos AGRB que pioram a aderência quando substituem os AGP em taxas maiores, como o caso do B50.

A menor ramificação das tracções à superfície leva a crer, tal como no caso do provete de B100 com varão de 12 mm embebido de 5 diâmetros, que a cedência da aderência se deu para uma menor propagação das fendas radiais.

Na Figura 5.23, é apresentada a distribuição de tensões do modelo do provete de B100 com varão de 12 mm e embebimento de 15 diâmetros.

No caso do embebimento de 15 diâmetros, as diferenças não são tão acentuadas como nos casos anteriores. A distribuição das tensões é próxima das apresentadas pelos provetes do mesmo tipo de BR e B20. Esta semelhança deve-se também ao facto de a escala de cores que representa as tensões ser relativa, ou seja, os tons de vermelho representam tensões superiores à resistência à tracção do betão de cada um dos modelos numéricos. Este factor faz com que, neste caso, o vermelho corresponda a uma tensão superior a 3,63 MPa e nos casos dos provetes de BR e B20 a tensões de 3,95 e 3,96 MPa, respectivamente. A diferença das configurações seria mais perceptível se a escala de cores fosse absoluta e igual para todos os modelos. Observar-se-ia uma menor propagação das tensões de tracção para o presente caso, tal como acontece com os restantes provetes de B100. Conclui-se então que, embora a fendilhação por tracção do betão tenha configuração e proporção espacial próxima para os BR, B20 e B100, o último betão faz corresponder essa fendilhação a um menor valor de tensão por ter menor resistência à tracção do que o BR.

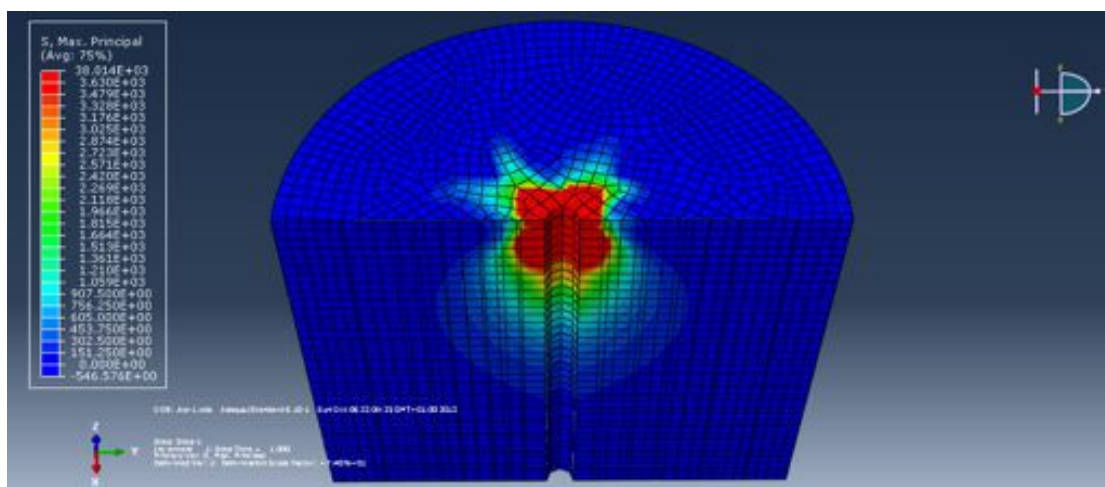


Figura 5.23 - Distribuição das tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 12 mm e embebimento de 15 diâmetros

A opção por uma escala de cores relativa para cada modelo prende-se com uma maior facilidade de interpretação e visualização dos fenómenos de fendilhação (tensões de tracção).

Na Figura 5.24, é apresentada a distribuição de tensões do modelo do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 5 diâmetros.

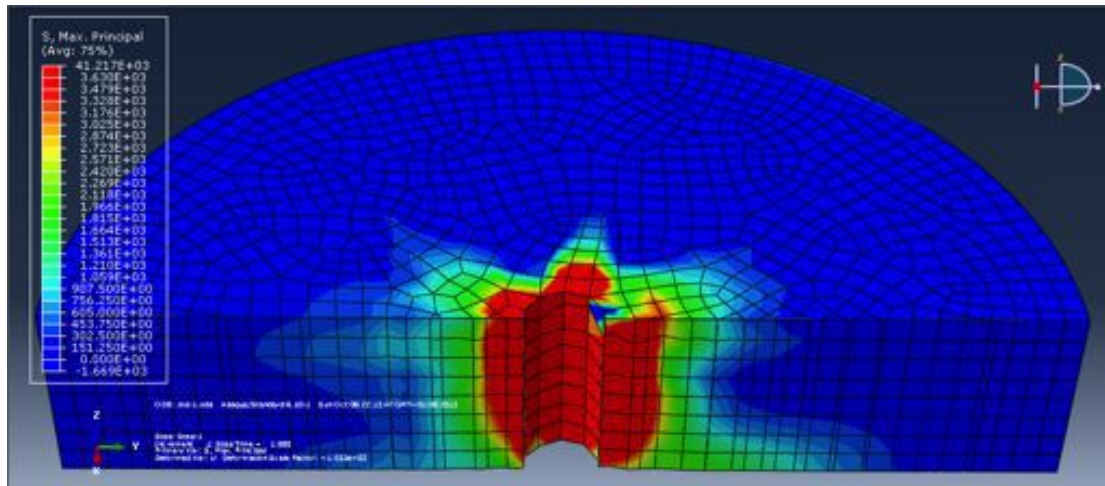


Figura 5.24 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 5 diâmetros

O caso do modelo do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 5 diâmetros apresenta diferenças face aos provetes do mesmo tipo de BR e B20, se se tiver em conta que a escala de cores é relativa. Quer isto dizer que, embora a distribuição de tensões aparente seja próxima, tomando como referência a cor vermelha, que no BR e no B20 representa 3,95 e 3,96 MPa, respectivamente, mas no B100 representa 3,63 MPa, apresentando distribuições semelhantes nos três casos. Tendo este facto em consideração, observa-se que a propagação de tensões de tracção é coerente com a menor força de arrancamento registada no provete de B100. A fendilhação indicada pelo modelo numérico ocorre nas mesmas zonas e proporções do que nos modelos dos provetes do mesmo tipo de BR e B20 mas, no caso do B100, essa fendilhação ocorre para tensões menores de tracção, visto que a resistência do B100 à tracção é menor do que a do BR.

Na Figura 5.25, é apresentada a distribuição de tensões do modelo do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 10 diâmetros.

Neste modelo, observa-se uma pequena contracção da área com tensões superiores à resistência à tracção do betão, relativamente aos provetes do mesmo tipo com betões do tipo BR e B20. Esta contracção está relacionada com o fenómeno apontado também no caso dos provetes de B100 com varões de 12 mm, que corresponde a um arrancamento para forças menores do varão nos betões B100, devido à maior fragilidade da interface conferida pelos AGRB. A este facto acrescem todas as outras observações feitas para o provete com

embecimento de 5 diâmetros, que justificam a semelhança das distribuições de tensão com diferentes betões.

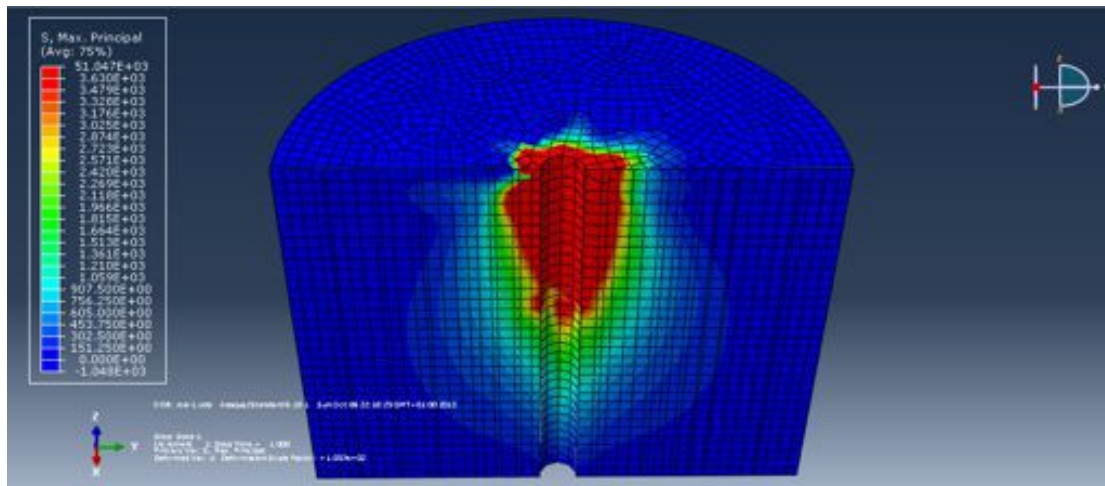


Figura 5.25 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 10 diâmetros

Na Figura 5.26, é apresentada a distribuição de tensões do modelo do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 15 diâmetros.

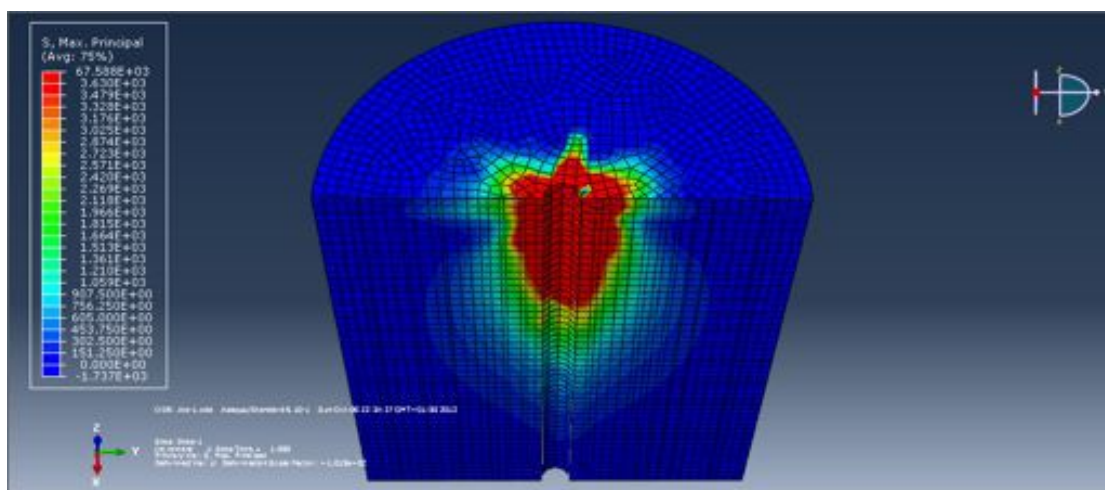


Figura 5.26 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B100 com varão de 16 mm e embecimento de 15 diâmetros

Neste modelo, volta a observar-se uma ligeira contracção da zona com tensões superiores à resistência à tracção do betão, especialmente em torno da zona embecida do varão. As mesmas constatações feitas para os provetes de B100 e varão de 16 mm com embecimentos de 5 e 10 diâmetros, aplicam-se também neste caso.

Da Figura 5.27. à Figura 5.32., apresentam-se, a título ilustrativo, os resultados dos modelos de B50 que, como referido, apresentaram uma grande semelhança em relação aos provetes de B100.

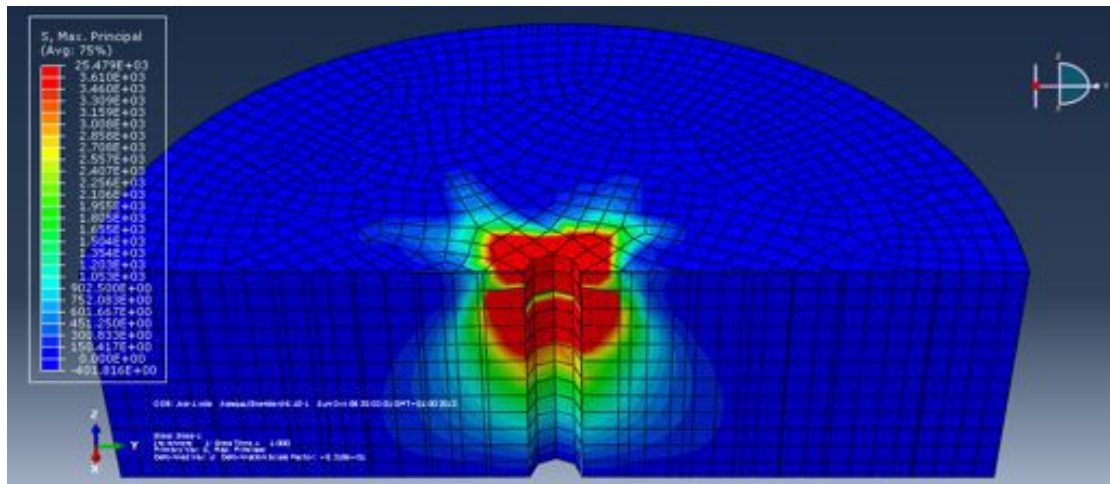


Figura 5.27 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 12 mm e embecimento de 5 diâmetros

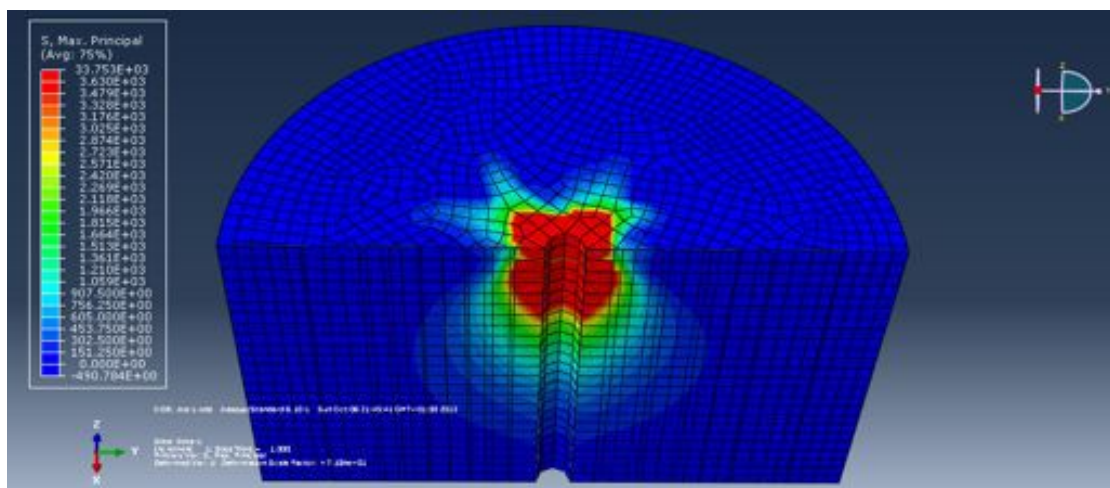


Figura 5.28 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 12 mm e embecimento de 10 diâmetros

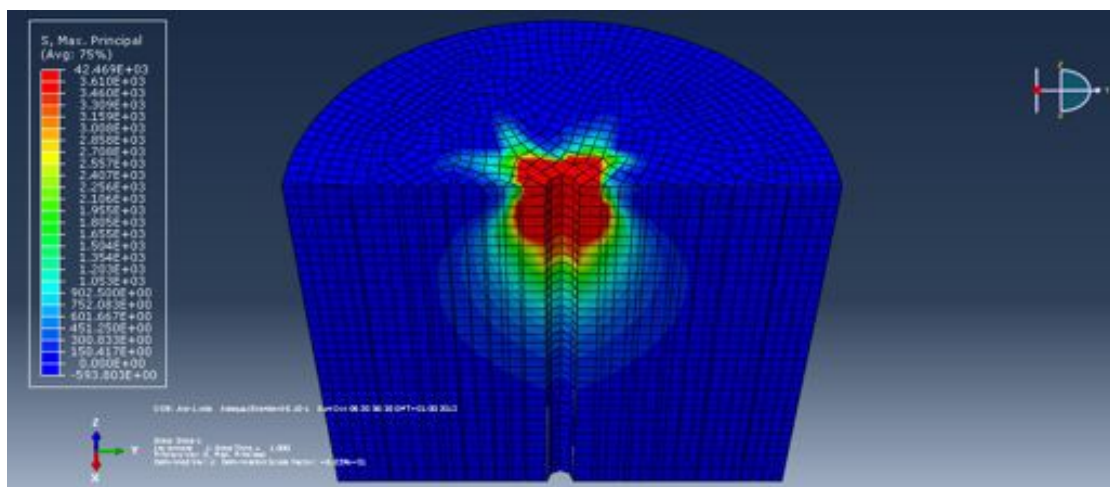


Figura 5.29 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 12 mm embecido de 15 diâmetros

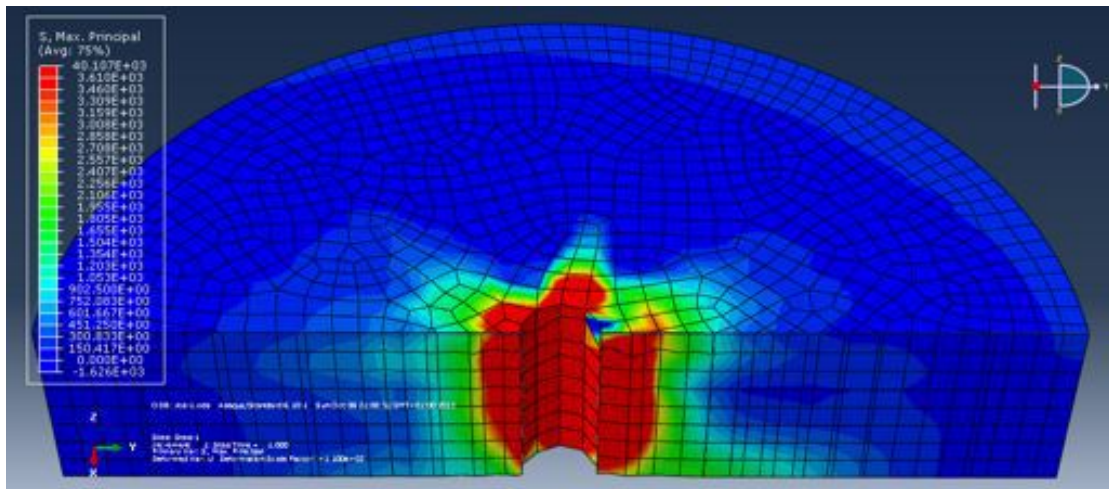


Figura 5.30 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 16 mm e embhecimento de 5 diâmetros

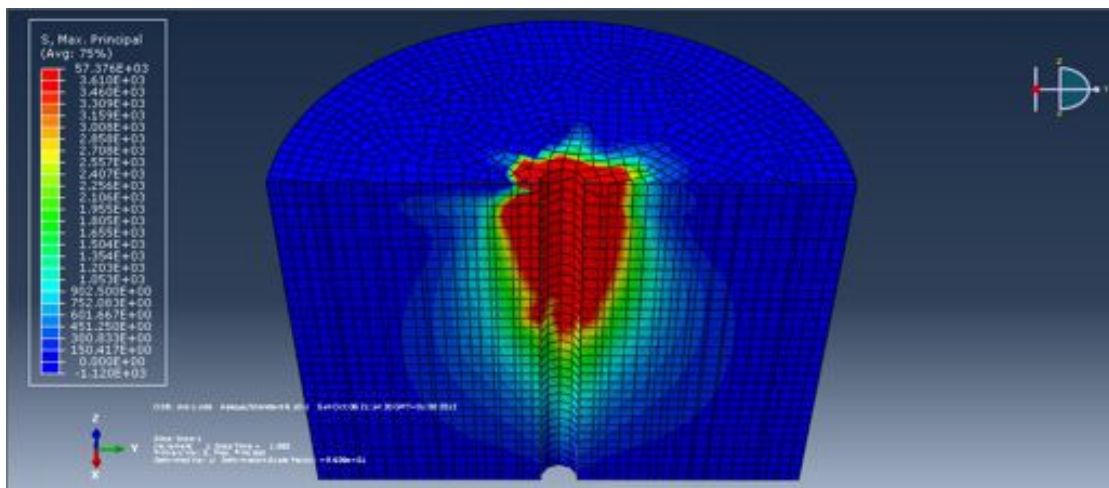


Figura 5.31 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 16 mm e embhecimento de 10 diâmetros

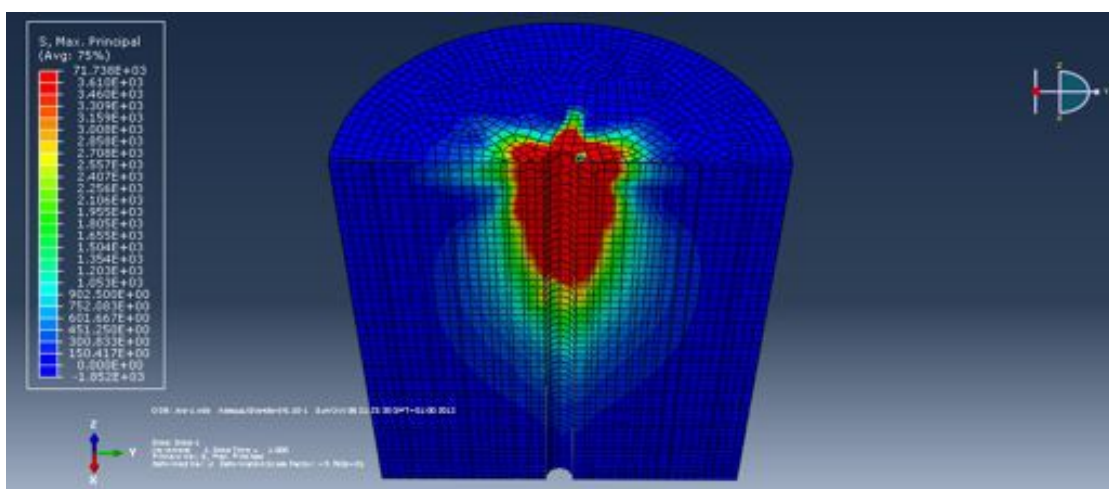


Figura 5.32 - Distribuição de tensões do modelo numérico do provete de B50 com varão de 16 mm e embhecimento de 15 diâmetros

Nos próximos três subcapítulos, faz-se uma síntese da análise da influência de cada uma das três variáveis estudadas nos modelos numéricos na distribuição das respectivas tensões.

5.3.1. Análise da influência do diâmetro do varão de aço na distribuição de tensões

A alteração do diâmetro do varão de aço revelou alterações significativas em termos de distribuição das tensões, tanto na superfície superior do provete, como ao longo do comprimento de embhecimento do varão.

Quando utilizados varões de 12 mm, independentemente das outras duas variáveis, a distribuição de tensões de tracção superiores à resistência à tracção dos betões era ramificada radialmente em relação ao eixo do varão. As ramificações que representam potenciais de fendilhação, apresentaram uma extensão entre 30 e 50 mm, em número igual ou superior a 3. Nas mesmas condições, quando utilizados varões de 16 mm, as tensões na superfície superior do provete apresentaram ramificação radial menos acentuada do que no caso dos varões de 12 mm. A extensão dessas ramificações foi de 18 a 36 mm em número não superior a 3. Este facto contribuiu para que a distribuição de tensões à superfície para provetes com varões de 16 mm tivesse uma distribuição mais uniforme em torno do perímetro do varão. Esta uniformidade deve-se à maior área de interface apresentada pelos varões de 16 mm que distribuem as tensões em torno do seu maior perímetro. As observações descritas são ilustradas pela Figura 5.33, onde são apresentados os provetes de BR com varões de 12 (A) e 16 mm (B), ambos com embhecimento de cinco diâmetros. Este facto poderá ser relacionado com os ensaios experimentais, na medida em que os provetes com varões de 12 mm apresentaram mais fendas radiais do que os provetes com varões de 16 mm, que muitas vezes se fracturavam num só plano. Esta comparação tem como exemplo os provetes apresentados na Figura 5.34, onde estão um provete do tipo B20 com varão de 12 mm e 10 diâmetros de embhecimento (A) e um do mesmo tipo com varão de 16 mm (B).

No que às tensões ao longo do comprimento de varão embecido diz respeito, as diferenças são análogas às verificadas nas superfícies superiores. Como se pode observar na Figura 5.33., a distribuição de tensões nos modelos de provetes de 12 mm é aproximadamente simétrica e apresenta uma forma onde são observáveis pontos de maior e menor propagação lateral de planos de tensões de tracção. Por outro lado, os modelos de provetes com varões de 16 mm afastam-se da simetria na distribuição mas apresentam maior uniformidade ao longo do comprimento embecido, não sendo observáveis pontos máximos e mínimos, excepto junto à extremidade embecida.

5.3.2. Análise da influência do comprimento de embhecimento na distribuição de tensões

O comprimento de embhecimento não revelou ter qualquer influência na distribuição de tensões dos modelos numéricos. O aumento da extensão de varão embecido não provoca alterações nessa distribuição, apenas dando continuidade à mesma, em altura. Este facto é

ilustrado pela Figura 5.35, onde se observam dois provetes do tipo B100 com varão de 12 mm e embebimentos de 10 (A) e 15 diâmetros (B).

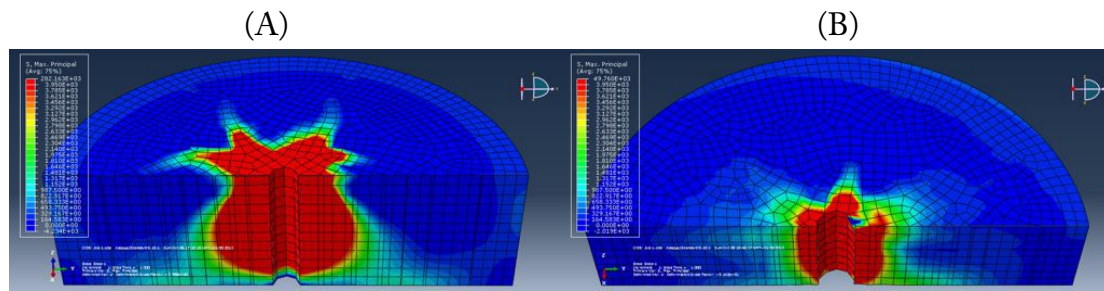


Figura 5.33 - Variação da distribuição de tensões com o aumento do diâmetro do varão

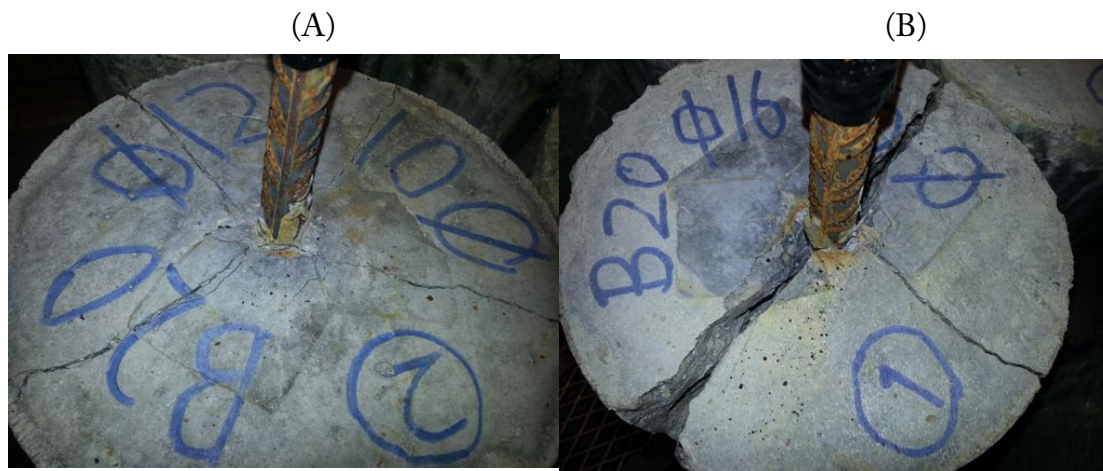


Figura 5.34 - Modos de rotura de dois provetes com variação do diâmetro do varão.

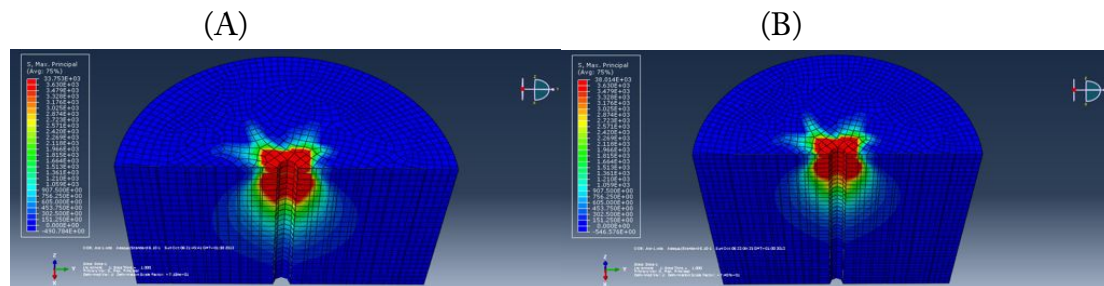


Figura 5.35 - Distribuição de tensões para provetes com comprimentos de embebimento diferentes

O comprimento de embebimento tem apenas influência na força de aderência, que aumenta com o aumento do mesmo. No entanto, esse aumento poderá não ser perfeitamente linear visto que ao longo da interface aço-betão se encontram elementos sujeitos a vários estados de tensão. Junto ao topo do provete existe tendência para o betão estar traccionado, enquanto que junto à extremidade embebida do varão, o betão se encontrar geralmente comprimido. Estes estados de tensão poderão ter influência nos mecanismos de aderência. Na presente campanha experimental, não se registaram grandes variações relativas a este aspecto, sendo geralmente linear a relação força-embebimento.

5.3.3. Análise da influência do tipo de betão na distribuição de tensões

A influência do tipo de betão na distribuição das tensões é relativa, uma vez que o arrancamento do varão é influenciado pelas propriedades dos betões. Assim, deverá ter-se em conta que a alteração visual dessa distribuição está relacionada com o facto de o ponto de rotura da aderência se dar para tensões mais baixas nos betões B50 e B100, por apresentarem piores desempenhos mecânicos, do que nos betões BR e B20.

A fragilidade dos AGRB, presentes em grandes quantidades nos B50 e B100, fazem com que não seja necessário alcançar um estado de tensão tão elevado como nos BR e B20, porque a rotura por aderência ocorre numa fase anterior. Poderá então interpretar-se os estados de tensão apresentados pelos provetes de B50 e B100, como fases intermédias até serem atingidos os estados de tensão dos provetes de BR e B20. Este facto é visível numa análise gráfica, representada na Figura 5.36, onde se apresentam as distribuições de tensão de quatro provetes de igual geometria (varão de 12 mm e embebimento de 10 diâmetros), onde se faz apenas variar o tipo de betão: BR (A), B20 (B), B50 (C) e B100 (D).

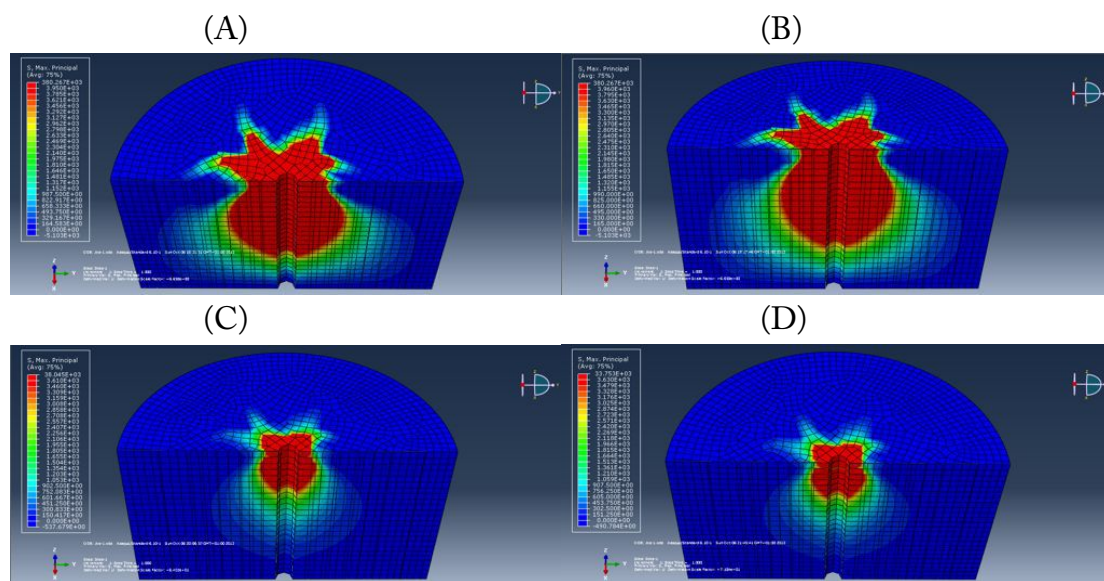


Figura 5.36 - Distribuições de tensão de provetes com variação do tipo de betão

6. Conclusão e desenvolvimentos futuros

Neste capítulo, tecem-se as considerações finais com base em todo o trabalho realizado ao longo da dissertação e apresentam-se as principais conclusões. São ainda propostos temas para desenvolvimentos futuros, relacionados com o do presente trabalho, que poderão ajudar a aprofundar o conhecimento na área.

6.1. Considerações finais

A indústria da construção é tradicionalmente assente na exploração e utilização de recursos naturais, especialmente de origem pétreo ou metálica, a maior parte das vezes recolhidos da natureza a uma velocidade superior a que esta os repõe. As consequências desta exploração insustentável têm criado uma consciencialização cada vez mais global de que é necessário reciclar materiais que, segundo os parâmetros tradicionais, se encontram inutilizáveis.

Neste sentido, o aproveitamento de resíduos de construção e demolição (RCD) para a produção de novos materiais de construção tem vindo a ser impulsionada, havendo mesmo alguns países como a Holanda ou a Dinamarca, cuja legislação incentiva a utilização deste tipo de resíduos, dentro de certos limites. No entanto, devido à grande variedade de origens de RCD e à falta de conhecimento dos seus efeitos na produção de novos materiais, estes têm sido aplicados apenas a materiais sem fins estruturais. Este facto tem especial relevo no que diz respeito à produção de betões, onde os AR são geralmente utilizados para betões de regularização ou bases e sub-bases de pavimentos.

Para que haja uma adequada aplicação dos agregados reciclados (AR) a betões estruturais, é fundamental conhecer as suas propriedades e quais os efeitos que produzem nas características desses betões.

A presente dissertação objectivou conhecer o efeito da incorporação de agregados grossos reciclados de betão na aderência a varões de aço.

6.2. Conclusões gerais

A consulta da bibliografia disponível revelou a existência de alguns trabalhos nesta área. Contudo, a existência de uma grande variedade de RCD e de métodos utilizados na sua aplicação a betões levaram a conclusões não consensuais, facto que motivou o desenvolvimento da presente dissertação. Esta pretende contribuir para o conhecimento do efeito que a incorporação de agregados grossos reciclados com origem em RCD de betão em novos betões estruturais tem na aderência de varões de aço aos mesmos.

No que às propriedades dos agregados grossos reciclados de betão (AGRB) diz respeito, registaram-se menores valores de massa volúmica e baridade e maiores valores de absorção de água e teor de humidade, comparativamente aos agregados grossos primários (AGP). Também se obtiveram maiores valores de índice de forma e desgaste para os AGRB do que para os AGP. Estes resultados vão ao encontro daqueles recolhidos na bibliografia, parecendo haver um consenso no que concerne aos fenómenos que originam estas tendências. A pasta de cimento existente nos AGRB confere-lhes uma estrutura mais leve e porosa que faz diminuir a massa volúmica e baridade, mas que permite também a absorção de maiores quantidade de água, residual no caso dos AGP. A pasta de cimento apresenta também uma estrutura mais frágil que conduziu a uma maior perda de massa por desgaste do que a registada para os agregados primários. A constituição dos AGRB contribuiu ainda para que estes apresentassem geometrias mais alongadas, fazendo crescer o respectivo índice de forma.

A incorporação de AGRB nos betões produzidos durante a campanha experimental teve também impacte na massa volúmica dos mesmos no estado fresco, sendo tanto menor quanto maior a taxa de substituição de AGP por AGRB, facto justificado pela menor massa volúmica registada para os últimos.

A trabalhabilidade dos diferentes betões foi mantida através da compensação da maior absorção de água dos AGRB com adição extra de água às amassaduras, na proporção da taxa de incorporação desse tipo de agregado.

No que respeita à resistência à compressão dos betões no estado endurecido, concluiu-se que a incorporação de AGRB produz dois efeitos: o aumento da quantidade absoluta de cimento, causado pela existência de partículas não hidratadas deste material aderidas aos AGRB e o enfraquecimento da mistura causado pela maior fragilidade da estrutura dos mesmos. O aumento da quantidade absoluta de cimento faz aumentar a resistência da mistura, pelo que seria expectável que esse incremento fosse proporcional à taxa de incorporação de AGRB. De facto, os betões com 20% de substituição de AGP por AGRB apresentaram maior resistência à compressão, o que não sucedeu com os betões com taxas de substituição de 50 e 100%. Para estas taxas de incorporação, a fragilidade dos AGRB mostrou ter maior preponderância na resistência da mistura do que o aumento da quantidade absoluta de cimento, fazendo diminuir a resistência à compressão das mesmas comparativamente à do betão de referência (BR). A diversidade de resultados encontrados na bibliografia está relacionada com a origem dos AR e com a forma como é ou não feita a compensação de água de amassadura. Evangelista (2007) e Gomes (2007), que estudaram betões com agregados reciclados de betão, chegaram a conclusões semelhantes às da presente dissertação.

Relativamente à resistência à tracção por compressão diametral, observou-se uma tendência semelhante à registada para a resistência à compressão. Concluiu-se que a incorporação de AGRB tem os mesmos efeitos e causas nos dois casos, parecendo existir uma relação estreita entre as duas propriedades.

O módulo de elasticidade apresentou uma tendência generalizada de decréscimo com o aumento da taxa de incorporação de AGRB. Esta propriedade é influenciada pela deformabilidade dos agregados, tal como referido por Coutinho e Gonçalves (2007). O facto de os AGRB apresentarem uma estrutura mais porosa e mais frágil confere-lhes uma maior deformabilidade, sendo a diminuição do módulo de elasticidade coerente com a hipótese apresentada pelos referidos autores.

No que diz respeito à resistência à abrasão, os resultados obtidos na campanha experimental não apresentaram uma tendência que indicasse algum tipo de influência dos AGRB nesta propriedade. Esta observação vai ao encontro dos resultados obtidos por outros autores.

A aderência de varões de aço a betões com incorporação de AGRB, objecto principal de estudo da presente dissertação, revelou ter uma influência clara da resistência do betão, tendo-se observado: uma tendência generalizada para perda de aderência com a incorporação de AGRB, sobretudo nas taxas de substituição de AGP por AGR de 50 e 100%, provocada pela maior fragilidade destes agregados e um incremento de aderência para a taxa de 20%, tal como se havia observado nos ensaios de resistência à compressão e tracção por compressão diametral dos betões, provocado pelo aumento da quantidade absoluta de cimento da mistura. Considerou-se que, além dos efeitos da resistência do betão na aderência, também o efeito da distribuição das partículas pelo provete poderá ser relevante. Para taxas baixas de substituição, existe menor probabilidade de os AGRB se encontrarem na interface entre o varão de aço e o betão. Para taxas iguais ou superiores a 50%, essa probabilidade torna-se considerável, podendo também haver influência da menor resistência ao desgaste dos AGRB no processo de arrancamento do varão de aço.

Foram também estudados os efeitos do comprimento de embebimento do varão de aço e do diâmetro do mesmo. O comprimento de embebimento não revelou ter influência na aderência ao betão, tendo sido obtidas relações praticamente lineares entre esta grandeza e a força de arrancamento. Esta observação é reforçada pelos elevados valores de coeficiente de correlação (R^2) obtidos nas respectivas curvas.

A influência do diâmetro do varão revelou ser preponderante na distribuição das tensões no interior do provete e à superfície do mesmo, tal como observado nos resultados gráficos dos modelos numéricos desenvolvidos. Com varões de diâmetro de 12 mm, registou-se uma maior propagação de tensões de tracção na direcção do perímetro do provete, distribuição essa que mostrou ser ramificada na superfície em que o varão intercepta o provete. Esta ramificação das tensões de tracção é coerente com os modos de rotura observados nos ensaios experimentais, caracterizados pela formação e abertura de fendas radiais a partir da interface entre o varão e o betão e no sentido exterior descendente.

Com varões de 16 mm, os modelos numéricos apresentaram uma distribuição mais uniforme de tensões de tracção, tanto ao longo do embebimento do varão como na superfície superior

do provete, onde a ramificação não foi tão acentuada. Estes resultados vão novamente ao encontro dos modos de rotura observados na campanha experimental, onde os varões de 16 mm deram origem à formação de menor número de fendas do que os varões de 12 mm. Este fenómeno está relacionado com a maior área de interface dos varões de 16 mm, que confere maior uniformidade na distribuição de tensões em seu redor.

Os resultados encontrados na bibliografia sobre o tema da aderência de varões a BAR não revelam consenso, uma vez que este fenómeno depende de vários factores, entre os quais se destacam: a origem dos agregados, o processo de trituração, a existência de tratamentos para redução do teor da pasta de cimento que envolve os AR ou o processo de compensação da maior absorção de água dos mesmos. O facto de não existir um procedimento de ensaio com aceitação generalizada (como acontece no ensaio de resistência à compressão), faz com que surjam adaptações de vários ensaios, bem como diferentes geometrias de provetes. Estes factos tornaram mais difícil a realização de uma análise comparativa dos resultados das diferentes campanhas.

De forma sintética, são apresentadas nas Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3 as variações percentuais das várias propriedades dos betões com taxas de substituição de 20, 50 e 100%, respectivamente, em comparação com os resultados obtidos para o betão de referência. Os resultados de variações percentuais dos ensaios de arrancamento resultam da média de todos os provetes produzidos para cada tipo de betão. É também apresentada uma média da variação de todas as propriedades de cada tipo de betão face ao betão de referência.

Da observação das tabelas, constata-se uma tendência geral para que as propriedades mecânicas dos betões sejam prejudicadas pela incorporação de AGRB. Esta diminuição é praticamente nula no caso do betão do tipo B20, onde a força de arrancamento é mesmo superior ao betão de referência. Para o betão do tipo B50, os decréscimos são ligeiros para a generalidade das propriedades, incluindo a força de arrancamento. Finalmente, para o betão do tipo B100, verifica-se um decréscimo mais acentuado de todas as propriedades mecânicas, incluindo a força de arrancamento.

De um modo geral, a incorporação de AGRB nos betões produzidos apresentou resultados satisfatórios. Conclui-se então que a taxa de substituição de AGP por AGRB de 20% não é prejudicial à aderência aos varões de aço e às propriedades mecânicas em geral. A taxa de 50% apresenta decréscimos ligeiros, tanto da aderência como da generalidade das propriedades. A taxa de 100% apresenta decréscimos um pouco maiores, especialmente na aderência (-12.25%). Como conclusão deste estudo, sugere-se que a incorporação de AGRB em betões estruturais não é prejudicial para a aderência com rotura por *splitting* até à taxa de 50%.

CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tabela 6.1 - Variação percentual das propriedades do betão B20 comparativamente ao BR

| Propriedade | Δ_{BR} [%] |
|--|-------------------|
| Massa volúmica | -1,28 |
| Resistência à compressão aos 7 dias | +7,2 |
| Resistência à compressão aos 28 dias | +1,6 |
| Resistência à compressão aos 56 dias | +0,2 |
| Resistência à tracção por compressão diametral | +0,3 |
| Módulo de elasticidade | -1,1 |
| Resistência à abrasão | -0,1 |
| Força de arrancamento (aderência) | +7,07 |
| Média de todas as propriedades | +1,74 |

Tabela 6.2 - Variação percentual das propriedades do betão B50 comparativamente ao BR

| Propriedade | Δ_{BR} [%] |
|--|-------------------|
| Massa volúmica | -2,35 |
| Resistência à compressão aos 7 dias | +4,6 |
| Resistência à compressão aos 28 dias | -1,2 |
| Resistência à compressão aos 56 dias | -6,8 |
| Resistência à tracção por compressão diametral | -8,6 |
| Módulo de elasticidade | -8,2 |
| Resistência à abrasão | -15,93 |
| Força de arrancamento (aderência) | -5,66 |
| Média de todas as propriedades | -5,52 |

Tabela 6.3 - Variação percentual das propriedades do betão B100 comparativamente ao BR

| Propriedade | Δ_{BR} [%] |
|--|-------------------|
| Massa volúmica | -5,36 |
| Resistência à compressão aos 7 dias | -12,4 |
| Resistência à compressão aos 28 dias | -10,5 |
| Resistência à compressão aos 56 dias | -13,3 |
| Resistência à tracção por compressão diametral | -8,1 |
| Módulo de elasticidade | -12,2 |
| Resistência à abrasão | -4,22 |
| Força de arrancamento (aderência) | -12,25 |
| Média de todas as propriedades | -9,79 |

6.3. Propostas de desenvolvimentos futuros

A presente dissertação contribuiu para o aprofundamento do conhecimento sobre a aderência de varões a betões com incorporação de agregados grossos reciclados de betão. Espera-se que este estudo seja mais um passo para a aplicação de RCD em betões estruturais de forma corrente.

No entanto, pelo facto de se tratar de um tema complexo, subsistem questões que necessitam de avaliação mais profunda. Assim, julga-se oportuno estudar, futuramente, os seguintes temas:

- o efeito do confinamento, e.g. materializado através de tubos de aço na aderência de varões de aço a betões com agregados grossos reciclados, para simulação de situações em que a geometria das peças de betão sejam suficientemente grandes, de tal forma que garantam o confinamento do varão;
- a influência da presença de estribos na aderência de varões de aço a betões com agregados grossos reciclados, comparando com as metodologias apresentadas pelo *Model Code 2010*;
- a influência da altura das nervuras dos varões de aço na aderência destes a betões com agregados grossos reciclados;
- o uso combinado de agregados grossos e finos em betões e a sua influência na aderência de varões de aço aos mesmos;
- o uso combinado de agregados grossos reciclados de betão e agregados grossos ou finos reciclados de outros materiais em betões (cerâmicos, rebocos, inertes indiferenciados, borracha, plásticos e vidro) e a sua influência na aderência de varões de aço aos mesmos.

Bibliografia

ABAQUS ANALYSIS USER'S MANUAL 6.10 - *Volume I: Introduction, spatial modeling, execution & output*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2010.

ALVES, F. - *Betões com agregados reciclados: Levantamento do state-of-the-art experimental nacional*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

BARRA, M.; VASQUEZ, E. - *Particularidades do processo de carbonatação em concretos de agregado reciclado*. In: Congresso Iberoamericano de patologias das construções, 4., 1997, Porto Alegre. Porto Alegre: UFRGS, 1997.

BRITO, J. - *Agregados reciclados e a sua influência nas propriedades dos betões*. Lição de síntese para provas de agregação, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005.

BUTLER, L.; WEST, J.S.; TIGHE, S.L. - *The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement*, Cement and Concrete Research, v. 41, nº.10, 2011, 2011 pp. 1037-1049.

COUTINHO, A. S. - *Fabrico e propriedades do betão. Volume I*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1988.

COUTINHO, A. S. - *Fabrico e propriedades do betão. Volume II*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1988.

COUTINHO, A. S. - *Fabrico e propriedades do betão. Volume III*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1988.

COUTINHO, A. S.; GONÇALVES A. - *Fabrico e propriedades do betão, Volume I*, LNEC, 1997.

COUTINHO, A. S.; GONÇALVES A. - *Fabrico e propriedades do betão, Volume II*, LNEC, 1997.

COUTINHO, A. S.; GONÇALVES A. - *Fabrico e propriedades do betão, Volume III*, LNEC, 1997.

DEVENNY, A.; KHALAF, F.M. - *The use of crushed brick as coarse aggregate in concrete*, *Masonry International*, v. 12, nº. 3, 1999, pp.81-84.

BIBLIOGRAFIA

DHIR, R. K.; DYER, T. D.; NEWLANDS - *Achieving sustainability in construction*, ICE Publishing, 2005.

ETXEBERRIA, M.; VÁZQUEZ, E.; MARÍ, A.; BARRA, M. - *Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete*, Cement and Concrete Research n° 37, 2007, pp. 735-742.

EVANGELISTA, L. - *Desempenho de betões executados com agregados finos reciclados de betão*. Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

FERREIRA, L. - *Betões estruturais com incorporação de agregados grossos reciclados de betão: Influência da pré-saturação*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

FONSECA, N. - *Betões estruturais com a incorporação de agregados grossos reciclados de betão: Influência das condições de cura no desempenho mecânico*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.

GOMES, M. - *Betões estruturais com incorporação de agregados reciclados de betão e cerâmicos com reboco*. Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

GONÇALVES, A.; BRITO, J.; SANTOS, J.; BRANCO, F. - *Resistência à compressão de betões produzidos com agregados grossos reciclados de betão*. Construção 2001, IST, Lisboa, 2001, pp. 903-910.

JORGE, S.; DIAS-DA-COSTA, D.; JÚLIO, E.N.B.S. - *Influence of anti-corrosive coatings on the bond of steel rebars to repair mortars*, Engineering Structures, V. 36, n°.1, 2012.

KIM, S.; YUN, H. - *Influence of recycled coarse aggregates on the bond behaviour of deformed bars in concrete*, Engineering Structures, V. 48, n°. 1, 2012, pp. 133-143.

KOU, S.; POON, C.; CHAN, D. - *Properties of steam cured recycled aggregate fly ash concrete*. Barcelona conference, Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, 2004.

LEITE, M. L. - *Avaliação das propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LEVY, S. M. - *Contribuição ao estudo de durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concreto e alvenarias*, Instituto Politécnico de São Paulo, São Paulo, 2001.

MATIAS, D.; BRITO, J. - *Betão com agregados grossos reciclados de betão e recurso a*

adjuvantes. Relatório ICIST DCT n.º 3/05, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005.

MOVASSAGHI, R. – *Durability of reinforced concrete incorporating recycled concrete as aggregate (RCA)*. Master of Applied Science in Mechanical Engineering Research Thesis, University of Waterloo, 2006, Ontario, Canada.

NEALEN, A.; RUHL, M. – *Consistency aspects in the production of concrete using aggregates from recycled demolition material*, <http://www.b-im.de/Public/TUDmassiv/dacon97nealen.htm>, 1997.

ORTIZ, J. L. R. – *La múltiple identidad del hormigón*. Informes de la Construcción, V. 49, n.º. 454, 1998, pp. 77-83.

ROBLES, R. – *Betões com agregados reciclados: Levantamento do state-of-the-art experimental internacional*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

ROCHA, B. – *Propriedades de betões fabricados com agregados reciclados*. Dissertação de Mestrado em Construção, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2005.

SCHULZ, R. R.; HENDRICKS, Ch. F. – *Recycling of masonry rubble, Recycling of demolished concrete and masonry*. RILEM TC Report 6, 1992, pp.161-255.

SOBERÓN, J. – *Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate, an experimental study*. Cement and Concrete Research, n.º 32, México, 2002, pp. 1301-1311.

TORRE-CASANOVA, A.; JASON, L.; DAVENNE, L.; PINELLI, X. – *Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure*, Engineering Fracture Mechanics, V.97, n.º1, 2012, pp. 92-104.

UNIÃO EUROPEIA – *Promoção do desenvolvimento sustentável na indústria extractiva não energética da UE*, Comunicação da Comissão, 2000.

XIAO, J.; FALKNER, H. – *Bond behaviour between recycled aggregate concrete and steel rebars*, Construction and Building Materials, V. 21, n.º1, 2005, pp. 395-401.

Normas

DIN 52108 – *Testing of inorganic non-metallic materials: wear test with the grinding wheel according to Boehme*. 2002.

BIBLIOGRAFIA

EN 1992-1-1. Eurocode 2 - *Projecto de estruturas de betão: Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010, pp. 259.

LNEC E-237 - “*Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles*”. LNEC, Lisboa, 1970.

LNEC E 397 – *Betões: Determinação do módulo de elasticidade em compressão*. LNEC, Lisboa, 1993.

LNEC E 471 – *Guia para a utilização de agregados reciclados grossos em betões de ligantes hidráulicos*. LNEC, Lisboa 2006.

MODEL CODE 2010 - *First complete draft – vol. 1. International Federation for Structural Concrete (fib)*. 2010, pp. 317.

NP EN 1097-2 - *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados: Métodos para a determinação da resistência à fragmentação*. IPQ, Lisboa 2011.

NP EN 1097-3 – *Ensaio para a determinação das propriedades mecânicas e físicas dos agregados: Método para a determinação da massa volúmica e dos vazios*. IPQ, Lisboa, 2003.

NP EN 1097-5 – *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados: Determinação do teor de água por secagem em estufa ventilada*. IPQ, Lisboa, 2011.

NP EN 1097-6 – *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Determinação da massa volúmica e da absorção de água*. IPQ, Lisboa, 2003.

NP EN 12350-1 – *Ensaio do betão fresco. Amostragem*. IPQ, Lisboa, 2003.

NP EN 12350-2 – *Ensaio do betão fresco: Ensaio de abaixamento*. IPQ, Lisboa, 2009.

NP EN 12350-6 – *Ensaio do betão fresco: Massa volúmica*. IPQ, Lisboa, 2011.

NP EN 12390-1 – *Ensaio do betão endurecido: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes*. IPQ, Lisboa, 2011.

NP EN 12390-3 – *Ensaio do betão endurecido: Resistência à compressão dos provetes de ensaio*. IPQ, Lisboa, 2011.

NP EN 12390-6 – *Ensaio do betão endurecido. Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes*. IPQ, Lisboa, 2004.

NP EN 12620 – *Agregados para betão*. IPQ, Lisboa, 2004.

BIBLIOGRAFIA

NP EN 206-1 – *Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. IPQ, Lisboa, 2005.

NP EN 933-1 – *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados: Análise granulométrica. Método de peneiração*. IPQ, Lisboa, 2000.

NP EN 933-2 - *Ensaio para determinação das características geométricas dos agregados: Determinação da distribuição granulométrica. Peneiros de ensaio, dimensão nominal das aberturas*. IPQ, Lisboa, 1999.

NP EN 933-4 - *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Determinação da forma das partículas - índice de forma*. IPQ, Lisboa, 2002.

RILEM/CEB/FIP - *Recommendations on reinforcement steel for reinforced concrete. Revised edition of RC6 of bond test for reinforcement steel: (2) Pull-out test, revised edition*; 1983.

BIBLIOGRAFIA

Anexos

A. Massa volúmica e absorção de água

| | M1 [g] | M2 [g] | M3 [g] | M4 [g] | ρ_a [kg/dm ³] | ρ_{rd} [kg/dm ³] | ρ_{ssd} [kg/dm ³] | WA ₂₄ [%] |
|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|----------------------|
| AGP | 3907,3 | 7572,0 | 5135,3 | 3870,3 | 2,700 | 2,632 | 2,657 | 0,957 |
| | 3839,9 | 7594,6 | 5152,8 | 3804,1 | 2,793 | 2,721 | 2,747 | 0,943 |
| | 3947,6 | 7630,9 | 5171,7 | 3910,4 | 2,695 | 2,627 | 2,652 | 0,950 |
| Areia grossa | 1499,4 | 6028,1 | 5100,2 | 1493,6 | 2,640 | 2,614 | 2,624 | 0,385 |
| | 1500,0 | 6032,9 | 5100,2 | 1492,5 | 2,666 | 2,631 | 2,644 | 0,500 |
| | 1495,4 | 6019,2 | 5100,0 | 1489,8 | 2,611 | 2,586 | 2,595 | 0,375 |
| Areia fina | 1492,1 | 6077,0 | 5135,6 | 1489,2 | 2,718 | 2,704 | 2,709 | 0,200 |
| | 1500,0 | 5992,0 | 5103,4 | 1495,0 | 2,466 | 2,445 | 2,453 | 0,337 |
| | 1500,0 | 6101,9 | 5153,1 | 1494,1 | 2,740 | 2,710 | 2,721 | 0,393 |
| AGRB | 4215,3 | 7599,0 | 5148,6 | 3962,0 | 2,621 | 2,245 | 2,388 | 6,394 |
| | 4187,8 | 7595,5 | 5160,9 | 3935,1 | 2,622 | 2,245 | 2,389 | 6,420 |
| | 4183,6 | 7565,3 | 5158,9 | 3913,8 | 2,596 | 2,202 | 2,354 | 6,895 |

ρ_a - massa volúmica aparente da partícula [kg/dm³];

ρ_{rd} - massa volúmica da partícula seca [kg/dm³];

ρ_{ssd} - massa volúmica da partícula saturada com superfície seca [kg/dm³];

ρ_w - massa volúmica da água à temperatura registada na pesagem de M₂ [kg/dm³];

WA₂₄ - absorção de água após imersão de 24 horas [%];

M₁ - massa da amostra saturada com superfície seca [g];

M₂ - massa do picnómetro com a amostra saturada e água [g];

M₃ - massa do picnómetro cheio de água [g];

M₄ - massa da amostra seca em estufa [g].

B. Massa volúmica aparente

| Agregado | m ₁ [g] | m ₂ [g] | ρ _b [kg/m ³] | $\bar{\rho}_b$ [kg/m ³] |
|--------------|-----------------------|-----------------------|--|--|
| AGP | 8867 | 22214,9 | 1334,8 | 1325,3 |
| | | 22120,0 | 1325,3 | |
| | | 22025,1 | 1315,8 | |
| Areia grossa | 8876 | 24102,6 | 1522,7 | 1523,1 |
| | | 24159,9 | 1528,4 | |
| | | 24058,5 | 1518,3 | |
| Areia fina | 8870 | 24216,7 | 1534,7 | 1512,6 |
| | | 23938,1 | 1506,8 | |
| | | 23833,2 | 1496,3 | |
| AGRB | 8883 | 21301,6 | 1243,5 | 1233,9 |
| | | 21096,6 | 1223,0 | |
| | | 21219,6 | 1235,3 | |

ρ_{b,i} - massa volúmica aparente de cada amostra [kg/m³];

$\bar{\rho}_{b,i}$ - média da massa volúmica das três amostras [kg/m³];

m₁ - massa do recipiente vazio [g];

m₂ - massa do recipiente mais agregado [g];

C. Teor de humidade

| | Massa provete [g] | M ₁ [g] | M ₂ [g] | M ₃ [g] | w [%] |
|---------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------|
| AGP | 8549 | 4899 | 3650 | 4838 | 1,27 |
| Areia grossa | 5097 | 1418 | 3679 | 1415 | 0,20 |
| Areia fina | 5032 | 1267 | 3765 | 1266 | 0,10 |
| AGRB | 8812 | 5116 | 3696 | 4947 | 3,42 |

w - teor de humidade [%];

M₁ - massa da amostra húmida [g];

M₂ - massa do tabuleiro [g]

M₃ - massa da amostra seca [g].

D. Índice de forma

| Agregado | ΣM_{1i} [g] | ΣM_{2i} [g] | SI [%] |
|----------|------------------------|------------------------|-----------|
| AGP | 4378 | 627 | 14,3 |
| | 4561 | 568 | 12,4 |
| | 4298 | 616 | 14,3 |
| AGRB | 4689 | 1045 | 22,3 |
| | 4792 | 1107 | 23,1 |
| | 4534 | 948 | 20,9 |

SI - índice de forma [%];

ΣM_{1i} - soma das massas das partículas de cada uma das fracções granulométricas ensaiadas [g];

ΣM_{2i} - soma das massas das partículas não-cúbicas de cada uma das fracções granulométricas ensaiadas [g].

E. Desgaste de Los Angeles

| | m [g] | Massa colocada na máquina [g] | LA [%] |
|------|----------|----------------------------------|-----------|
| AGP | 3874 | 5000 | 22,5 |
| | 3772 | 5000 | 24,6 |
| | 3664 | 5000 | 26,7 |
| AGRB | 2900 | 5000 | 42,0 |
| | 2933 | 5000 | 41,3 |
| | 3004 | 5000 | 39,9 |

LA - coeficiente de *Los Angeles* [%];

m - massa retida no peneiro de malha 1,6 mm [g].

F. Resistência à compressão

| Betão | Provete | 7 dias | | | 56 dias | | |
|-------|---------|----------------------|--------------------------------|----------------------|----------------------|--------------------------------|----------------------|
| | | Força de rotura [kN] | Resistência à compressão [MPa] | Massa do provete [g] | Força de rotura [kN] | Resistência à compressão [MPa] | Massa do provete [g] |
| BR | 1 | 754,9 | 33,55 | 8016 | 1195,0 | 53,11 | 8131 |
| | 2 | 805,1 | 35,78 | 8018 | 1181,0 | 52,49 | 8143 |
| | 3 | 782,3 | 34,77 | 8078 | 1179,0 | 52,40 | 8143 |
| B20 | 1 | 824,9 | 36,66 | 7966 | 1139,0 | 50,62 | 7989 |
| | 2 | 809,8 | 35,99 | 8019 | 1247,0 | 55,42 | 7935 |
| | 3 | 872,8 | 38,79 | 7836 | 1179,0 | 52,40 | 7979 |
| B50 | 1 | 817,6 | 36,34 | 7898 | 1093,0 | 48,58 | 7834 |
| | 2 | 827,0 | 36,76 | 7843 | 1114,0 | 49,51 | 7882 |
| | 3 | 808,2 | 35,92 | 7811 | 1142,0 | 50,76 | 7937 |
| B100 | 1 | 771,3 | 34,28 | 7783 | 891,5 | 39,62 | 7749 |
| | 2 | 564,3 | 25,08 | 7779 | 1078,0 | 47,91 | 7826 |
| | 3 | 713,8 | 31,72 | 7809 | 1118,0 | 49,69 | 7887 |

| Betão | Provete | 28 dias | | |
|-------|---------|----------------------|--------------------------------|----------------------|
| | | Força de rotura [kN] | Resistência à compressão [MPa] | Massa do provete [g] |
| BR | 1 | 1063,0 | 47,24 | 8089 |
| | 2 | 1134,0 | 50,40 | 8063 |
| | 3 | 1064,0 | 47,29 | 8096 |
| | 4 | 1111,0 | 49,38 | 8096 |
| | 5 | 1084,0 | 48,18 | 8099 |
| B20 | 1 | 890,6 | 39,58 | 8047 |
| | 2 | 1129,0 | 50,18 | 7953 |
| | 3 | 1172,0 | 52,09 | 8028 |
| | 4 | 1205,0 | 53,56 | 8011 |
| | 5 | 1152,0 | 51,20 | 7979 |
| B50 | 1 | 1086,0 | 48,27 | 7948 |
| | 2 | 1107,0 | 49,20 | 7882 |
| | 3 | 1042,0 | 46,31 | 7937 |
| | 4 | 1063,0 | 47,25 | 7895 |
| | 5 | 1094,0 | 48,60 | 7912 |
| B100 | 1 | 991,8 | 44,08 | 7879 |
| | 2 | 960,7 | 42,70 | 7720 |
| | 3 | 949,7 | 42,21 | 7932 |
| | 4 | 1019,0 | 45,29 | 7814 |
| | 5 | 966,0 | 42,93 | 7869 |

G. Resistência à tracção por compressão diametral

| | | 28 dias | | |
|-------|---------|----------------------|--|----------------------|
| Betão | Provete | Força de rotura [kN] | Resistência à tracção por compressão diametral [MPa] | Massa do provete [g] |
| BR | 1 | 227,5 | 3,93 | 12799 |
| | 2 | 247,4 | 3,50 | 12877 |
| | 3 | 281,5 | 3,98 | 12804 |
| B20 | 1 | 284,2 | 4,02 | 12753 |
| | 2 | 288,9 | 4,09 | 12689 |
| | 3 | 266,3 | 3,77 | 12734 |
| B50 | 1 | 246,4 | 3,49 | 12499 |
| | 2 | 263,7 | 3,73 | 12466 |
| | 3 | 186,6 | 2,64 | 12507 |
| B100 | 1 | 251,2 | 3,55 | 12327 |
| | 2 | 243,2 | 3,44 | 12342 |
| | 3 | 275,7 | 3,90 | 12282 |

H. Módulo de elasticidade

I. Resistência à abrasão

BR

| Pontos | Provete 1 | | | | | | Provete 2 | | | | | | Provete 3 | | | | | |
|----------------|----------------|------------|-----------------|----------------|------------|------------|-----------------|----------------|------------|------------|-----------------|----------------|------------|------------|-----------------|----------------|-------|--|
| | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | | |
| | P ₁ | 48,44 | 45,92 | -2,52 | -0,05 | 48,63 | 44,68 | -3,95 | -0,08 | 46,30 | 42,76 | -3,54 | -0,08 | 46,30 | 42,76 | -3,54 | -0,08 | |
| P ₂ | 48,97 | 45,78 | -3,19 | -0,07 | 48,52 | 44,66 | -3,86 | -0,08 | 46,01 | 42,94 | -3,07 | -0,07 | 46,01 | 42,94 | -3,07 | -0,07 | | |
| P ₃ | 49,38 | 45,80 | -3,58 | -0,07 | 48,64 | 44,48 | -4,16 | -0,09 | 45,85 | 42,86 | -2,99 | -0,07 | 45,85 | 42,86 | -2,99 | -0,07 | | |
| P ₄ | 48,75 | 45,77 | -2,98 | -0,06 | 48,30 | 44,96 | -3,34 | -0,07 | 46,63 | 42,73 | -3,90 | -0,08 | 46,63 | 42,73 | -3,90 | -0,08 | | |
| P ₅ | 49,15 | 46,58 | -2,57 | -0,05 | 48,50 | 44,86 | -3,64 | -0,08 | 46,53 | 43,06 | -3,47 | -0,07 | 46,53 | 43,06 | -3,47 | -0,07 | | |
| P ₆ | 49,85 | 45,71 | -4,14 | -0,08 | 48,23 | 44,41 | -3,82 | -0,08 | 46,28 | 42,70 | -3,58 | -0,08 | 46,28 | 42,70 | -3,58 | -0,08 | | |
| P ₇ | 49,17 | 45,74 | -3,43 | -0,07 | 47,91 | 44,74 | -3,17 | -0,07 | 46,49 | 42,74 | -3,75 | -0,08 | 46,49 | 42,74 | -3,75 | -0,08 | | |
| P ₈ | 49,50 | 45,81 | -3,69 | -0,07 | 47,87 | 44,63 | -3,24 | -0,07 | 46,64 | 42,62 | -4,02 | -0,09 | 46,64 | 42,62 | -4,02 | -0,09 | | |
| P ₉ | 50,02 | 45,96 | -4,06 | -0,08 | 48,07 | 44,63 | -3,44 | -0,07 | 46,79 | 42,72 | -4,07 | -0,09 | 46,79 | 42,72 | -4,07 | -0,09 | | |
| Média | 49,25 | 45,90 | -3,35 | -0,07 | 48,30 | 44,67 | -3,62 | -0,08 | 46,39 | 42,79 | -3,60 | -0,08 | 46,39 | 42,79 | -3,60 | -0,08 | | |
| | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | | |
| | 532,70 | 497,40 | -35,30 | -0,07 | 530,50 | 491,50 | -39,00 | -0,07 | 502,90 | 464,60 | -38,30 | -0,08 | 502,90 | 464,60 | -38,30 | -0,08 | | |

B20

| Pontos | Provete 1 | | | | | | Provete 2 | | | | | | Provete 3 | | | | | |
|----------------|----------------|------------|-----------------|----------------|------------|------------|-----------------|----------------|------------|------------|-----------------|----------------|------------|------------|-----------------|----------------|-------|--|
| | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L_0 [mm] | L_f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | | |
| | P ₁ | 48,87 | 45,16 | -3,71 | -0,08 | 48,62 | 43,16 | -5,46 | -0,11 | 49,33 | 45,44 | -3,89 | -0,08 | 48,82 | 45,44 | -3,38 | -0,07 | |
| P ₂ | 48,70 | 45,03 | -3,67 | -0,08 | 48,53 | 43,20 | -5,33 | -0,11 | 48,85 | 45,55 | -3,30 | -0,07 | 49,58 | 45,36 | -4,22 | -0,09 | | |
| P ₃ | 48,30 | 44,70 | -3,60 | -0,07 | 48,38 | 43,21 | -5,17 | -0,11 | 48,98 | 45,46 | -3,52 | -0,07 | 48,95 | 45,68 | -3,27 | -0,07 | | |
| P ₄ | 48,40 | 44,94 | -3,46 | -0,07 | 48,85 | 43,15 | -5,70 | -0,12 | 49,52 | 45,61 | -3,91 | -0,08 | 49,39 | 45,61 | -3,78 | -0,08 | | |
| P ₅ | 48,49 | 45,10 | -3,39 | -0,07 | 48,32 | 43,21 | -5,11 | -0,11 | 49,30 | 45,93 | -3,37 | -0,07 | 49,19 | 45,56 | -3,63 | -0,07 | | |
| P ₆ | 47,98 | 44,56 | -3,42 | -0,07 | 48,16 | 42,96 | -5,20 | -0,11 | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | 529,70 | 492,10 | -37,60 | -0,07 | | |
| P ₇ | 48,24 | 44,80 | -3,44 | -0,07 | 47,69 | 43,02 | -4,67 | -0,10 | 48,24 | 43,14 | -5,10 | -0,11 | 530,30 | 437,90 | -92,40 | -0,17 | | |
| P ₈ | 47,91 | 44,75 | -3,16 | -0,07 | 47,77 | 43,14 | -4,63 | -0,10 | 47,86 | 43,25 | -4,61 | -0,10 | 520,30 | 484,80 | -35,50 | -0,07 | | |
| P ₉ | 47,66 | 44,74 | -2,92 | -0,06 | 47,86 | 43,25 | -4,61 | -0,10 | 48,24 | 43,14 | -5,10 | -0,11 | 48,28 | 44,86 | -3,42 | -0,07 | | |
| Média | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M_0 [g] | M_f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | 520,30 | 484,80 | -35,50 | -0,07 | | |

B50

| Pontos | Provete 1 | | | | | | Provete 2 | | | | | | Provete 3 | | | | | |
|----------------|---------------------|---------------------|---------|--------|---------------------|---------------------|-----------|--------|---------------------|---------------------|---------|--------|---------------------|---------------------|---------|--------|-------|--|
| | L ₀ [mm] | L _f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L ₀ [mm] | L _f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L ₀ [mm] | L _f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L ₀ [mm] | L _f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | | |
| | P ₁ | 49,20 | 45,96 | -3,24 | -0,07 | 47,01 | 44,23 | -2,78 | -0,06 | 49,08 | 45,26 | -3,82 | -0,08 | 49,08 | 45,26 | -3,82 | -0,08 | |
| P ₂ | 49,31 | 46,05 | -3,26 | -0,07 | 46,50 | 44,09 | -2,41 | -0,05 | 48,48 | 45,40 | -3,08 | -0,06 | 48,48 | 45,40 | -3,08 | -0,06 | | |
| P ₃ | 48,92 | 46,16 | -2,76 | -0,06 | 46,22 | 43,98 | -2,24 | -0,05 | 47,94 | 44,90 | -3,04 | -0,06 | 47,94 | 44,90 | -3,04 | -0,06 | | |
| P ₄ | 49,13 | 46,09 | -3,04 | -0,06 | 47,63 | 44,18 | -3,45 | -0,07 | 48,64 | 45,50 | -3,14 | -0,06 | 48,64 | 45,50 | -3,14 | -0,06 | | |
| P ₅ | 49,15 | 46,16 | -2,99 | -0,06 | 46,83 | 44,21 | -2,62 | -0,06 | 48,80 | 45,60 | -3,20 | -0,07 | 48,80 | 45,60 | -3,20 | -0,07 | | |
| P ₆ | 49,33 | 46,18 | -3,15 | -0,06 | 46,73 | 44,00 | -2,73 | -0,06 | 47,75 | 45,15 | -2,60 | -0,05 | 47,75 | 45,15 | -2,60 | -0,05 | | |
| P ₇ | 49,00 | 45,98 | -3,02 | -0,06 | 47,79 | 44,19 | -3,60 | -0,08 | 47,99 | 45,43 | -2,56 | -0,05 | 47,99 | 45,43 | -2,56 | -0,05 | | |
| P ₈ | 49,28 | 46,10 | -3,18 | -0,06 | 47,48 | 44,12 | -3,36 | -0,07 | 47,83 | 45,52 | -2,31 | -0,05 | 47,83 | 45,52 | -2,31 | -0,05 | | |
| P ₉ | 49,21 | 46,10 | -3,11 | -0,06 | 46,99 | 44,06 | -2,93 | -0,06 | 47,51 | 45,12 | -2,39 | -0,05 | 47,51 | 45,12 | -2,39 | -0,05 | | |
| Média | 49,17 | 46,09 | -3,08 | -0,06 | 47,02 | 44,12 | -2,90 | -0,06 | 48,22 | 45,32 | -2,90 | -0,06 | 48,22 | 45,32 | -2,90 | -0,06 | | |
| | M ₀ [g] | M _f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M ₀ [g] | M _f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M ₀ [g] | M _f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M ₀ [g] | M _f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | | |
| | 542,40 | 507,80 | -34,60 | -0,06 | 511,50 | 482,00 | -29,50 | -0,06 | 517,60 | 487,80 | -29,80 | -0,06 | 517,60 | 487,80 | -29,80 | -0,06 | | |

| B100 | | | | | | | | | | | | |
|----------------|---------------------|---------------------|---------|--------|---------------------|---------------------|---------|--------|---------------------|---------------------|---------|--------|
| | Provete 1 | | | | Provete 2 | | | | Provete 3 | | | |
| Pontos | L ₀ [mm] | L _f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L ₀ [mm] | L _f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] | L ₀ [mm] | L _f [mm] | ΔL [mm] | ΔL [%] |
| P ₁ | 48,14 | 43,75 | -4,39 | -0,09 | 48,55 | 45,02 | -3,53 | -0,07 | 49,51 | 45,61 | -3,90 | -0,08 |
| P ₂ | 47,81 | 43,84 | -3,97 | -0,08 | 48,49 | 45,33 | -3,16 | -0,07 | 48,55 | 45,61 | -2,94 | -0,06 |
| P ₃ | 47,59 | 43,84 | -3,75 | -0,08 | 48,36 | 45,11 | -3,25 | -0,07 | 48,11 | 45,21 | -2,90 | -0,06 |
| P ₄ | 48,11 | 43,91 | -4,20 | -0,09 | 49,09 | 44,90 | -4,19 | -0,09 | 49,13 | 45,74 | -3,39 | -0,07 |
| P ₅ | 48,05 | 44,19 | -3,86 | -0,08 | 48,84 | 45,10 | -3,74 | -0,08 | 49,34 | 45,70 | -3,64 | -0,07 |
| P ₆ | 47,62 | 44,34 | -3,28 | -0,07 | 48,79 | 44,92 | -3,87 | -0,08 | 48,91 | 45,20 | -3,71 | -0,08 |
| P ₇ | 47,96 | 44,10 | -3,86 | -0,08 | 49,15 | 44,89 | -4,26 | -0,09 | 48,71 | 45,40 | -3,31 | -0,07 |
| P ₈ | 47,89 | 44,15 | -3,74 | -0,08 | 49,32 | 44,95 | -4,37 | -0,09 | 48,59 | 45,38 | -3,21 | -0,07 |
| P ₉ | 47,64 | 44,25 | -3,39 | -0,07 | 49,28 | 44,99 | -4,29 | -0,09 | 48,21 | 45,12 | -3,09 | -0,06 |
| Média | 47,87 | 44,04 | -3,83 | -0,08 | 48,87 | 45,02 | -3,85 | -0,08 | 48,78 | 45,44 | -3,34 | -0,07 |
| | M ₀ [g] | M _f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M ₀ [g] | M _f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] | M ₀ [g] | M _f [g] | ΔM [g] | ΔM [%] |
| | 502,70 | 464,20 | -38,50 | -0,08 | 495,70 | 457,20 | -38,50 | -0,08 | 520,00 | 486,10 | -33,90 | -0,07 |

L₀ - largura inicial [mm];

L_f - largura final [mm];

ΔL - diferença entre a largura final e inicial [mm] ou [%];

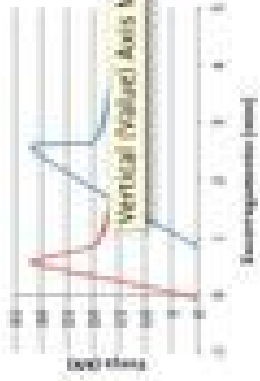
M₀ - massa inicial [g];

M_f - massa final [g];

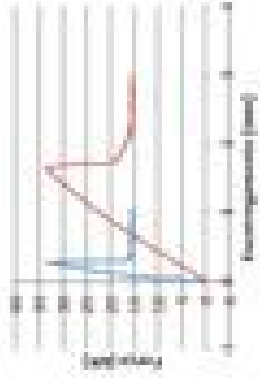
ΔM - diferença entre a massa final e inicial [g] ou [%].

J. Ensaaios de arrancamento

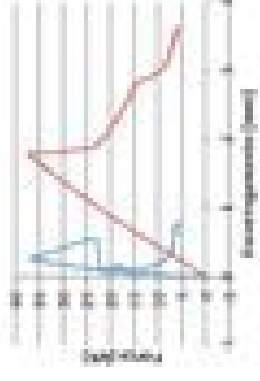
BB.12.15.1 (Fmax = 11.00 kN)



BB.12.15.2 (Fmax = 13.40 kN)



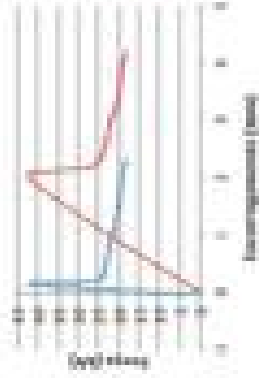
BB.12.15.3 (Fmax = 17.2 kN)



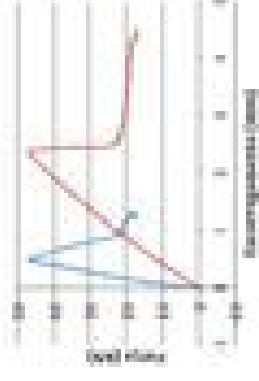
BB.12.16.1 (Fmax = 17.00 kN)



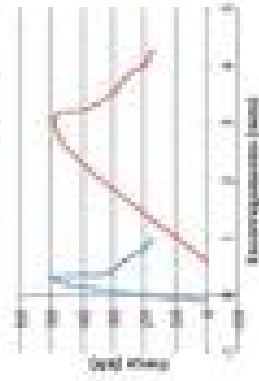
BB.12.16.2 (Fmax = 42.00 kN)



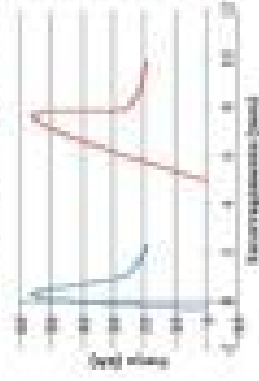
BB.12.16.3 (Fmax = 17 kN)



BB.12.15.4 (Fmax = 15.0 kN)



BB.12.15.5 (Fmax = 56.31 kN)



BB.12.15.6 (Fmax = 57.00 kN)

