



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Estudo do Comportamento Último à Flexão de Vigas de Betão de Agregados Leves de Argila Expandida

Hugo Alexandre Silva Pinto

Tese para obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil
(3º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor Luís Filipe Almeida Bernardo
Coorientador: Prof. Doutor Miguel Costa Santos Nepomuceno

Covilhã, abril de 2015

Dedicatória

Àquele que me deu inteligência, perspicácia, discernimento e esteve sempre presente em todos os momentos da minha vida.

Agradecimentos

A elaboração desta tese contou valiosamente com a colaboração direta e indireta de várias pessoas às quais o autor pretende agradecer profundamente.

Em primeiro lugar, o autor agradece de uma forma especial ao Professor Doutor Luís Bernardo e ao Professor Doutor Miguel Nepomuceno, orientador e coorientador, respetivamente, desta tese, pelo apoio prestado, pela disponibilidade e pelo incentivo à concretização célere deste estudo, mas mais do que isso, pela confiança que têm vindo a depositar no meu trabalho. Foi um prazer e um grande privilégio poder trabalhar com duas pessoas de tão elevado prestígio, profissionalismo e dedicação.

O autor agradece à Universidade da Beira Interior (UBI), ao Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA) e em particular ao C-MADE - *Centre of Materials and Building Technologies* todo o apoio material e técnico prestado na elaboração deste estudo.

O autor expressa também o seu agradecimento às empresas, que gratuitamente contribuíram com materiais para a concretização deste estudo, nomeadamente: *OMYA COMITAL - Minerais e Especialidades, S.A.*, o fornecimento do fíler calcário; à empresa *Sika-Portugal - Produtos Construção e Indústria, S.A.*, o fornecimento da Microssílica; à *BASF Chemical Company* o fornecimento da microssílica densificada e do adjuvante superplastificante e à *MAXIT* o fornecimento do agregado leve de argila expandida.

São também dignos de uma nota de apreço, todos os amigos e colegas que me acompanharam e incentivaram nos momentos de menor ânimo. A todos eles o meu sincero reconhecimento.

Um especial agradecimento à minha Mãe e familiares, apoiantes sempre incondicionais, com quem partilhei durante estes anos a tensão permanente de um caminho de incertezas e angústias, que finalmente teve o seu epílogo.

Por fim, deixo um agradecimento e um carinho especiais à Andrea Pinto, pelo apoio, ajuda, paciência e compreensão incondicionais na elaboração desta tese.

Resumo

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ÚLTIMO À FLEXÃO DE VIGAS DE BETÃO DE AGREGADOS LEVES DE ARGILA EXPANDIDA

A presente tese descreve um estudo experimental que teve por objetivo avaliar a ductilidade à flexão e o comportamento plástico de vigas de betão de agregados leves de argila expandida. Com este propósito, um conjunto de vigas simplesmente apoiadas foram produzidas e testadas até à rotura, com duas cargas concentradas simétricas aplicadas aproximadamente a terços de vão. A zona central, entre as cargas aplicadas, foi submetida à flexão pura. As principais variáveis estudadas foram a resistência à compressão do betão e a taxa de armadura longitudinal de tração. Neste sentido, as vigas combinaram diferentes taxas de armadura longitudinal de tração entre 0,13% a 2,69% com diferentes misturas de betão de agregados leves (BAL) com resistências à compressão entre 22 e 60 MPa e massa volúmica seca entre 1651 e 1953 kg/m³.

A produção do BAL e a betonagem das vigas foram suportadas por um programa experimental. Esse programa mostrou que é possível produzir em estaleiro de forma satisfatória BAL com alta resistência, sem segregação, mesmo para aplicações estruturais em vigas de betão armado. Além disso, foram obtidas algumas correlações específicas entre a resistência à compressão, a razão água cimento e a massa volúmica seca. A variabilidade da resistência à compressão foi também discutida para diferentes processos de amostragem e controle de produção em estaleiro.

A ductilidade à flexão foi avaliada através de índices de ductilidade e os resultados mostraram que o parâmetro mais influente sobre a ductilidade é a taxa de armadura longitudinal de tração. Os resultados mostraram também que a ductilidade aumenta ligeiramente com o incremento da resistência à compressão do betão.

A capacidade de rotação plástica das vigas testadas foi caracterizada por um parâmetro designado de Parâmetro de Tendência Plástica (PTP). Os resultados obtidos através deste parâmetro confirmaram a tendência verificada através dos índices de ductilidade.

Adicionalmente foi proposto um intervalo adequado para a taxa de armadura longitudinal de tração de modo a garantir a ductilidade e capacidade de rotação plástica.

Os resultados deste estudo foram comparados com os requisitos de alguns documentos normativos. A partir desta análise, verificou-se que, comparativamente com os códigos europeus, os requisitos do ACI oferecem mais garantias tanto no que respeita à ductilidade como à capacidade de rotação plástica.

Palavras-chave:

Vigas, betão armado, betão de agregados leves, flexão, ductilidade, capacidade de rotação plástica, códigos estruturais.

Abstract

STUDY OF ULTIMATE LIMIT STATE OF EXPANDED CLAY LIGHTWEIGHT-AGGREGATE CONCRETE BEAMS UNDER FLEXURE

This thesis describes an experimental study that aimed to evaluate the flexural ductility and the plastic behaviour of expanded clay lightweight-aggregate concrete beams. For this propose, a set of simply supported beams were produced and tested until failure, with two symmetrical concentrated loads applied at approximately one third of the span. The central zone, between the applied loads, was subjected to pure flexure. The main variables studied were the concrete compressive strength and the longitudinal tensile reinforcement ratio. In this sense, beams have combined different longitudinal tensile reinforcement ratios of 0,13% to 2,69% with different lightweight-aggregate concrete (LWAC) mixtures of compressive strengths between 22 and 60 MPa and dry densities between 1651 and 1953 kg/m³.

The production of the LWAC and the concreting of the beams were supported by an experimental program. Such research program showed that it is possible to satisfactorily produce LWAC with high strength in construction site without segregation, even for structural applications in reinforced concrete beams. Additionally, some specific correlations were obtained between the compressive strength, the water to cement ratio and the dry density. Variability of compressive strength was also discussed for different sampling process and production control on site.

The flexural ductility was studied by defining ductility indexes and the results have shown that the parameter with higher influence on ductility is the longitudinal tensile reinforcement ratio. The results also shown that the flexural ductility slightly increases as the concrete compressive strength increases.

The plastic rotation capacity of the tested beams was characterized by a parameter called Plastic Trend Parameter (PTP). The results obtained from this parameter confirmed those obtained from the ductility indexes.

Additionally an appropriate range for the longitudinal tensile reinforcement ratio to ensure ductility and plastic rotation capacity was proposed.

The results of this study were also compared with the requirements from some codes of practice. From this analysis, it was shown that ACI Code requirements give more guaranties as far as ductility and plastic rotation capacity are concerned, when compared with European codes.

Keywords

Beams, reinforced concrete, lightweight-aggregate concrete, flexure, ductility, plastic rotation capacity, codes of practice.

Índice

1 Introdução	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos do tema proposto	2
1.3 Organização do trabalho	4
2 Desenvolvimento, definição e propriedades do betão de agregados leves	7
2.1 Introdução	7
2.2 Definições, vantagens e desvantagens	9
2.2.1 Definições	9
2.2.2 Vantagens	10
2.2.2.1 Melhoria da produtividade	11
2.2.2.2 Melhoria ambiental	11
2.2.2.3 Melhoria no isolamento térmico e acústico	11
2.2.2.4 Maior resistência ao fogo	12
2.2.2.5 Maior durabilidade	12
2.2.2.6 Diminuição dos custos	12
2.2.2.7 Outras melhorias	13
2.2.3 Desvantagens	13
2.3 Tipos de agregados leves	13
2.3.1 Agregados leves naturais	14
2.3.1.1 Pedra-pomes	14
2.3.1.2 Escórias vulcânicas	15
2.3.2 Agregados produzidos artificialmente	15
2.3.2.1 Vermiculite	16
2.3.2.2 Perlite	16
2.3.2.3 Cinzas volantes	16
2.3.2.4 Escórias de alto-forno expandidas	17
2.3.2.5 Xisto expandido	18
2.3.2.6 Argila expandida	18
2.4 Propriedades do betão com agregados leves	19
2.4.1 Resistência à compressão	20
2.4.2 Trabalhabilidade	23
2.4.3 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson	24
2.4.4 Relações tensão-extensão	26
2.4.5 Retração	27
2.4.6 Fluência	28
2.4.7 Massa volúmica	28
	xi

2.4.8 Durabilidade	28
2.4.9 Coeficiente de dilatação térmica linear	30
2.4.10 Condutibilidade térmica e isolamento acústico	30
2.4.11 Resistência ao fogo	31
2.4.12 Resistência sísmica	31
2.5 Aplicações estruturais	32
2.5.1 Edifícios de grande altura	32
2.5.2 Pontes	34
2.5.3 Elementos pré-fabricados	35
2.5.4 Plataformas de <i>Offshore</i>	36
2.5.5 Outras aplicações	37
3 Ductilidade e capacidade de rotação	39
3.1 Introdução	39
3.2 Ductilidade e capacidade de rotação das estruturas em betão armado	39
3.2.1 Parâmetros que influenciam a capacidade de rotação requerida e capacidade de rotação disponível	41
4 Descrição do programa experimental	47
4.1 Introdução	47
4.2 Conceção geral das vigas para ensaio	47
4.3 Caracterização e preparação das armaduras de reforço	50
4.3.1 Propriedades do aço	50
4.3.2 Montagem das armaduras	51
4.3.3 Extensometria	51
4.4 Estudo e produção do betão de agregados leves	52
4.4.1 Materiais selecionados	53
4.4.2 Estudos de composição	55
4.4.2.1 Betões produzidos em laboratório	55
4.4.2.2 Betões produzidos em estaleiro	57
4.4.3 Produção, amostragem, cura e ensaios no estado fresco e endurecido	58
4.4.3.1 Betões produzidos em laboratório	58
4.4.3.2 Betões produzidos em estaleiro	59
4.5 Montagem, instrumentação e ensaio das vigas	60
4.5.1 Montagem e instrumentação	60
4.5.2 Ensaio das vigas	64
4.5.2.1 Procedimento de ensaio e registo	64
4.5.2.2 Notas complementares	66

5	Análise e discussão dos resultados do betão leve	67
5.1	Introdução	67
5.2	Betões produzidos em laboratório	67
5.3	Betões produzidos em estaleiro	69
5.3.1	Amostragem por séries de amassaduras	69
5.3.2	Amostragem por vigas produzidas	71
6	Análise estrutural das vigas	75
6.1	Introdução	75
6.2	Nomenclatura usada para identificação das vigas	75
6.3	Análise em regime elástico linear	78
6.3.1	Análise com secção transversal não homogeneizada	78
6.3.2	Análise com secção transversal homogeneizada	82
6.4	Comportamento teórico em fase plástica perfeita	86
7	Análise global dos resultados experimentais	89
7.1	Introdução	89
7.2	Diagramas de comportamento experimental	89
7.2.1	Evolução da flecha com a carga aplicada	89
7.2.2	Evolução da curvatura com o momento	93
7.2.3	Evolução da flecha com a rotação	96
7.3	Análise da profundidade da linha neutra na secção de rotura	104
7.3.1	Evolução da profundidade da linha neutra com o momento na secção de rotura	104
8	Análise da ductilidade, da capacidade de rotação e da profundidade da linha neutra na rotura	115
8.1	Introdução	115
8.2	Análise da ductilidade com índices de ductilidade	115
8.2.1	Definição dos índices de ductilidade	115
8.2.2	Influência da resistência do betão nos índices de ductilidade de flecha e de curvatura	121
8.2.3	Influência da taxa de armadura longitudinal nos índices de ductilidade de flecha e de curvatura	125
8.3	Análise da capacidade de rotação plástica	130
8.3.1	Caracterização experimental da capacidade de rotação plástica	130
8.3.2	Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica	139
8.3.3	Influência da taxa de armadura longitudinal na capacidade de rotação plástica	141

8.4 Análise da profundidade da linha neutra na rotura	144
8.4.1 Variação da profundidade da linha neutra na rotura com a ductilidade	144
8.4.2 Influência da resistência do betão na profundidade da linha neutra na rotura	147
8.4.3 Influência da taxa de armadura longitudinal na profundidade da linha neutra na rotura	150
9 Análise comparativa com disposições normativas	155
9.1 Introdução	155
9.2 Códigos analisados	155
9.2.1 Códigos europeus - MC90, MC2010 e EC2	156
9.2.2 Código americano - ACI318	158
9.3 Comparação com os resultados experimentais	159
10 Conclusões e recomendações para estudos futuros	167
10.1 Introdução	167
10.2 Conclusões	168
10.3 Recomendações para estudos futuros	173
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175

Índice de Figuras

Figura 2.1. Coliseu em Roma	7
Figura 2.2. Panteão em Roma	7
Figura 2.3. A cúpula do Panteão	7
Figura 2.4. Torre Picasso, Madrid	33
Figura 2.5. Membrana parabólica em betão de agregados leves - Pavilhão de Portugal	33
Figura 2.6. Ponte New Eidsvoll Bridge, na Noruega [109]	34
Figura 2.7. Ponte Nordhordland, na Noruega [109]	35
Figura 2.8. Estádio de Newcastle, na Inglaterra [109]	36
Figura 2.9. Plataforma Troll, na Noruega [109]	37
Figura 3.1. Diagrama de cálculo bilinear com patamar horizontal para os aços de armaduras ordinárias [22]	43
Figura 3.2. Definição da curvatura de um elemento de comprimento unitário [22]	43
Figura 3.3. Diagramas momento-curvatura: a) comportamento elástico-plástico; b) comportamento rígido-plástico [22]	44
Figura 3.4. Relação θ_{pl}/θ_{el} em função de x/d [117]	45
Figura 4.1. Distribuição teórica dos esforços internos nas vigas	48
Figura 4.2. Corte longitudinal das vigas ensaiadas	49
Figura 4.3. Corte transversal A-A (assinalado na Figura 4.2)	49
Figura 4.4. Armações das vigas de ensaio	51
Figura 4.5. Colagem dos extensómetros de resistência nas armaduras	51
Figura 4.6. Extensómetros de resistência colados nas armaduras	52
Figura 4.7. Proteção dos extensómetros de resistência	52
Figura 4.8. Curvas granulométricas dos agregados finos e grossos	55
Figura 4.9. Ensaio à compressão de um provete de betão (A- Máquina; B- Pormenor)	58
Figura 4.10. Misturadora de eixo vertical	59
Figura 4.11. Cofragem metálica com as armações das vigas	59
Figura 4.12. Esquema geral de montagem da viga na posição de ensaio	60
Figura 4.13. Pórtico de ensaio	61
Figura 4.14. Célula de carga e perfil para repartição da carga	61
Figura 4.15. Defletómetro eletrónico e sistema de apoio externo	62
Figura 4.16. Rede de pastilhas “Demec”	62
Figura 4.17. Pastilha em aço “Demec”	63
Figura 4.18. Identificação dos extensómetros na secção transversal das vigas (exemplo)	63
Figura 4.19. Aparelho de aquisição de dados “Data Logger”	63
Figura 4.20. Viga S2-43,92-0,99 (pormenores da fissuração e da rotura)	64
Figura 4.21. Alongâmetro	65

Figura 4.22. Rotura da viga S1-28,50-0,99	65
Figura 4.23. Rotura da viga S2-43,92-0,99	65
Figura 4.24. Rotura da viga S2-46,98-1,55	65
Figura 4.25. Rotura da viga S3-60,43-2,03	65
Figura 5.1. Evolução da resistência à compressão com a idade	68
Figura 5.2. Relação entre a razão W/B e a resistência à compressão	68
Figura 5.3. Relação entre a massa volúmica e a resistência à compressão	69
Figura 5.4. Relação entre a razão W/B e a resistência à compressão	70
Figura 5.5. Relação entre a massa volúmica e a resistência à compressão	70
Figura 5.6. Relação entre a razão W/B e a resistência à compressão	72
Figura 5.7. Relação entre a massa volúmica e a resistência à compressão	72
Figura 5.8. Variação do desvio padrão com a resistência à compressão	73
Figura 6.1. Distribuição das tensões de compressão no betão para a flexão simples: diagrama retangular equivalente [103]	77
Figura 6.2. Secção retangular sujeita à flexão simples	78
Figura 6.3. Rotação relativa elástica entre as secções envolventes da zona de rotura (rótula plástica)	80
Figura 6.4. Parâmetros para o cálculo da flecha elástica	81
Figura 6.5. Gráfico θ - δ (análise elástica com secção não homogeneizada)	81
Figura 6.6. Secção retangular sujeita à flexão simples (com a contribuição das armaduras)	82
Figura 6.7. Secção homogeneizada	83
Figura 6.8. Gráfico θ - δ (análise elástica com secção homogeneizada)	84
Figura 6.9. Mecanismo assumido para as vigas	86
Figura 6.10. Gráfico θ - δ (análise plástica)	87
Figura 7.1. Evolução da flecha com a carga aplicada (vigas da Série 1)	90
Figura 7.2. Evolução da flecha com a carga aplicada (vigas da Série 2)	90
Figura 7.3. Evolução da flecha com a carga aplicada (vigas da Série 3)	90
Figura 7.4. Evolução da curvatura com o momento (vigas da Série 1)	93
Figura 7.5. Evolução da curvatura com o momento (vigas da Série 2)	94
Figura 7.6. Evolução da curvatura com o momento (vigas da Série 3)	94
Figura 7.7. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-23,47-0,13)	97
Figura 7.8. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-22,76-0,24)	97
Figura 7.9. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-22,04-0,38)	97
Figura 7.10. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-22,37-0,55)	98
Figura 7.11. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-28,50-0,99)	98
Figura 7.12. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-45,07-0,13)	98
Figura 7.13. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-42,07-0,24)	99
Figura 7.14. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-47,07-0,38)	99

Figura 7.15. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-49,19-0,55)	99
Figura 7.16. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-43,92-0,99)	100
Figura 7.17. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-46,98-1,55)	100
Figura 7.18. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-43,02-2,03)	100
Figura 7.19. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-52,05-0,13)	101
Figura 7.20. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-51,20-0,38)	101
Figura 7.21. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-52,38-0,55)	101
Figura 7.22. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-55,26-0,99)	102
Figura 7.23. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-53,42-1,55)	102
Figura 7.24. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-60,43-2,03)	102
Figura 7.25. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-51,60-2,69)	103
Figura 7.26. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-23,47-0,13)	104
Figura 7.27. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-22,76-0,24)	105
Figura 7.28. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-22,04-0,38)	105
Figura 7.29. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-22,37-0,55)	105
Figura 7.30. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-28,50-0,99)	106
Figura 7.31. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-45,07-0,13)	106
Figura 7.32. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-42,07-0,24)	106
Figura 7.33. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-47,07-0,38)	107
Figura 7.34. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-49,19-0,55)	107
Figura 7.35. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-43,92-0,99)	107
Figura 7.36. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-46,98-1,55)	108
Figura 7.37. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-43,02-2,03)	108
Figura 7.38. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-51,20-0,38)	108
Figura 7.39. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-52,38-0,55)	109
Figura 7.40. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-55,26-0,99)	109
Figura 7.41. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-53,42-1,55)	109
Figura 7.42. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-60,43-2,03)	110
Figura 7.43. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-51,60-2,69)	110
Figura 8.1. Definição dos parâmetros últimos (Curva A)	119
Figura 8.2. Definição dos parâmetros últimos (Curva B)	119
Figura 8.3. Definição dos parâmetros últimos (Curva C)	119
Figura 8.4. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de flecha (Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 0,38\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,18$)	122
Figura 8.5. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de flecha (Grupo 4: $\rho_{\text{médio}} = 0,55\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,24$)	123
Figura 8.6. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de flecha (Grupo 5: $\rho_{\text{médio}} = 0,99\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,43$)	123

Figura 8.7. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de curvatura (Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 0,38\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,18$)	123
Figura 8.8. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de curvatura (Grupo 4: $\rho_{\text{médio}} = 0,55\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,24$)	124
Figura 8.9. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de curvatura (Grupo 5: $\rho_{\text{médio}} = 0,99\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,43$)	124
Figura 8.10. Influência da taxa de armadura longitudinal no índice de ductilidade de flecha	126
Figura 8.11. Influência da relação ρ/ρ_b no índice de ductilidade de flecha	126
Figura 8.12. Influência da taxa de armadura longitudinal no índice de ductilidade de curvatura	127
Figura 8.13. Influência da relação ρ/ρ_b no índice de ductilidade de curvatura	127
Figura 8.14. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.10	128
Figura 8.15. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.11	129
Figura 8.16. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.12	129
Figura 8.17. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.13	129
Figura 8.18. Definição dos parâmetros $C_{\text{plást, exp}}$ e $C_{\text{plást, teor}}$ [22]	132
Figura 8.19. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-23,47-0,13)	132
Figura 8.20. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-22,76-0,24)	133
Figura 8.21. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-22,04-0,38)	133
Figura 8.22. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-22,37-0,55)	133
Figura 8.23. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-28,50-0,99)	134
Figura 8.24. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-45,07-0,13)	134
Figura 8.25. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-42,07-0,24)	134
Figura 8.26. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-47,07-0,38)	135
Figura 8.27. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-49,19-0,55)	135
Figura 8.28. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-43,92-0,99)	135
Figura 8.29. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-46,98-1,55)	136
Figura 8.30. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-43,02-2,03)	136
Figura 8.31. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-52,05-0,13)	136
Figura 8.32. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-51,20-0,38)	137
Figura 8.33. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-52,38-0,55)	137
Figura 8.34. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-55,26-0,99)	137
Figura 8.35. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-53,42-1,55)	138
Figura 8.36. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-60,43-2,03)	138
Figura 8.37. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-51,60-2,69)	138
Figura 8.38. Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica (Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 0,38\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,18$)	140

Figura 8.39. Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica (Grupo 4: $\rho_{\text{médio}} = 0,55\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,24$)	140
Figura 8.40. Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica (Grupo 5: $\rho_{\text{médio}} = 0,99\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,43$)	140
Figura 8.41. Influência da taxa de armadura longitudinal na capacidade de rotação plástica	142
Figura 8.42. Influência da relação ρ/ρ_b na capacidade de rotação plástica	142
Figura 8.43. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.41	143
Figura 8.44. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.42	143
Figura 8.45. Evolução dos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura com o índice de ductilidade de flecha	145
Figura 8.46. Evolução dos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura com o índice de ductilidade de flecha	145
Figura 8.47. Evolução dos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura com a capacidade de rotação plástica	146
Figura 8.48. Evolução dos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura com a capacidade de rotação plástica	146
Figura 8.49. Influência da resistência do betão nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 2: $\rho_{\text{médio}} = 0,47\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,21$)	148
Figura 8.50. Influência da resistência do betão nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 2: $\rho_{\text{médio}} = 0,47\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,21$)	148
Figura 8.51. Influência da resistência do betão nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 1,21\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,49$)	149
Figura 8.52. Influência da resistência do betão nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 1,21\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,49$)	149
Figura 8.53. Influência da taxa de armadura longitudinal nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura	151
Figura 8.54. Influência da taxa de armadura longitudinal nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura	151
Figura 8.55. Influência da relação ρ/ρ_b nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura	152
Figura 8.56. Influência da relação ρ/ρ_b nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura	152
Figura 9.1. Gráfico $\rho - \mu_\delta$ (MC90 [3])	161
Figura 9.2. Gráfico $\rho - \mu_\delta$ (MC2010 [7])	162
Figura 9.3. Gráfico $\rho - \mu_\delta$ (EC2 [10])	162
Figura 9.4. Gráfico $\rho - \mu_\delta$: Série 1 (ACI318 [1])	162
Figura 9.5. Gráfico $\rho - \mu_\delta$: Série 2 + 3 (ACI318 [1])	163

Figura 9.6. Gráfico ρ - PTP (MC90 [3])	163
Figura 9.7. Gráfico ρ - PTP (MC2010 [7])	164
Figura 9.8. Gráfico ρ - PTP (EC2 [10])	164
Figura 9.9. Gráfico ρ - PTP: Série 1 (ACI318 [1])	164
Figura 9.10. Gráfico ρ - PTP: Séries 2 + 3 (ACI318 [1])	165

Índice de Quadros

Quadro 2.1. Classes de densidade e correspondentes valores de dimensionamento das massas volúmicas do betão leve de acordo com o EC2 [10] e a EN 206-1 [11]	28
Quadro 4.1. Resultados dos ensaios à tração para as armaduras ordinárias (A400NR)	50
Quadro 4.2. Análise granulométrica dos agregados finos e grossos	54
Quadro 4.3. Parâmetros para a composição dos betões produzidos em laboratório	56
Quadro 4.4. Dosagens dos betões produzidos em laboratório, por metro cúbico	56
Quadro 4.5. Parâmetros para a composição dos betões produzidos em estaleiro	57
Quadro 4.6. Dosagens dos betões produzidos em estaleiro	57
Quadro 5.1. Resistência à compressão e massa volúmica das misturas laboratoriais	67
Quadro 5.2. Resistência à compressão e massa volúmica das séries de misturas em estaleiro	70
Quadro 5.3. Resistência à compressão e massa volúmica dos betões curados com as vigas	71
Quadro 6.1. Nomenclatura usada e características das vigas ensaiadas	76
Quadro 6.2. Funções $\theta = f(\delta)$ (análise elástica com secção homogeneizada)	85
Quadro 7.1. Valores últimos e de cedência para a carga e a flecha	92
Quadro 7.2. Valores últimos e de cedência para o momento e a curvatura	96
Quadro 7.3. Valores experimentais e teóricos da profundidade da linha neutra na rotura	112
Quadro 8.1. Valores experimentais dos índices de ductilidade	120
Quadro 8.2. Agrupamento das vigas com taxas de armaduras semelhantes	121
Quadro 8.3. Agrupamento das vigas com resistências do betão semelhantes	125
Quadro 8.4. Agrupamento das vigas com taxas de armaduras semelhantes	139
Quadro 8.5. Agrupamento das vigas com resistências do betão	141
Quadro 8.6. Parâmetros para o estudo da variação da profundidade da linha neutra da rotura	144
Quadro 8.7. Agrupamento das vigas com taxas de armaduras	147
Quadro 8.8. Vigas com resistências do betão semelhantes	150
Quadro 9.1. Taxas mínimas e máximas para a quantidade de armadura longitudinal	159

Siglas e Acrónimos

ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AFLA	<i>Alkali-Activated Fly Ash Lightweight Aggregate</i>
BAL	Betão de Agregados Leves
BASF	<i>Badische Anilin und Soda-Fabrik</i>
BL	Betão Leve
CEB	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
C-MADE	<i>Centre of Materials and Building Technologies</i>
COMITAL	Companhia Mineira de Talcos SA
DECA	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura
EC2	Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010)
EPS	Poliestireno Expandido
EUA	Estados Unidos da América
HR	Humidade Relativa
IPQ	Instituto Português da Qualidade
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (Portugal)
LWAC	<i>LightWeight Aggregate Concrete</i>
MO	Materiais incombustíveis
MC2010	Modelo Código 2010 (fib, 2010a; fib, 2010b)
MC90	Modelo Código 90 (CEB, 1991)
NP	Norma Portuguesa
RDC	Resíduos de Construção e Demolição
UBI	Universidade da Beira Interior

Notação e Simbologia

Notações em alfabeto latino

a	Profundidade do diagrama retangular equivalente de tensões; Valor da abcissa medida ao longo do eixo da viga; Distância entre as forças aplicadas na viga e os eixos dos apoios
A_c	Área da secção transversal de betão
A_i	Área da zona elementar i da secção
Al_2O_3	Óxido de alumínio
a_o	Flecha elástica
A_s	Área da secção de armadura longitudinal de tração
$A_{s,máx}$	Área máxima de armadura longitudinal de tração
$A_{s,min}$	Área mínima de armadura longitudinal de tração
A_s'	Área da secção de armadura longitudinal de compressão; Área de betão equivalente a aço
$b; b_t$	Largura média da zona tracionada da secção transversal
b_w	Largura da secção transversal
c	Profundidade da linha neutra
CaO	Óxido de cálcio
CG	Centro de Gravidade
CO_2	Dióxido de carbono
$C_{plást, exp}$	Parâmetro de capacidade de rotação plástica experimental
$C_{plást, teór}$	Parâmetro de capacidade de rotação plástica teórica
d	Altura útil da secção transversal
$D_{máx}$	Dimensão máxima do agregado
E_a	Módulo de elasticidade dos agregados
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_i	Módulo de elasticidade do betão com a idade i
E_{lcm}	Módulo de elasticidade secante do betão de agregados leves
E_p	Módulo de elasticidade da argamassa
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F_c	Força resultante das tensões de compressão no betão
$f_c; f_c'$	Tensão resistente à compressão do betão
F_c'	Força resultante das tensões de compressão no betão; Força absorvida pela área de betão equivalente a aço

f_{ck}	Valor característico da tensão resistente à compressão do betão
f_{cm}	Valor médio da tensão resistente à compressão do betão
$f_{cm,cyl}$	Valor médio da tensão resistente à compressão do betão em cilindros
$f_{cm,cube}$	Valor médio da tensão resistente à compressão do betão em cubos
f_{ct}	Tensão resistente à tração do betão
f_{ctm}	Valor médio da tensão resistente à tração do betão
Fe_2O_3	Óxido de ferro (III)
f_{lc}	Tensão resistente à compressão do betão de agregados leves
f_{lck}	Valor característico da tensão resistente à compressão do betão de agregados leves
$f_{lcm}; f_{lc,médio}$	Valor médio da tensão resistente à compressão do betão de agregados leves
f_{lctm}	Valor médio da tensão resistente à tração do betão de agregados leves
$F_s; F_t$	Força resultante das tensões de tração na armadura
f_t	Tensão resistente à tração da armadura
f_{tm}	Valor médio da tensão resistente à tração da armadura
f_y	Tensão de cedência da armadura
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência da armadura
f_{ym}	Valor médio da tensão de cedência da armadura
h	Altura da secção transversal
I	Momento de inércia da secção
I_{CG}	Momento de inércia da secção relativamente ao eixo que passa no seu centro de gravidade
I_{CGi}	Momento de inércia da área elementar i da secção relativamente ao eixo que passa no seu centro de gravidade
$K; K'$	Parâmetros para o cálculo do índice de vazios de Faury
l	Vão da viga; Distância média entre os alvos de leitura
l/d	Esbelteza do elemento
M	Momento fletor atuante
MgO	Óxido de magnésio
MnO_2	Dióxido de manganês
M_{pt}	Momento plástico
M_r	Momento máximo
M_u	Momento último
M_y	Momento de cedência
M_{yk}	Valor característico do momento de cedência
$NaOH$	Hidróxido de sódio
P	Força aplicada na viga

P_r	Carga máxima
PTP	Parâmetro de Tendência Plástica
P_u	Carga última
P_y	Carga de cedência
r	Raio de curvatura
R/D	Efeito de parede
R_a	Volume em m^3 dos agregados por cada m^3 de betão
R_p	Volume em m^3 da argamassa por cada m^3 de betão
SiO_2	Dióxido de silício
W/B	Razão água/materiais cimentícios em massa
W/C	Razão água/cimento em massa
x	Profundidade da linha neutra
x/d	Posição média da linha neutra
x_{el}	Profundidade da linha neutra em fase elástica
x_{pt}	Profundidade da linha neutra em fase plástica
y_{CG}	Posição do centro de gravidade da secção
y_{CGi}	Posição do centro de gravidade da área elementar i da secção
z	Braço do binário das forças interiores
$1/r$	Curvatura
$(1/r)_r$	Curvatura máxima
$(1/r)_u$	Curvatura última
$(1/r)_y$	Curvatura de cedência
$(x/d)_{exp}$	Valor experimental da posição da linha neutra
$(x/d)_{teór}$	Valor teórico da posição da linha neutra

Notações em alfabeto grego

Δ_u	Deformação para a carga última
Δ_y	Deformação para a carga de cedência
α	Coeficiente de homogeneização
β_1	Relação entre a profundidade do diagrama retangular equivalente de tensões e a profundidade da linha neutra
χ	Curvatura

δ	Coeficiente de redistribuição de esforços; Flecha a 1/2 vão; Massa volúmica seca do betão
δ_u	Flecha última
δ_y	Flecha de cedência
δ_r	Flecha máxima
ε	Extensão
ε_c	Extensão na fibra mais comprimida do betão
ε_{ci}	Extensão no betão ao nível da fibra i
ε_{cu}	Extensão última do betão
ε_s	Extensão na armadura
$\varepsilon_{s,el}$	Extensão na armadura em fase elástica
ε_y	Extensão de cedência na armadura
ε_{ym}	Valor médio da extensão de cedência na armadura
$\varepsilon_{su}; \varepsilon_u$	Extensão última da armadura
ε_{uk}	Valor característico da extensão para a carga máxima da armadura
$\varepsilon_y; \varepsilon_{sy}$	Extensão na armadura correspondente ao início do patamar de cedência
$\varepsilon_{ym}; \varepsilon_{sym}$	Valor médio da primeira extensão de cedência da armadura
ϕ	Diâmetro dos varões da armadura
η_1	Fator de redução
λ	Fator de modificação (ACI 318-11)
μ	Índice de ductilidade de deformação
μ_δ	Índice de ductilidade de flecha
μ_χ	Índice de ductilidade de curvatura
θ	Rotação relativa entre duas secções
θ_{adm}	Valor admissível da capacidade de rotação plástica
$\theta_{adm, corr}$	Valor admissível corrigido da capacidade de rotação plástica
θ_{el}	Capacidade de rotação elástica
$\theta_{pl}; \theta_{plást}$	Rotação plástica; Capacidade de rotação plástica
$\theta_{plást, últ}$	Valor último da capacidade de rotação plástica
$\theta_{plást, últ, teor}$	Valor último da rotação plástica, em cálculo plástico teórico, correspondente ao valor último experimental da flecha
ρ	Taxa de armadura longitudinal de tração; Massa volúmica do betão leve seco em estufa
ρ'	Taxa de armadura longitudinal de compressão
ρ_b	Taxa de armadura longitudinal de tração que leva à condição “balançada” para as extensões

$\rho_{\text{médio}}$	Valor médio da taxa de armadura longitudinal de tração
ρ_{min}	Taxa mínima da armadura longitudinal de tração
$\rho_{\text{máx}}$	Taxa máxima da armadura longitudinal de tração
σ	Tensão
σ_{ci}	Tensão no betão ao nível da fibra <i>i</i>
σ_s	Tensão na armadura

1 Introdução

1.1 Enquadramento do tema

Vive-se hoje uma era de globalização e de desenvolvimento tecnológico, pelo que a indústria da construção civil caminha para a mecanização dos meios de construção, tendo como consequência uma redução gradual da mão-de-obra. A par deste desenvolvimento tecnológico, é cada vez mais notável a preocupação crescente com o meio ambiente e com a escassez de recursos naturais, pelo que a busca de alternativas sustentáveis de crescimento por parte de todos os segmentos da sociedade tem vindo também a crescer. Nesta perspetiva, para a sociedade atingir a sustentabilidade é necessário que a indústria da construção civil passe também por profundas transformações, já que a sua cadeia produtiva apresenta importantes impactos ambientais em todas as etapas do seu processo produtivo: extração da matéria-prima, produção de materiais, construção e demolição.

O material de construção mais utilizado, não só nos países industrializados, mas também nos países em vias de desenvolvimento, é o betão. Isto deve-se provavelmente ao facto deste ser produzido com tecnologia relativamente acessível a partir das matérias-primas locais, mas também por a sua aplicação ser muito versátil.

Nas últimas décadas, um maior conhecimento sobre as potencialidades de misturas de químicos e minerais conduziu ao fabrico de betões de agregados leves estruturais, com sucessivas melhorias em relação à trabalhabilidade, desempenho mecânico e durabilidade do produto final.

Originalmente, os agregados leves eram compostos por materiais naturais extraídos da terra, no entanto, devido ao aumento da procura os recursos naturais têm vindo a diminuir. Para produzir alternativas aos agregados leves, é comum serem utilizadas rochas e minerais alterados a temperaturas elevadas [59].

Esta evidência tornou necessário a consciencialização ambiental das indústrias de betão, pelo que estas passaram a utilizar agregados leves derivados de subprodutos industriais. As vantagens do betão estrutural com agregados leves em comparação com o betão estrutural de densidade normal são numerosas e conhecidas. Existem hoje evidências que a indústria de betão tornou-se ciente das vantagens da utilização de subprodutos industriais numa substituição parcial de cimento e/ou dos agregados de densidade normal, através da utilização de adições e de agregados leves.

Fruto dos avanços tecnológicos das últimas décadas, é hoje possível produzir betões leves de resistência elevada, com propriedades adequadas para aplicações estruturais. No entanto, é sabido que à medida que aumenta a resistência à compressão do betão, aumenta também o

caráter frágil do material em termos de comportamento mecânico [55, 119], pelo que é necessário reforçar o betão para aplicações estruturais. Este reforço pode ser conseguido através da incorporação de armaduras de reforço ou de fibras, permitindo melhorar a ductilidade do produto final (betão armado).

As vantagens do uso de betões de agregados leves num grande número de construções têm sido reconhecidas no meio técnico e empresarial. As principais vantagens do betão leve são [12, 47, 113]: melhoria da produtividade; melhoria ambiental; melhoria no isolamento térmico e acústico; maior resistência ao fogo; maior durabilidade; diminuição dos custos; entre outras.

Hoje em dia, a nível mundial, existe uma preocupação crescente em minimizar o peso na conceção dos edifícios de nova geração, daí que a solução passe pela utilização de betão de agregados leves. Por exemplo, os Estados Unidos, na produção de betão de agregados leves utilizam vários tipos de xistos expandidos. Também na Holanda e no Reino Unido são comumente utilizados agregados leves, feitos a partir de cinzas volantes. De realçar a Noruega e a Alemanha, países extremamente evoluídos na investigação e utilização de betões com agregados leves de argila expandida, sendo fabricados betões com várias resistências. Pode-se mesmo dizer que, a argila expandida corresponde a 70% da produção de betão leve [109].

Este tipo de betão tem sido usado na conceção de edifícios, pontes, elementos pré-fabricados, plataformas *Offshore* e outras aplicações, onde a redução do peso próprio o torna particularmente competitivo. Pode ser utilizado para fabricar a maioria dos elementos estruturais em betão armado ou pré-esforçado, quer seja construído localmente ou pré-fabricado. A sua utilização é sugerida em situações em que o peso próprio estrutural represente uma componente importante do carregamento, designadamente quando comparado com as sobrecargas de utilização. A utilização de betão leve é também muitas vezes prescrita em obras de reabilitação. Nas situações anteriormente descritas, pode existir conveniência em utilizar um betão com uma densidade inferior à habitual. Num betão leve, a redução de peso pode atingir os 40% comparativamente com um betão corrente [37].

Presentemente, o projetista que se propõe explorar as muitas vantagens deste material novo, constituído pelo betão de agregados leves, tem necessidade de procurar ferramentas de cálculo em artigos de investigação, para além da regulamentação internacional disponível.

1.2 Objetivos do tema proposto

É sabido que a capacidade de rotação nas secções mais esforçadas de elementos estruturais é uma propriedade importante na capacidade de redistribuição de esforços e na prevenção de um progressivo colapso estrutural.

A capacidade de suster deformações inelásticas sem um decréscimo substancial da capacidade de carga do betão depende de vários fatores: das propriedades mecânicas do betão à tração e à compressão, da armadura longitudinal de tração e compressão e adoção de armaduras transversais que garantam um confinamento adequado do betão comprimido.

Vários estudos sobre vigas de betão normal e de alta resistência confirmam a influência dos parâmetros acima mencionados [21, 23, 24, 106].

Os estudos sobre a flexão ainda não esclarecem inequivocamente como a resistência do betão afeta a ductilidade. Alguns autores [17, 105] observaram uma perda de ductilidade nas vigas de betão armado com o aumento da resistência do betão à compressão. Outros estudos [23, 24, 94, 106] observaram o contrário. No que diz respeito ao efeito da taxa de armadura longitudinal de tração, todos os estudos acima mencionados concordam que a ductilidade diminui à medida que a referida taxa aumenta em proporção. No entanto, para os betões de alta resistência existem ainda algumas dúvidas sobre qual o intervalo de taxa de armadura compatível com um comportamento dúctil à flexão.

Estudos sobre vigas de betão de agregados leves e de densidade normal têm sido alvo de publicação [21, 53, 61, 75, 112].

Apesar dos estudos terem conduzido a algumas propostas de alteração dos códigos europeus, e à incorporação das mesmas nesses documentos, sobretudo para os betões de agregados leves, existem ainda dúvidas no que se refere ao comportamento estrutural de elementos de betões de agregados leves [44]. Mais estudos precisam ser realizados com o objetivo de confirmar, ou não, a aplicabilidade dos procedimentos normativos para vigas de betão de densidade normal e, se necessário propor alterações desses mesmos procedimentos para as vigas de betão de agregados leves. Por exemplo, são poucos os estudos que focalizam a ductilidade das vigas de betão de agregados leves submetidas à flexão [17, 61, 75], não se tendo encontrado na literatura estudos sobre a capacidade de rotação plástica destes elementos estruturais.

As estruturas não só devem proporcionar uma resistência adequada, mas também assegurar a necessária ductilidade em condições de sobrecarga.

Por isso a ductilidade é uma questão importante que continua a ser focalizada em estudos recentes [69, 70, 71]. Esta propriedade depende diretamente da capacidade de rotação plástica nas secções críticas dos elementos estruturais [4, 65, 95].

Estudos realizados por Bernardo *et al.* [23, 24] com vigas de betão de densidade normal apresentam a taxa de armadura longitudinal de tração como o parâmetro mais influente na ductilidade das vigas. Tal fato é confirmado tanto pela análise das vigas através de índices de ductilidade, como através da análise do comportamento plástico efetuado através da definição

de um parâmetro caracterizador da capacidade de rotação plástica da secção de rotura (Parâmetro de Tendência Plástica - PTP).

Existem já publicados alguns estudos recentes sobre o comportamento último e que incluem vigas de betão de alta resistência com agregados leves [21, 53, 61, 75, 112]. No entanto, a maioria desses estudos focam a resistência última e abordam ainda de forma não detalhada o estudo da ductilidade em flexão e da capacidade de rotação plástica.

Neste trabalho apresenta-se um estudo experimental com o objetivo de analisar a ductilidade e a capacidade de rotação em vigas de betão de agregados leves sujeitas à flexão pura na zona de rotura. Tal estudo é importante devido à necessidade de que tal comportamento seja claramente definido e convenientemente estabelecido antes dos betões de agregados leves poderem ser utilizados com toda a confiança em elementos estruturais em que níveis adequados de ductilidade são requeridos. Os únicos parâmetros que foram tomados como variáveis foram a resistência à compressão do betão (f_{lc}) e a taxa de armadura longitudinal de tração (ρ). A opção por considerar somente estes dois parâmetros como variáveis prende-se com o facto de o estudo ser suficientemente extenso e específico para constituir matéria para um trabalho deste tipo e com potencial para se poderem tirar importantes conclusões.

A satisfação dos objetivos acima referidos é condição *sin qua non* através do seguinte conjunto de etapas: uma revisão do estado atual do conhecimento sobre betões de agregados leves; analisar a ductilidade e a capacidade de rotação em vigas de betão de agregados leves sujeitas à flexão pura na zona de rotura e, por último, a apresentação e discussão dos resultados obtidos.

1.3 Organização do trabalho

O presente estudo de investigação encontra-se estruturado em 10 capítulos, incluindo esta introdução, os quais se organizam do seguinte modo:

O Capítulo 2 apresenta um levantamento do estado da arte, incluindo vantagens e desvantagens do betão de agregados leves; tipos de agregados leves e as propriedades do betão com agregados leves.

No Capítulo 3 apresentam-se alguns elementos teóricos sobre o conceito de ductilidade e da capacidade de rotação de estruturas em betão armado.

No Capítulo 4 descrevem-se os ensaios realizados, assim como os modelos utilizados, os equipamentos de medição, a aplicação das cargas e a imposição das condições de apoio.

No Capítulo 5 apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos nos ensaios no estado fresco e endurecido do betão estrutural de agregados leves produzidos.

No Capítulo 6 descrevem-se as análises teóricas efetuadas nas vigas experimentais.

Os resultados obtidos nos ensaios são analisados e comentados nos Capítulos 7 e 8. Referem-se também as conclusões julgadas importantes relativamente aos resultados obtidos.

No Capítulo 9 comparam-se os resultados obtidos com as disposições regulamentares estudadas e levantam-se algumas questões.

No Capítulo 10 apresentam-se as conclusões do estudo e algumas indicações e recomendações para trabalhos futuros.

Por último, apresentam-se as referências bibliográficas referenciadas ao longo do texto.

O extenso conjunto de dados em bruto e de cálculos auxiliares é editado num relatório técnico (Volumes I e II) [29].

2 Desenvolvimento, definição e propriedades do betão de agregados leves

2.1 Introdução

Os primeiros registos da utilização de betão leve estrutural remontam à época pré-colombiana em 1000 AC, na atual cidade de Tajin, no estado de Vera-Cruz, no México. Os construtores utilizaram uma mistura de pedra-pomes, com um ligante à base de cinzas vulcânicas e cal [111].

Outra aplicação do betão leve estrutural pode ser encontrada em importantes edifícios no império romano, como o Coliseu (Figura 2.1) e o Panteão (Figuras 2.2 e 2.3) em Roma, construídos no ano 120 DC, com materiais que podem ser designados por betões leves (agregados de lava, fragmentos de tijolo e pedra-pomes) [13, 109].



Figura 2.1. Coliseu em Roma



Figura 2.2. Panteão em Roma



Figura 2.3. A cúpula do Panteão

Apesar do Panteão ter sido destruído num incêndio, mais tarde foi reconstruído pelo Imperador Adriano. Após 2000 anos da sua construção, a abóbada deste sumptuoso monumento encontra-se em excelente estado de conservação. Na abóbada da cúpula foi utilizado um betão de agregados leves, com agregado grosso de pedra-pomes. Possui uma altura idêntica a um edifício de 15 pisos, a cúpula é hemisférica, tem um diâmetro interno de 43 metros, apoiada num cilindro com o mesmo diâmetro e a mesma altura. Na produção do betão foram usadas seis misturas diferentes de agregados, dando origem a betões com massas volúmicas que variam entre 1300 kg/m³, na zona do óculo no topo da cúpula, até 2200 kg/m³ junto às fundações em paredes com espessura de 5 metros [111].

Embora a utilização de betão leve estrutural remonte à época AC, os betões leves com mistura de agregados artificiais só surgiram por volta de 1918, quando o americano S. J. Hayde produziu agregados de argila expandida e utilizou-os no fabrico de betão. Neste intuito, Hayde desenvolveu um processo industrial para expandir argila através de um forno giratório tubular. Os agregados obtidos apresentavam menor densidade, mas o betão fabricado com estes tinha a mesma resistência que o betão corrente. Contudo, o comércio de argila expandida só começou 10 anos mais tarde, em 1928, nos Estados Unidos da América [93]. Desde então, foram realizadas inúmeras construções em betão leve estrutural. Alguns desses exemplos, datados dos anos 1920 e 1930, são: o *Park Plaza Hotel*, em *St. Louis*; o *South-Western Bell Telephone Building*, na cidade do *Kansas*; a cobertura do tabuleiro da Ponte de *Oakland*, em São Francisco. Mais tarde, no ano de 1962, em Chicago, foi construída a *Marina City Towers* [109].

Em meados do século XX, o betão leve estrutural foi utilizado no fabrico de navios. Isto porque durante a segunda guerra mundial a escassez de aço, utilizado no casco de navios, conduziu à necessidade deste ser substituído por betão.

Na Europa, entre 1938 e 1939, surgiram as primeiras unidades industriais de produção de agregados leves. Nos países nórdicos, a utilização de betões de agregados leves surgiu com a necessidade de se utilizarem materiais com boas características de isolamento, devido ao clima rigoroso desses países [109].

Em Portugal, o estudo e utilização de agregados de argila expandida iniciou-se em 1970. Apesar disso, só no início dos anos 90 é que o país começou o pré-fabrico de betão de agregados leves [111].

Atualmente a aplicação de betão de agregados leves pode ser encontrada em enchimentos leves de pavimentos, no pré-fabrico de vigas retangulares, vigas em I ou em caixão, painéis e lajes alveolares, bancadas e degraus de estádios; cerca de metade da produção destina-se aos betões leves vibrocomprimidos [109, 113].

A nível mundial, existe uma preocupação cada vez maior em minimizar o peso na conceção dos edifícios de nova geração, daí que uma das soluções passe pela utilização de betão leve

estrutural. Por exemplo, nos Estados Unidos, na produção de betão de agregados leves, são utilizados vários tipos de xistos expandidos (*Stalite*), na Holanda e no Reino Unido são comumente utilizados agregados leves feitos a partir de cinzas volantes (*Lytag* e *Aardelite*). Na Noruega e na Alemanha, países extremamente evoluídos na investigação e utilização de betões leves de argila expandida, são fabricados betões com várias resistências, correspondendo a argila expandida a 70% da produção do betão de agregados leves [109].

No entanto, a nível nacional verifica-se alguma resistência à utilização de betão de agregados leves. A fraca adesão à utilização deste betão poderá estar relacionada com a maior dificuldade no controlo da produção, desde a caracterização dos agregados leves, controlo dos teores de água de amassadura, transporte e colocação [109].

Apesar disso existem em Portugal construções com este tipo de betão, a pala do pavilhão de Portugal da Expo98 e o alargamento da ponte 25 de Abril, em que foi utilizado um betão de agregados leves de elevada resistência, que aos 28 dias era já superior a 50 MPa [110].

Neste capítulo, apresentar-se-ão várias definições para betão de agregados leves, vantagens e desvantagens, tipos de agregados leves, propriedades do betão leve e aplicações estruturais.

2.2 Definições, vantagens e desvantagens

2.2.1 Definições

Apesar de existirem várias definições para betão de agregados leves, os princípios base são os mesmos. Assim, a designação betão de agregados leves é utilizada para identificar betões com estrutura porosa e com massa volúmica inferior à dos betões correntes [60, 116].

Os betões leves podem ter várias designações dependendo do tipo de composição. Estes podem ser: i) betões porosos ou betões sem finos, ii) betões celulares (ou betão leve com agregado de espuma), iii) betões com agregados leves (também designado de betão leve). No presente estudo, a referência ao betão leve está relacionada apenas com o betão de agregados leves [96].

O betão sem finos possui uma baixa massa volúmica (entre os 1600 a 1900 kg/m³), é poroso, tem um volume de vazios geralmente superior, apresenta grande homogeneidade e não está sujeito a segregação, a resistência mecânica é normalmente baixa dependendo da resistência dos agregados. Este tipo de betão apresenta um melhor comportamento térmico do que o betão corrente. Tem várias aplicações nomeadamente, em drenagens e enchimentos [77].

O betão leve celular resulta da introdução de ar na matriz de cimento [73, 120]. Este material tem uma menor densidade que o betão de agregados leves convencional. A produção deste tipo de betão consiste na introdução de volume de ar na matriz de cimento, por adição de uma

espuma pré formada, ou através de uma máquina geradora de espuma ou por um agente de arrastamento do ar durante o processo de mistura. Numa produção normal não necessita do processo de autoclave, pelo que os custos de construção são reduzidos. No entanto, para se obter um determinado nível de resistência este betão necessita de ser submetido ao processo de autoclavagem, o que requer um processo de fabrico especial com um elevado consumo de energia [82].

O betão com agregados leves ou betão leve é um material com estrutura porosa, possui propriedades refratárias, de isolamento térmico [78] e durabilidade [116], cuja absorção de água é geralmente maior do que no betão com agregado normal [76]. O betão com agregados leves é caracterizado por apresentar uma resistência à compressão variando proporcionalmente com a sua densidade [113]. Pode ser obtido através da substituição total ou parcial de agregados naturais por agregados leves [31].

A NP EN 206-1 [11] consolida as definições anteriores, ao definir betão leve estrutural como aquele cuja massa volúmica após secagem em estufa está compreendida entre 800 kg/m^3 e 2000 kg/m^3 , sendo total ou parcialmente fabricado com agregados leves.

Neste contexto, a NP EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2 ou na forma abreviada EC2) [10] e a NP EN 206-1 [11] estabelecem um quadro de classes de resistência entre LC8/9 e LC80/88 e classes de densidade entre D1,0 e D2,0.

A determinação da massa volúmica do betão para atribuição da respetiva classe é efetuada segundo a Norma EN 12390-7 [9], correspondendo a valores de betão após secagem, isto é, depois de subtrair ao betão toda a água excedente do processo de hidratação do cimento.

De acordo com o estudo de Vieira [116], estima-se que o diferencial entre a massa volúmica do betão fresco e a massa volúmica após secagem seja de 60 a 120 kg/m^3 .

2.2.2 Vantagens

Este tipo de betão pode ser utilizado para fabricar qualquer elemento de betão armado ou pré-esforçado, quer seja construído localmente ou pré-fabricado. A sua utilização é sugerida em situações em que os pesos próprios superam as sobrecargas, em obras de reabilitação, ou em situações que por critérios de projeto seja conveniente usar um betão com uma densidade inferior à habitual.

Em fevereiro de 2011, Bogas [30] apresentou um dos trabalhos mais extensos e atuais realizados em Portugal sobre a caracterização de betões estruturais com agregados leves. O autor avaliou o fator de eficiência estrutural para os diferentes betões estruturais de agregados leves produzidos, tendo concluído que, utilizando agregados leves de boa qualidade, é possível atingir

relações resistência/massa volúmica superiores às obtidas nos betões normais. O autor qualifica estes resultados de “claramente animadores”, na medida em que “colocam em evidência a potencialidade dos betões estruturais de agregados leves como solução alternativa aos betões convencionais”.

A utilização de betão leve estrutural tem vindo a aumentar, uma vez que este apresenta vantagens em relação ao betão corrente. As principais vantagens do betão de agregados leves são [12, 47, 113]: i) melhoria da produtividade; ii) melhoria ambiental; iii) melhoria no isolamento térmico e acústico; iv) maior resistência ao fogo; v) maior durabilidade; vi) diminuição dos custos e vii) outras.

2.2.2.1 Melhoria da produtividade

A baixa densidade do betão pode ser vantajosa no caso de fabrico de pré-moldados, porque os equipamentos de elevação podem manusear unidades maiores com maior facilidade (tais como vigas e enchimento de coberturas), permitindo assim uma maior rapidez de construção [109].

Outro aspeto relevante é a facilidade em transportar manualmente este tipo de betão, em oposição ao betão corrente, faz com que os trabalhadores diminuam os riscos com problemas de saúde (problemas osteoarticulares e de coluna) [60].

2.2.2.2 Melhoria ambiental

Na perspetiva ecológica e ambiental as vantagens residem na possibilidade de produção de agregados a partir de desperdícios industriais ou reciclagem de Resíduos de Construção e Demolição (RDC) [60] e o facto da estrutura interna do betão de agregados leves não ser densa, possibilita que os membros estruturais desta sejam facilmente deformados e destruídos. Permitindo, após a demolição a reciclagem e reutilização dos materiais [82].

Neste contexto, há que referir os agregados leves de argila expandida não contêm nem libertam, mesmo sob ação do fogo, sílica, substâncias fibrosas ou outros materiais nocivos [72].

2.2.2.3 Melhoria no isolamento térmico e acústico

A utilização de agregados leves no betão estrutural oferece um menor coeficiente de condutibilidade térmica e melhor amortecimento do som [59]. O isolamento térmico e acústico, que o betão de agregados leves proporciona, diminui os custos no isolamento [81]. O coeficiente de condutibilidade térmica $[W/(m \cdot ^\circ C)]$ diminui à medida que a densidade diminui (devido à presença de maior volume de ar e maior porosidade no interior do material) [39].

2.2.2.4 Maior resistência ao fogo

A produção de agregados leves é feita por um processo de cozedura a elevadas temperaturas (até 1200 °C), o que faz com que possuam uma resistência térmica considerável. Tais agregados são na sua maioria classificados como materiais incombustíveis (M0). Vários estudos realizados com paredes de alvenaria, maciças ou não, demonstram que os betões com agregados leves permitem um retardamento à propagação das chamas [81, 111].

Os agregados leves de argila expandida são praticamente indestrutíveis por ação do fogo, daí que sejam utilizados como matéria-prima em produtos resistentes ao fogo e também na proteção de estruturas metálicas bem como na proteção de pilares [72].

2.2.2.5 Maior durabilidade

O betão de agregados leves quando utilizado como betão estrutural possui propriedades como resistência e módulo de elasticidade adequados. As estruturas em que tais betões são utilizados, requerem em geral uma menor manutenção e têm um melhor desempenho [109].

Neste contexto, é de referir que os agregados leves de argila expandida não apodrecem, não se deterioram com o tempo, nem sob condições extremas de temperatura ou humidade. Estes agregados possuem uma alta resistência contra ácidos e solventes, mantendo as suas características inalteradas com o tempo. Também sob ação do gelo, estes agregados não sofrem fissurações, nem absorvem água [72].

Também a porosidade dos agregados leves fornece uma fonte de água para a cura interna do betão, o que proporciona uma melhoria contínua da resistência do betão e durabilidade, não excluindo a necessidade de cura externa [90].

2.2.2.6 Diminuição dos custos

Outra característica positiva deste tipo de betão é o facto de a sua densidade ser mais baixa que a do betão corrente, esta característica provoca uma diminuição do peso da estrutura, e conseqüentemente a redução das secções transversais dos elementos estruturais e das dimensões e carga das fundações. Isto conduz a ganhos em termos de espaço físico, reduzindo o custo final da obra [90, 101,109].

Silva [109] corrobora com os estudos supracitados, ao referir que nas estruturas mistas a redução do peso do betão permite o aligeiramento dos elementos metálicos, reduzindo os custos da estrutura. Nas estruturas pré-fabricadas, a redução do peso pode conduzir a uma redução significativa dos custos de transporte e montagem. Em ambos os casos a redução do peso da

estrutura também diminui o custo das fundações. Tal redução de esforços conduz a uma economia global da construção das estruturas em geral [109].

2.2.2.7 Outras melhorias

Os betões leves permitem imensas possibilidades de criação e diferenciação dos produtos da construção, em particular nas alvenarias onde se exige leveza, resistência e sustentabilidade ambiental [47, 115].

O baixo peso deste tipo de betão é favorável sobretudo em estruturas de grandes vãos, construções altas e terrenos de fundações de má qualidade [90, 109].

2.2.3 Desvantagens

Apesar das inúmeras vantagens, o betão de agregados leves também apresenta algumas desvantagens, em relação ao betão corrente, nomeadamente [109]:

- Limitação da resistência do betão de agregados leves pela resistência dos agregados de maiores dimensões, podendo este problema ser minorado através da utilização de agregados de menores dimensões ou então através da incorporação em pequena percentagem de agregados de densidade normal;
- O betão de agregados leves tem teores mais altos de cimento do que o betão corrente. Isso representa um custo adicional, tornando-o mais caro. Estes gastos adicionais podem ser compensados pela economia decorrente do menor peso próprio e da baixa condutibilidade térmica já mencionados anteriormente;
- Também a utilização de cimento com clínquer *Portland* aumenta as emissões de dióxido de carbono (CO₂) durante a produção deste tipo de cimento. Assim é importante considerar a utilização de adições e não apenas cimento *Portland*.

2.3 Tipos de agregados leves

Os betões leves podem ser executados só com agregados ultraleves ou leves, ou com uma mistura destes com agregados normais, em percentagens pré-determinadas [109].

A grande variedade de agregados leves permite o fabrico de vários tipos de betões leves, com diferentes características mecânicas e físicas, dependendo da matéria-prima e do processo de fabrico dos agregados leves [34]. Os agregados podem ser mais leves ou mais pesados, mais ou menos resistentes, etc. [109].

Neste domínio, é importante referir que as propriedades físicas e mecânicas dos agregados leves podem ser condicionadas por vários fatores. Por exemplo, alguns estudos revelam que a sinterização dos agregados leves através de arrefecimento rápido, pode induzir microfissuras [108], o que prejudica a microestrutura do agregado e altera as suas propriedades [16, 52, 122].

Assim, os grãos de agregado leve devem ter [34]: (a) baixa densidade, estrutura porosa, com o núcleo cerâmico sinterizado; (b) uma camada superficial densa contínua para inibir a entrada de água, e de natureza pozolânica para produzir uma forte ligação entre o agregado e o cimento; (c) uma forma quase esférica para melhorar as propriedades de betão fresco.

Os agregados leves incorporados na produção de betão leve podem ser classificados segundo a sua natureza em agregados orgânicos e agregados inorgânicos. Os agregados inorgânicos dividem-se em agregados naturais e artificiais, podendo ainda os primeiros subdividir-se em elaborados e não elaborados.

2.3.1 Agregados leves naturais

Os agregados leves naturais incluem normalmente a pedra-pomes, a perlite, a diatomite, a escória, as cinzas vulcânicas e os tufos, argila e a ardósia. À exceção de pedra-pomes, os restantes materiais passam por diferentes processos de condicionamento. Subsequentemente são submetidos a um tratamento térmico. No decorrer do tratamento térmico, em resultado de diferentes processos de decomposição, o gás formado no interior dos grânulos forma uma estrutura porosa [88, 109]. Como são encontrados apenas em algumas partes do mundo, os agregados naturais não são usados extensivamente. Este tipo de agregados permite obter betões com resistência moderada [109].

De seguida faz-se uma breve descrição de alguns agregados naturais, com características satisfatórias, para a realização de betão leve de elevado desempenho.

2.3.1.1 Pedra-pomes

A pedra-pomes é uma rocha de origem vulcânica, de natureza ácida e rica em sílica. É arrefecida rapidamente ao ar. Apresenta uma estrutura interior celular devido à existência de numerosas bolhas de gases que se desenvolveram quando é solidificada. O seu aspeto é rugoso, não vitrificado [14, 109].

O tratamento deste material consiste na manipulação mecânica, trituração e separação a fim de se obterem agregados. A pedra-pomes produz betões com massa volúmica entre 800 a 1800 kg/m³, com boas características isolantes, elevada absorção e grande retração [109].

A principal característica da pedra-pomes é a sua baixa densidade, podendo esta ser inferior à densidade da água. Esta propriedade confere à pedra-pomes a capacidade de ser a única rocha que flutua [14].

A durabilidade da pedra-pomes é confirmada através de construções com mais de dois mil anos de existência [51]. A sua utilização remonta à Roma antiga, tendo sido utilizada na produção de betões leves em coberturas e paredes nos edifícios Romanos. São exemplos da sua aplicação a cúpula do Panteão e o Coliseu em Roma.

Em Portugal Continental não é conhecida a utilização da pedra-pomes como agregado leve, enquanto no arquipélago dos Açores, devido à sua grande abundância, esta é incorporada no fabrico do betão leve.

2.3.1.2 Escórias vulcânicas

A escória é um material encontrado no interior das crateras vulcânicas, constituída por grãos com uma forma irregular e de reduzida densidade [46]. Com este agregado tem sido possível produzir betões leves com massas volúmicas entre os 1100 e os 1800 kg/m³ [109].

2.3.2 Agregados produzidos artificialmente

Os agregados leves utilizados no betão estrutural podem ser fabricados artificialmente a partir de materiais naturais, tais como as argilas, os xistos e as escórias expandidas. Segundo Silva [109], existem outros materiais naturais que são utilizados na produção de betões leves, tais como a vermiculite e a perlite. Esta última, às vezes, é usada em betões de resistência média.

O tipo de agregados leves utilizados está relacionado com os recursos disponíveis em cada país. Na Alemanha e Noruega os agregados leves mais frequentes são as argilas expandidas (*Liapor* e *Leca*), com grande variedade de resistências. Em Espanha e Portugal utilizam-se argilas expandidas (*Arlite* e *Leca*), as quais possuem uma gama de resistência mais limitada. Na Holanda e Reino Unido é comum utilizarem agregados leves feitos a partir de cinzas volantes (*Lytag* e *Ardelite*). Nos Estados Unidos usam-se vários tipos de xistos expandidos (*Stalite*, entre outros) [37].

Neste contexto, irão ser abordados alguns agregados leves produzidos artificialmente, dando-se particular ênfase aos agregados leves de argila expandida.

2.3.2.1 Vermiculite

A vermiculite é um mineral aluminossilicato que pertence à família dos filossilicatos. Apresenta uma estrutura cristalina lamelar com clivagem basal [83]. A nível mineral a vermiculite é um silicato composto principalmente por ferro, alumínio, magnésio [81, 83] e mica. Quando a vermiculite atinge temperaturas de cozedura entre os 900 e 1100 °C torna-se num mineral laminar, que expande até 30 vezes o seu volume inicial, por exfoliação das delgadas lâminas que a constituem. Em resultado, a baridade da vermiculite exfoliada é de 60 a 130 kg/m³ [81].

Das suas propriedades fazem parte os valores elevados de superfície específica e carga superficial, o que faz com que seja utilizado como adsorvente. Também possui grande capacidade de troca iónica [83]. O betão produzido com este material tem resistência muito baixa e retração muito grande, mas é um excelente isolante térmico [81].

A vermiculite é utilizada na construção em elementos prefabricados ou não, ou em aplicações onde se exige otimizar o comportamento térmico ou a proteção contra incêndios. Este mineral encontra-se disponível na América, em África e também na Europa junto dos Pirenéus. Em Portugal não há conhecimento da sua produção e aplicação [109].

2.3.2.2 Perlite

A perlite é um mineral de origem vulcânica, vítrea, muito leve e rica em sílica. Quando aquecida atinge rapidamente o ponto de fusão incipiente entre 900 a 1100 °C e expande. Ao expandir-se, há libertação de água sob a forma de vapor, formando um material celular com baridade compreendida entre 30 a 240 kg/m³. A estrutura interna é formada por capas concêntricas que apresentam alto teor de humidade (2% a 6%). O betão fabricado com este agregado tem uma resistência baixa e grande retração. Tem como vantagem ganhar presa de forma rápida permitindo um acabamento rápido. É utilizado a nível de isolamento térmico [109]. Este mineral encontra-se disponível em muitos países, sendo de destacar os Estados Unidos, Irlanda do Norte, Itália, Grécia, Japão e Nova-Zelândia.

2.3.2.3 Cinzas volantes

As cinzas volantes são um subproduto obtido das centrais termoelétricas, quando se queimam carvões pulverizados [50]. As cinzas volantes são obtidas por precipitação eletrostática ou mecânica das poeiras arrastadas pelos gases de combustão. São adições do tipo II, com propriedades pozolânicas, que só reagem na presença de hidróxido de cálcio e água [50].

Para a sua preparação como agregado leve, as cinzas volantes são humedecidas e colocadas num depósito rotativo, onde se agregam em pequenas partículas esféricas, que em seguida se

sinterizam a cerca de 1200 °C. Formam-se então nódulos porosos, duros, que são posteriormente britados e selecionados por dimensões [110].

Jo *et al.* [59] investigaram as propriedades do betão de agregados leves com incorporação de cinzas com ativação alcalina. A maior resistência à compressão foi de 33,9 MPa, para uma mistura com 10% de NaOH (hidróxido de sódio), 15% de silicato de sódio e 5% de MnO₂ (dióxido de manganês), após 24 horas de cura à temperatura ambiente e humidade de 50%. O betão de cinzas volantes endurecido foi granulado para produzir AFLA (*Alkali-Activated Fly Ash Lightweight Aggregate*) ou seja agregados leves de cinzas volantes com ativador alcalino. Os resultados revelaram que o betão AFLA exibiu uma resistência à compressão de 26,47 MPa, boa resistência ao congelamento-descongelamento e um teor de ar aprisionado de 6%.

2.3.2.4 Escórias de alto-forno expandidas

As escórias de alto-forno são rochas metamórficas, do tipo silicóticas, levemente ácidas, com teor em óxidos de cálcio (CaO) e magnésio (MgO). Têm na sua composição química dióxidos de silício (SiO₂), óxido de alumínio (Al₂O₃), CaO, MgO e óxido de ferro (Fe₂O₃) [87].

As escórias de alto-forno expandidas podem ser obtidas através de três métodos [109]:

- Processo do jato de água - uma pequena quantidade de água, sob a forma de *spray* entra em contato com a escória em fusão. Quando esta é retirada do alto-forno, gera-se vapor de água, expandindo a escória. Ao endurecer fica porosa, parecida com a pedra-pomes, mas com textura superficial escoriácea. Posteriormente é feita a britagem;
- Processo mecânico - a escória em fusão é misturada rapidamente com a água controlada, provocando no seu interior um aprisionamento de vapor, provocando reações químicas de alguns dos seus constituintes com o vapor de água. Posteriormente é feita a britagem;
- Processo de produção de escória expandida pelletizada - consiste num processo mais moderno que os anteriores. A escória em fusão tem bolhas de gás, é projetada através de um *spray* de água de modo a formar grânulos, que têm forma arredondada e uma capa lisa impermeável. Para se obter o agregado fino é necessário britar os grânulos, que perdem a sua capa impermeabilizante.

A baridade das partículas grossas é inferior a 800 kg/m³ e das finas a 1000 kg/m³. A absorção após 24 horas de imersão é de 19% a 25% do seu peso. As características da escória dependem do processo de arrefecimento, a microestrutura pode ser cristalina ou vítrea, com enormes implicações nos seus comportamentos e nas suas aplicações finais [87].

2.3.2.5 Xisto expandido

Os xistos carboníferos resultam da exploração de carvão das minas. Este material é altamente expansivo [37]. Os grãos resultantes apresentam forma irregular, textura porosa, semi-vitrificada e com uma resistência elevada. A forma dos agregados, mais ou menos esférica, depende do processo de fabrico, sobretudo se a britagem é anterior ou posterior à expansão dos grãos [109]. De uma forma geral, os xistos expandidos são um pouco mais pesados e resistentes do que as argilas expandidas.

O processo de preparação e expansão deste agregado é semelhante ao da argila expandida. A grande diferença reside na preparação da matéria-prima que habitualmente é por via seca, contrariamente à argila que é húmida. Posteriormente o xisto é seco, transformado em pó e misturado ou não com um agente expensor. Após esta fase é preparado como as argilas, ou seja, é misturado com água para formar uma pasta e depois expandido a uma temperatura mais elevada do que a da argila [81]. O xisto expandido apresenta uma baridade que varia entre 450 a 1050 kg/m³, pode ser incorporado em betões pouco resistentes destinados a isolamento, em betões mais pesados e mais resistentes com fins estruturais, em betões destinados ao prefabrico de blocos, painéis, etc. [109].

2.3.2.6 Argila expandida

A argila é um material muito abundante na crosta terrestre. Tem origem na decomposição das rochas feldspáticas, ocorrendo esta durante milhões de anos. É considerada um silicato de alumínio hidratado, composta por óxido de alumínio (Al₂O₃), dióxido de silício (SiO₂) e água. O mineral básico das argilas é a caulinite [99].

As argilas podem ser classificadas em duas categorias: argilas primárias e argilas secundárias ou sedimentares. As primeiras são formadas no mesmo local da rocha mãe, onde são pouco agredidas pelos agentes atmosféricos. Estas são compostas por partículas mais grossas e coloração mais clara, são pouco plásticas, porém possuem grande pureza e elevado nível de fusão. Um exemplo deste tipo de argilas é o caulino. As argilas secundárias ou sedimentares encontram-se mais longe da rocha mãe, são transportadas pela água, vento e os fenómenos de degelo. A água, em especial, tritura a argila em partículas de diferentes dimensões, fazendo com que as mais pesadas se depositem primeiro. As outras partículas vão-se depositando de acordo com o seu peso ao longo do percurso, as mais leves depositam-se nos locais onde a água não tem velocidade. As argilas secundárias são mais finas e plásticas que as primárias, no entanto podem conter impurezas ao se misturarem com outras matérias orgânicas [99].

Os agregados de argila expandida podem ser formados através de vários processos de fabrico, desde a preparação da matéria-prima até à cozedura. Podem ser produzidos através do tratamento térmico da matéria-prima, triturada e classificada granulometricamente, ou moída e

pelotizada, geralmente, em forno. Também podem ser obtidos por sinterização contínua [79, 92]. No processo de sinterização contínua os agregados de argila possuem uma massa específica entre 650 kg/m^3 e 900 kg/m^3 , enquanto os agregados produzidos em forno rotativo têm uma massa entre 300 kg/m^3 e 650 kg/m^3 [79].

Dependendo do processo de fabrico, a argila expandida pode apresentar-se tanto na forma angulosa como na forma esférica. A capacidade de expansão da argila depende principalmente das características granulométricas, das características químicas e da composição mineralógica da matéria-prima [96]. Exteriormente este material apresenta uma estrutura pouco rugosa, dura e de cor acastanhada. No interior da casca encontra-se uma estrutura alveolar que tem origem na formação de gases que se expandem no seu interior quando submetidas a altas temperaturas [77, 109]. Segundo Moravia [85], na análise por difração de raios X, a argila expandida apresenta um halo de amorfismo e evidencia a presença de fases amorfas, que são formadas durante o processo de fabrico.

Em Portugal, a argila comumente utilizada é a argila expandida do tipo LECA, a qual foi utilizada neste estudo. A argila expandida do tipo LECA pode ser utilizada no fabrico de betões leves estruturais com massa específica de 1400 a 2000 kg/m^3 [72].

2.4 Propriedades do betão com agregados leves

As propriedades do betão leve são fortemente condicionadas pelo tipo de agregados leves utilizados e pelo processo de produção, designadamente [77]:

- Pela menor rigidez relativa dos agregados leves face aos agregados naturais de densidade normal;
- Pela maior quantidade de cimento nos betões leves em comparação com um betão normal de igual resistência;
- Pela menor porosidade da pasta do cimento devido à baixa relação água/cimento;
- Pela permuta de humidade entre os agregados porosos e a pasta do cimento;
- Pela baixa condutibilidade térmica dos agregados.

As propriedades mecânicas e a durabilidade do betão de agregados leves está intimamente relacionada com a estrutura dos poros da matriz de betão [76]. As propriedades para caracterizar o betão com agregados leves são várias, incluindo: peso volúmico e resistência à compressão, trabalhabilidade, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, relações tensão-extensão [77], retração, densidade, durabilidade [87], coeficiente de dilatação térmica linear

[37], condutibilidade térmica, isolamento acústico [77, 85], resistência ao fogo [77, 85] e sísmica [40, 49]. De seguida irão ser exploradas as características mencionadas.

2.4.1 Resistência à compressão

Nas últimas décadas, tem sido cada vez mais comum a utilização de agregados de argila expandida em betão leve. Exemplo disso são os estudos de Silva *et al.* [110] sobre betão leve estrutural com agregados de argila expandida, os quais permitem inferir que é possível executar um betão de agregados leves (1600 kg/m^3) com o uso de agregados de argila expandida com características de resistência semelhantes ao betão corrente.

Os estudos de Moravia *et al.* [86] evidenciam que a argila expandida possui menor resistência à compressão em relação à brita calcária. No entanto, os estudos de Maycá *et al.* [78] demonstraram que é viável a produção de betão leve estrutural com a utilização da argila expandida em substituição total dos agregados grossos naturais.

Silva [109] menciona que a argila expandida afeta possivelmente a resistência mecânica do betão devido ao facto da argila expandida apresentar alta porosidade e absorção em relação aos agregados correntes. Desta forma, a água necessária para a hidratação dos compostos do cimento é absorvida pelo agregado se este for usado seco. Os ensaios experimentais realizados evidenciaram um comportamento frágil do betão, pois obteve-se rotura súbita dos provetes após se ter atingido a tensão máxima de compressão.

Moravia [85] verificou que o betão leve com agregados de argila expandida apresenta uma redução de 22% a 28% na resistência à compressão, quando comparado com o betão de referência. Para uma resistência estimada de 40 MPa aos 28 dias de idade, o betão de agregados leves apresenta uma resistência à abrasão ligeiramente maior em relação ao betão corrente. A aderência observada entre os poros da argila expandida e a argamassa pode ter compensado a menor resistência à compressão da argila expandida, resultando numa melhoria da resistência à abrasão do betão de agregados leves.

A massa volúmica e a resistência à compressão do betão de agregados leves são propriedades que se interligam. A sua aferição é essencial para a correta utilização do betão de agregados leves em estruturas. Neste pressuposto, a massa volúmica dos agregados deve constituir um fator de controlo na resistência à compressão do betão leve [60]. Esta evidência está relacionada com o mecanismo de resistência dos betões leves, o qual depende da resistência da matriz e do seu efeito de arco sobre os agregados [42]. Contudo, Jorge [60] menciona que a resistência à compressão dos betões com agregados leves também depende das características físicas e mecânicas dos agregados.

Lourenço *et al.* [77] referem que cerca de 70% do volume de um betão leve poderá corresponder à fração dos agregados leves. Normalmente estes agregados leves possuem massas volúmicas muito inferiores às do betão com eles produzidos. O aumento da massa volúmica da mistura (betão leve) deve-se ao facto de geralmente se substituir a fração de agregados leves finos por areia natural. A areia natural aumenta a trabalhabilidade da mistura, o que permite diminuir a água da amassadura, aumentando a resistência do betão.

Jorge [60], ao avaliar estruturas mistas de madeira e betão com agregados leves de LECA, verificou que a resistência à compressão ficou limitada a valores da ordem dos 30 MPa. No entanto, verificou ser possível atingir valores muito superiores recorrendo a outros agregados leves como a Arlita F5, que atinge uma resistência à compressão de 70 MPa com uma massa volúmica a rondar os 1800 kg/m³.

Moravia [85] refere que um betão de agregados leves apresenta uma redução de 22% a 28% na resistência à compressão comparativamente com um betão de referência com agregados normais. Para uma resistência estimada de 40 MPa, o betão de referência apresenta massa volúmica média igual a 2409 kg/m³, enquanto o valor médio obtido no betão de agregados leves é de 1645 kg/m³.

Estudos realizados por Vieira [116] demonstram que é possível obter-se betões com valores de resistência à compressão comparáveis aos do betão corrente, recorrendo a um maior consumo de ligante.

Segundo o EC2 [10], comparativamente a betões correntes da mesma resistência à compressão, a resistência à tração do betão de agregados leves apresenta valores inferiores, com uma redução em função da massa volúmica de 64%, 72% e 80% para betões das classes de massa volúmica D1,2, D1,4 e D1,6 respetivamente.

Bogas [30] ao analisar betões estruturais de agregados leves produzidos com LECA e Arlita, observou reduções de resistência face aos betões convencionais de igual composição, de 35 a 40% para as misturas com LECA e 13 a 18% nos betões com Arlita. Nos betões analisados verificou existir uma boa proporcionalidade entre a resistência e a razão W/C, quando esta razão varia entre 0,30 e 0,55. Contudo, o autor constatou que o aumento de resistência com a diminuição da razão W/C é menos acentuada nos betões estruturais de agregados leves do que nos betões de agregados de densidade normal, nomeadamente nos betões com maior porosidade. Bogas [30] confirmou que a resistência dos betões estruturais de agregados leves é condicionada não só pela compacidade da matriz, mas igualmente pela resistência dos agregados, sendo necessário obter correlações entre a resistência e a razão W/C para cada tipo de agregado.

Bogas [30] constatou ainda que devido à ação dos agregados, a evolução da resistência é pouco significativa a partir dos 28 dias, com grande percentagem da resistência final a ocorrer aos 7 dias. Ao contrário do que sucede com o betão normal, a resistência não é acompanhada pela

maturidade da argamassa. Verificou também existir uma boa correlação entre a resistência e a massa volúmica seca nos betões produzidos com o mesmo tipo de agregado.

Os estudos de Silva [109] também demonstram que a taxa de crescimento da resistência à compressão dos betões com agregados leves nas primeiras idades é superior à verificada para os betões de agregados normais, invertendo-se para maiores idades. O autor referenciado explica que este facto deve-se à reduzida resistência dos agregados leves que, face à solicitação da matriz, só têm capacidade de resistir até determinado nível de endurecimento desta.

Outros estudos, realizados com dois tipos de betão de agregados leves de argila expandida (LECA), demonstraram que os betões leves têm um maior coeficiente de endurecimento nas primeiras idades relativamente aos betões correntes. Este pressuposto é explicado pelas propriedades do cimento [15]. Com o tempo, este efeito é atenuado e os betões leves passam a apresentar um gradiente inferior de endurecimento, uma vez que não conseguem mobilizar resistência através dos agregados.

Rossignolo e Oliveira [101] verificaram que o aumento da dimensão máxima do agregado leve de argila expandida promove uma significativa redução do desempenho do betão em algumas propriedades, como a resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade. No entanto, os mesmos autores [101] verificaram que a adição de 10% de metacaulino, em substituição do cimento *Portland*, resultou numa melhoria significativa do desempenho da resistência à compressão, da resistência à tração por compressão diametral, da absorção de água por imersão e da carbonatação do betão de agregados leves. Esses resultados indicam que mesmo no betão de agregados leves em que o agregado é o principal fator limitador do desempenho da resistência mecânica do betão, as alterações promovidas pelo metacaulino na matriz de cimento resultam na melhoria de desempenho dessas propriedades.

Valente e Cruz [115] realizaram estudos de caracterização experimental de um betão leve de elevada resistência e verificaram que a resistência à tração por flexão e a energia de fratura foram inferiores à que seria de esperar para betões de densidade normal de igual resistência. No entanto, também é conhecido que o betão se torna mais frágil e menos deformável com o aumento da resistência à compressão [103].

Outros autores consideram que o aumento de poros na zona de interface agregado-pasta influencia a resistência deste tornando-o mais frágil e permeável a fluidos [76]. Também a espessura do recobrimento do betão, a macroporosidade e a percentagem de grãos quebrados afetam a resistência do betão [64].

Lo *et al.* [76] estudaram o efeito da absorção de água do agregado leve sobre a distribuição do tamanho dos poros na zona interface agregado-pasta. Os resultados indicaram que a percentagem de poros na zona interface foi muito mais elevada do que na argamassa de cimento endurecida. O betão que utilizou agregados com maior absorção de água produziu uma maior

percentagem de poros na zona interface. Para os agregados com absorção de 8,9% a 11%, a percentagem de poros variou entre 14,4% e 21,7%.

Lourenço *et al.* [77] mencionam que em muitos casos as resistências à tração são proporcionalmente mais elevadas para o betão de agregados leves do que para o betão corrente. Isto porque a aderência entre os agregados de betão leve e a pasta de cimento é favorecida pelas características superficiais destes elementos que conferem rugosidade regular com alguma porosidade, o que faz com que a água à superfície do agregado não seja em excesso, não interferindo na aderência pretendida.

Os resultados obtidos por Rossignolo [100], num estudo sobre o efeito do agregado leve de argila expandida na zona de transição agregado-pasta em betões leves estruturais, indicam que a zona de transição dos betões com argila expandida apresenta menor espessura, menor porosidade e teor de hidróxido de cálcio do que o observado no betão corrente, em função da diminuição da relação água/cimento da pasta nessa região ocasionada pela absorção de água do agregado.

Cui *et al.* [38] desenvolveram um estudo para avaliar a influência da fração de volume e propriedades gerais dos agregados leves no desempenho mecânico do betão com agregados leves. Os resultados dos testes indicaram que a fração de volume e as propriedades dos agregados leves têm uma grande influência nas propriedades mecânicas do betão. Foi apresentado um índice de forma dos agregados leves, uma vez que este tem uma grande influência nas propriedades mecânicas do betão com este tipo de agregados. Assim, o índice de forma deve ser tido sempre em consideração. Relativamente às fissuras, verificaram que quanto maior for o volume de agregados leves na mistura de betão, maior é a fragilidade das falhas no betão. Constataram também que, para forças semelhantes o betão com agregados leves é comparavelmente mais frágil do que o betão corrente.

Shah *et al.* [103], num estudo relativo a betões de alta resistência, concluíram que o betão se torna mais frágil e menos deformável com o aumento da resistência à compressão. Nesta medida, presume-se que o mesmo ocorra nos betões de agregados leves, em especial nos de resistências mais elevadas, para os quais a razão W/C é da mesma ordem de grandeza da obtida em betões de alta resistência com agregados correntes.

2.4.2 Trabalhabilidade

A trabalhabilidade do betão é influenciada pela granulometria dos agregados e pela razão água/cimento. Quanto menor for a granulometria dos agregados maior será a quantidade de água necessária para envolver a superfície dos mesmos [79, 85]. Por sua vez, a elevada absorção de água, quando não prevista, pode reduzir a trabalhabilidade do betão [109].

Bogas [30], num estudo relativo à caracterização de betões estruturais com agregados leves de

argila expandida verificou que a forma e textura das partículas têm influência essencialmente nas características na absorção do agregado, na compactidade da mistura e no comportamento do betão fresco (trabalhabilidade, colocação, acabamento, compactação). A existência de partículas partidas pode condicionar fortemente o índice volumétrico global do agregado. Neste estudo, verificou ainda que a percentagem de partículas com a película exterior alterada foi geralmente superior a 40%, tendo o autor concluído que, nesta situação, as partículas partidas tendem a governar as características de absorção do agregado e a reologia do betão fresco. Assim, considerou que a percentagem de partículas danificadas no agregado assume maior relevância na trabalhabilidade do que a maior ou menor esfericidade das partículas intactas.

No estudo acima referido, Bogas [30] constatou ainda que a absorção de agregados leves varia de forma aproximadamente logarítmica ao longo do tempo. Para os agregados analisados observou que após os primeiros três minutos a absorção foi superior a 50% da absorção registada ao fim de uma hora. Tal absorção corresponde essencialmente ao preenchimento dos poros superficiais e das fissuras das partículas.

2.4.3 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

O módulo de elasticidade estático ou módulo de deformação elástica é obtido a partir da inclinação da curva tensão-deformação, sob carregamento uniaxial de tração ou compressão [85]. Este depende das quantidades de pasta e de agregados.

O módulo de elasticidade em betões de agregados leves é em geral inferior ao dos betões normais com a mesma resistência à compressão [60]. Estudos realizados por Silva [109] demonstram que o módulo de elasticidade obtido para os betões de agregados leves é significativamente inferior ao do betão de agregados normais de igual resistência à compressão. O mesmo estudo revela que a razão entre o módulo de elasticidade do betão de agregados leves e do betão de densidade normal de igual resistência é da ordem de 0,64 a 0,79. As composições com mais dosagem de ligante apresentam valores bastante superiores às restantes para esta relação.

Quando os valores de resistência à compressão são superiores a 60 MPa, o valor do módulo de elasticidade do betão de agregados leves mostra-se cerca de 20% a 30% inferior ao observado para o betão corrente [83]. Outros autores mencionam que, nos betões leves com valores de resistência à compressão entre 20 e 50 MPa, normalmente o valor do módulo de deformação varia entre 50% e 80% do valor obtido para o betão com massa volúmica normal [33].

Neste contexto, também os estudos de Valente e Cruz [115] sobre a caracterização experimental de um betão de agregados leves de elevada resistência vão de encontro com os estudos anteriores, pois os módulos de elasticidade determinados são inferiores aos que seriam de esperar para betões de densidade normal de igual resistência.

De referir ainda os estudos de Ke *et al.* [64], os quais verificaram que o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão com agregados leves com densidade inferior a 1000 kg/m³ são muito afetados pela fração de volume dos agregados. No entanto, o aumento da fração em volume dos agregados com densidades de 1430 kg/m³ e 1570 kg/m³ diminui o módulo de elasticidade do betão, mas não diminui a resistência à compressão.

Moravia [85] menciona que o menor módulo de elasticidade do betão de agregados leves é devido ao menor módulo de elasticidade da argila expandida em relação ao da brita calcária ou do granito.

É possível estimar o módulo de elasticidade do betão de agregados leves através da Equação 2.1 sugerida por Lourenço *et al.* [77]. Na Equação 2.1 a soma de R_p e R_a é igual à unidade:

$$E_c = R_p \times E_p + R_a \times E_a \quad (2.1)$$

Onde:

R_p – volume em m³ da argamassa por cada m³ de betão;

R_a – volume em m³ dos agregados por cada m³ de betão;

E_p – módulo de elasticidade da argamassa;

E_a – módulo de elasticidade dos agregados.

O facto do módulo de elasticidade do betão de agregados leves ser inferior ao do betão corrente faz aumentar as deformações nas estruturas de betão de agregados leves em comparação com as de betão corrente, em particular em peças sujeitas a esforços de flexão [77]. Em peças de betão de agregados leves sob esforço de flexão simples, observa-se uma maior profundidade da linha neutra relativamente a peças similares de betão corrente [77]. Assim, é importante proceder-se a uma avaliação experimental do módulo de elasticidade em situações em que é importante a determinação rigorosa das deformações ou em situações em que a determinação dos efeitos das ações indiretas é determinante nas estruturas de betão de agregados leves. De referir ainda que a evolução do módulo de elasticidade com o tempo é idêntica à do betão corrente.

Neste estudo, o módulo de elasticidade do betão foi estimado através da expressão proposta pelo EC2 [10] (Equação 2.2).

$$E_{cm,j} = 22 \times \left(\frac{f_{cm,cyl}}{10} \right)^{0,3} \times \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (2.2)$$

sendo E_{cm} o módulo de elasticidade secante, $f_{cm,cyl}$ a resistência à compressão média em cilindros e ρ (kg/m³) a massa volúmica seca em estufa de acordo com a Secção 4 da EN 206-1 [11].

Em relação ao coeficiente de Poisson do betão de agregados leves em fase não fendilhada, este tem um valor idêntico ao do betão corrente. Em flexão verifica-se que este valor situa-se entre 0,14 e 0,27, considerando-se o valor médio 0,20 [77].

2.4.4 Relações tensão-extensão

As estruturas devem não só proporcionar uma resistência adequada, mas também assegurar ductilidade adequada em condições de sobrecarga. A ductilidade pode ser definida como a propriedade de um elemento de sustentar a deformação elástica, nas zonas de plastificação das barras de reforço, sem que sofra uma perda substancial de capacidade de suporte de carga. Esta importante propriedade está diretamente relacionada com a capacidade de redistribuição de forças internas e com segurança estrutural e irá ser abordada no Capítulo 3.

Os estudos sobre a flexão ainda não determinaram como a resistência do betão afeta a ductilidade. Alguns autores, Ahmad e Barker [17], Shehata e Shehata [105], observaram uma perda de ductilidade nas vigas com o aumento da resistência do betão à compressão. Outros estudos de Pastor *et al.* [94], Shin *et al.* [106], Bernardo e Lopes [23, 24] observaram o contrário. No entanto, todos os estudos acima mencionados concordam que a ductilidade diminui à medida que a taxa de armadura longitudinal de tração aumenta.

Segundo Lourenço *et al.* [77], para valores crescentes da classe de resistência, a extensão correspondente à tensão máxima aumenta. Da mesma forma, a inclinação do ramo descendente das curvas tensão-extensão aumenta com a resistência. A extensão correspondente à carga máxima, sob compressão simples, situa-se entre os 2% e 3,5%.

De referir também que o betão de agregados leves, quando sujeito à flexão, após ter atingido a resistência última, apresenta um ramo decrescente mais íngreme que o do betão corrente [77]. Este facto pode ser atenuado se parte do agregado leve fino for substituído por areia natural, o que faz com que haja um aumento do módulo de elasticidade [77].

A aderência entre a pasta e os agregados é influenciada de forma positiva pela pequena diferença que existe entre os módulos de elasticidade dos agregados de betão leve e os da sua pasta de cimento. Esta situação evita a microfissuração precoce do betão.

O EC2 [10] define classes de resistência não superiores à classe LC50/55, e propõe a utilização de uma relação tensão-extensão de cálculo, em que a tensão máxima é atingida aos 2% e a extensão final depende da classe de densidade de betão, podendo variar entre 2,9% a 3,3%. Em betões de classes superiores à classe LC50/55, a extensão correspondente à tensão máxima aumenta até 2,5%, e o patamar plástico é encurtado até ao seu desaparecimento.

2.4.5 Retração

A retração é definida como a variação da dimensão de um material (diminuição da dimensão) no tempo, independentemente do seu estado de tensão (o fenómeno ocorre na ausência de variações de temperatura e de tensões aplicadas) [18, 111]. Este fenómeno é uma das principais causas da fissuração do betão e está associado à sua durabilidade.

No betão de agregados leves a retração depende da porosidade dos agregados e da sua capacidade de absorção de água. No entanto há um aspeto que pode retardar a retração, a transferência de humidade entre o agregado e a pasta do cimento [77].

Estudos realizados por Jorge [60] demonstram que, numa primeira fase, o gradiente de retração do betão de agregados leves é inferior ao do betão corrente, posteriormente ocorre uma inversão desta tendência. As extensões totais de retração do betão de agregados leves, dependentes do tipo de agregado e do seu teor de água inicial, geralmente excedem as extensões de retração do betão corrente, com a mesma resistência à compressão, até 50%.

Neste contexto, o EC2 [10] divide a origem da retração do betão em dois tipos: retração por secagem e retração autogénea. A primeira é devida a uma perda de água do betão para o meio exterior e inicia-se assim que as superfícies do betão se encontram expostas ao meio ambiente. Este processo desenvolve-se lentamente, em função da espessura do elemento, ao longo de anos, mais lentamente em betões com reduzida permeabilidade [77]. A segunda está relacionada com a fixação de moléculas de água para as reações de hidratação do cimento, independentemente de quaisquer trocas hídricas com o meio ambiente. Este fenómeno dá-se rapidamente durante os dias seguintes à betonagem e, consoante a composição do betão, 60% a 90% do seu valor total ocorre até aos 28 dias [77]. A retração autogénea do betão corrente é superior à do betão de agregados leves. Isto deve-se à capacidade de absorção de água dos agregados leves durante o processo de fabrico. Posteriormente os agregados leves podem dispensar parte dessa água durante o processo de endurecimento do betão. Assim, os agregados leves abrandam os valores de retração do betão leve, devido à sua excessiva porosidade [60].

Na prática o gradiente de retração do betão de agregados leves é, numa primeira fase, inferior ao do betão normal, havendo posteriormente uma inversão desta tendência. No entanto, as extensões totais de retração do betão de agregados leves, muito dependentes do tipo de agregado e do seu teor de água inicial, excedem normalmente as extensões de retração de um betão normal com a mesma resistência à compressão. Os valores podem ser até 50% superiores [60].

Valente e Cruz [115], ao fazerem a caracterização experimental de um betão leve de elevada resistência, verificaram valores de retração superiores aos esperados.

2.4.6 Fluência

Ao comparar-se o betão de agregados leves com o betão corrente, verifica-se que o betão de agregados leves apresenta uma menor relação água/cimento, conduzindo a uma menor porosidade da pasta de cimento, o que conduz a menores deformações por fluência [77]. A deformação por fluência de um betão leve é inferior ou, no limite, igual à de um betão corrente, com igual resistência [77].

2.4.7 Massa volúmica

A redução da densidade de um betão pode ser obtida através da utilização de agregados leves [113].

O EC2 [10] e a EN 206-1 [11] classificam a densidade do betão leve em várias classes: D1,0; D1,2; D1,4; D1,6; D1,8 e D2,0 (apresentadas no Quadro 2.1). No mesmo quadro estão indicados os valores limites inferior e superior da massa volúmica de cada classe, sendo fornecidas os valores para betão leve simples e betão leve armado correspondentes, considerando percentagens normais de armadura.

Quadro 2.1. Classes de densidade e correspondentes valores de dimensionamento das massas volúmicas do betão leve de acordo com o EC2 [10] e a EN 206-1 [11]

Classe de densidade		D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
Massa volúmica do betão seco em estufa (kg/m ³)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Massa volúmica (kg/m ³)	BL simples	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	BL armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Um betão com uma massa volúmica entre 1601 kg/m³ e 1800 kg/m³ pertence à classe de densidade 1,8, sendo o valor de dimensionamento da massa volúmica do betão leve simples, 1850 kg/m³ e, armado, 1950 kg/m³.

2.4.8 Durabilidade

A durabilidade é vital para estruturas de betão e, se garantida, permite diversas aplicações para o betão. Quando realizado um controle tecnológico, o betão torna-se um material estável e pode resistir à deterioração por muitas décadas [85].

A durabilidade do betão é determinada pela sua permeabilidade a longo prazo. Esta é vulnerável e sensível à água e substâncias prejudiciais que ela contém, o que provoca a deterioração do betão e do reforço. A interface entre o agregado e a matriz de cimento influencia as propriedades do betão, tais como rigidez, resistência e durabilidade [67].

Existem várias causas de deterioração do betão resultantes da ação de um ou mais agentes físicos, químicos ou mecânicos. Estes exercem a sua atividade por meio de mecanismos de degradação, reduzindo o desempenho e a vida útil do betão [85].

De entre os agentes físicos existem várias causas de deterioração: a) deterioração por desgaste superficial, b) deterioração por cristalização dos sais nos poros e c) deterioração por ação do congelamento.

A deterioração física do betão está relacionada com esforços expansivos, que provocam fissuras e posteriormente podem conduzir à deterioração química.

Por sua vez, a deterioração química é a mais frequente. As causas mais comuns da deterioração química podem ser várias, tais como: i) deterioração por ação dos sais dos ácidos, ii) reação álcali-agregado [85] e iii) carbonatação.

Assim, a durabilidade do betão de agregados leves pode ser observada por meio da análise da absorção de água por imersão e da carbonatação. Neste contexto, os estudos de Rossignolo e Oliveira [101] demonstram que a adição de metacaulino resulta num aumento da durabilidade do betão de agregados leves.

Lourenço *et al.* [77] referem que o betão de agregados leves possui uma baixa relação água/cimento, o que restringe a porosidade da pasta de cimento, melhora a proteção e retarda a carbonatação. No entanto, a porosidade dos agregados permitem uma difusão dos gases no seu interior o que facilita a penetração do dióxido de carbono.

Kockal e Ozturan [66] avaliaram a influência nas propriedades mecânicas e na durabilidade usando agregados leves de cinzas volantes sinterizados, agregados leves de cinzas volantes ligados a frio e agregados de massa volúmica normal. Os resultados obtidos a partir de testes de corrosão acelerada foram consistentes, indicando que os betões com agregados leves de cinzas volantes e o betão com massa volúmica normal têm ambos alta resistência aos ciclos de congelação/descongelação, com um fator de durabilidade mínimo de 86%.

Estudos realizados por Elsharief *et al.* [41] indicaram que a redução da espessura da zona de transição pasta de cimento/agregado melhora o desempenho das propriedades relacionadas com a resistência mecânica e a durabilidade do betão de agregados leves. Pois, como já foi referido anteriormente, a macroporosidade na zona de interface do betão influencia a resistência deste,

tornando-o mais frágil, devido à maior porosidade e baixa resistência dos agregados e aumento da permeabilidade de fluidos [66, 76, 114].

Os estudos de Correia *et al.* [35] demonstram que a utilização de agregados grossos cerâmicos como substitutos de agregados pétreos absorve uma maior quantidade de água. A durabilidade destes betões poderá revelar-se a sua principal insuficiência, uma vez que a absorção de água, quer por imersão, quer por capilaridade, aumenta de forma bastante regular com a percentagem de agregados cerâmicos na composição. Existirá por isso uma maior facilidade na penetração de eventuais agentes agressivos do meio ambiente para o interior destes betões. No entanto, em elementos não armados, poderá não ser condicionante.

Existem vários casos de sucesso da exposição de betão de agregados leves a ambientes extremamente agressivos, nomeadamente a localização em ambiente marítimo. O facto de os agregados terem grande porosidade não afeta necessariamente a durabilidade do betão desde que a matriz envolvente aos agregados seja de grande qualidade. Alguns estudos referem mesmo que, quando a matriz é de grande qualidade, a porosidade dos agregados pode influenciar de forma positiva a permeabilidade ao oxigénio e a absorção capilar [116].

Holm e Bremner [54] investigaram várias estruturas de betão de agregados leves expostas a ambientes marítimos durante um período de mais de 60 anos e constataram que o agregado leve apresentava boa aderência à pasta e que a quantidade de sílica presente na interface pasta/agregado era maior do que a presente na pasta de cimento.

Os estudos de Jorge [60] revelam que o betão leve de agregados de argila expandida tem maior capacidade em absorver pequenas deformações como as causadas pela retração. Isto acontece porque as tensões internas diminuem reduzindo a formação de microfissuras no betão, o que contribui para uma maior durabilidade do betão de agregados leves, quando comparado ao betão corrente.

2.4.9 Coeficiente de dilatação térmica linear

O coeficiente de dilatação térmica linear do betão depende dos coeficientes de dilatação e dos modos de elasticidade dos materiais constituintes, da proporção em volume da argamassa e dos agregados, do conteúdo de humidade e da temperatura do betão [77].

2.4.10 Condutibilidade térmica e isolamento acústico

A condutibilidade térmica de um material poroso depende essencialmente da sua densidade aparente e do seu teor de humidade. Estudos realizados por Lourenço *et al.* [77] demonstram

que o coeficiente de condutibilidade térmica de um betão de agregados leves é cerca de um terço do coeficiente de um betão corrente, com teor de humidade de 5%.

O betão de agregados leves de argila expandida proporciona uma barreira térmica adicional comparativamente ao betão corrente, cujo coeficiente de condutibilidade varia entre os 1,4 e 1,75 W/(m.°C). A argila expandida é um material com um coeficiente de condutibilidade térmica reduzido (0,10 a 0,13 W/(m.°C)). O aumento do teor de argila expandida no betão diminui a sua condutibilidade, atingindo-se valores da ordem de 0,25 W/(m.°C) para teores elevados de agregado leve [99]. Estudos realizados por Moravia [85] demonstram que o betão de agregados leves apresenta maior resistência térmica em relação ao betão corrente.

2.4.11 Resistência ao fogo

Em relação ao fogo, o betão leve estrutural é em geral mais resistente que a maioria dos betões, devido à ação combinada de três fatores: menor condutibilidade térmica, menor coeficiente de dilatação térmica e grande estabilidade dos agregados para temperaturas até 1200 °C [40, 89, 99]. No entanto as elevadas temperaturas de um incêndio podem prejudicar a resistência do betão e comprometer a estrutura do edifício [48, 58, 68].

Go *et al.* [49] estudaram a resistência ao fogo de paredes reforçadas com betão de agregados leves e paredes construídas com betão corrente. Os resultados da pesquisa mostraram que em termos de rigidez e ductilidade a parede de betão com agregados leves tem uma maior resistência ao fogo em relação à parede feita com betão corrente. Isto revela que o comportamento estrutural da parede com reforço de betão com agregados leves, depois do ensaio de resistência ao fogo, é superior à das paredes com betão corrente, sob as mesmas condições de ensaio.

2.4.12 Resistência sísmica

Em muitos países os danos estruturais causados pelos sismos provocam um grande impacto económico e flagelo social. Neste sentido, a comunidade científica tem mostrado grande interesse por esta temática.

As estruturas construídas com betão de agregados leves apresentam um menor peso estrutural. O baixo peso da estrutura, resulta numa menor massa inercial que origina uma menor força sísmica em virtude das acelerações induzidas pelo sismo [40]. Também a capacidade de amortecimento do betão com agregados leves é superior, o que pode reduzir a resposta dinâmica da estrutura. Há poucas dúvidas de que o betão de agregados leves tem uma resistência sísmica maior que o betão corrente, sob as mesmas condições [104, 121].

2.5 Aplicações estruturais

O betão de agregados leves é cada vez mais utilizado em estruturas, designadamente: edifícios de grande altura, pontes, elementos pré-fabricados, plataformas de *Offshore* e outras aplicações. De referir o potencial deste tipo de betão para o desempenho da estrutura nas fases de projeto, de construção e durante a vida útil da estrutura.

2.5.1 Edifícios de grande altura

Um tipo de estruturas onde o betão de agregados leves é utilizado é nos edifícios de grande porte [80], uma vez que o betão de agregados leves permite uma redução substancial do peso próprio da estrutura, conseguindo-se o aligeiramento dos elementos estruturais em relação ao que seria necessário com a utilização de betão de densidade normal.

Os exemplos da utilização do betão de agregados leves em edifícios de grande altura são vários, sendo de realçar o edifício da sede do *Standard Bank*, na África do Sul. Os pisos deste edifício encontram-se em consola sobre um núcleo resistente central e suspensos através de tirantes nas extremidades. Este tipo de betão permitiu a redução de pilares, não só nos pisos, mas também no rés-do-chão [60].

Outro exemplo de aplicação deste tipo de betão ocorreu em 1989 em Madrid (Espanha), na construção da Torre Picasso (Figura 2.4), projetada pelo arquiteto Minoru Yamasaki. Esta torre possui 45 andares, com lajes executadas com cerca de 10000 m³ de betão bombeado até uma altura de 145 m [12, 60]. Na construção desta torre foi utilizada Arlita F-7, com uma baridade de 750 kg/m³, uma massa volúmica do grão de 1380 kg/m³ e uma granulometria compreendida entre 3 e 8 mm. Para garantir a bombagem, este material foi pré-molhado até cerca de 40% do seu peso. A sua composição incluiu: cimento CEM I (320 kg/m³), cinzas volantes (120 kg/m³), areia (900 kg/m³), Arlita (345 kg/m³), água (190 kg/m³ para a amassadura e 138 kg/m³ na pré-molhagem) e agente de coesão (0,3 kg/m³). O betão de agregados leves apresentou uma classe de consistência S4, classe de densidade D2,0 e classe de resistência LC20/22 [77].

Outra aplicação semelhante à anterior foi executada na estrutura da cobertura da aerogare do Aeroporto Internacional de Washington (EUA), a qual constituiu uma das estruturas mais emblemáticas do betão estrutural, com um vão livre de 195 metros. O betão possuía uma massa volúmica de 1760 kg/m³ e resistência à compressão de 28 MPa. Foi colocado em painéis pré-fabricados suspensos em cabos de pré-esforço ancorados nos pilares laterais em betão armado normal [60].



Figura 2.4. Torre Picasso, Madrid

Em Portugal, também existe aplicação deste tipo de betão no Pavilhão de Portugal na Expo98, em Lisboa. A estrutura, executada com betão de agregados leves, possui uma membrana parabólica com 20 cm de espessura e uma dimensão em planta de $65 \times 50 \text{ m}^2$, suspensa por cabos de aço ancorados lateralmente em paredes de contraforte (Figura 2.5). O volume de betão utilizado foi de 750 m^3 , com uma resistência característica à compressão de 30 MPa e uma massa volúmica de 1835 kg/m^3 antes da bombagem [77].



Figura 2.5. Membrana parabólica em betão de agregados leves - Pavilhão de Portugal

2.5.2 Pontes

Uma das áreas também frequente de aplicação de betão de agregados leves é na construção de tabuleiros de pontes [80]. As principais razões para a sua aplicação neste campo incluem: a redução da massa volúmica do betão, a diminuição das cargas nas fundações e dos esforços na estrutura, e a redução das forças sísmicas devido à redução da massa inercial.

Segundo o Manual Técnico da Arlita [20], em pontes de 50 m de vão a utilização de betão de agregados leves permite uma redução do peso próprio da estrutura na ordem dos 18% e para vãos de 100 m a redução é de 24%.

A primeira ponte do mundo executada em betão de agregados leves foi no Porto Alemão de Wiesbaden-Schierstein. O método construtivo consistiu em avanços sucessivos (estrutura em consola), alcançando um vão livre de 96,4 m [60].

A Noruega é um País que possui várias pontes em betão de agregados leves. Por exemplo, a New Eidsvoll Bridge (Figura 2.6) construída nos anos de 1991 e 1992. Esta ponte foi desenvolvida totalmente numa curva com raio constante de 278 m [2]. A ponte apresenta uma extensão total de 320 m repartidos por vãos de 40 m. Foi utilizado um betão de agregados leves com resistência característica de 62,2 MPa, módulo de elasticidade de 21,2 GPa e massa volúmica média de 1880 kg/m³. A escolha de um betão leve na superestrutura foi justificada pela necessidade de reduzir o peso próprio, de forma a aliviar as cargas nas fundações. A baridade do agregado utilizado foi de 750 kg/m³ e a massa volúmica do grão de 1300 kg/m³ [77].

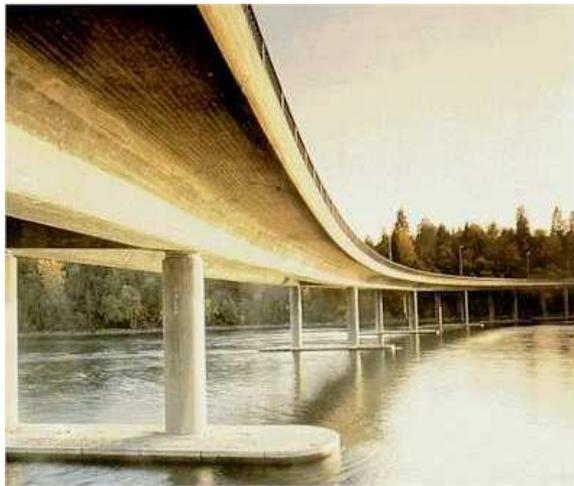


Figura 2.6. Ponte New Eidsvoll Bridge, na Noruega [109]

A ponte de Stolma, construída em 1998, constitui um recorde mundial no vão livre de pontes em caixão, com 301 m. Nesta estrutura o betão de agregados leves foi utilizado só no vão central, sendo da classe LC60 [60].

Também a ponte Nordhordland (Figura 2.7), é um exemplo da aplicação deste tipo de betão. Esta ponte tem uma parte flutuante e outra parte atirantada. O comprimento total da ponte é de 1615 m, apresentando a parte flutuante um comprimento de 1246 m. A zona atirantada apresenta um vão de 163 m e um canal para passagem de barcos de 50 x 32 m². Esta ponte foi realizada com um betão de agregados leves da classe LC55/60, com massa volúmica de 1899 kg/m³, e a parte flutuante desenvolve-se em curvatura horizontal com raio de 1700 m e com 1246 m de comprimento (11 vãos). Foi executada com um betão de agregados leves de resistência à compressão de 64 MPa e 1930 kg/m³ de massa volúmica [45].



Figura 2.7. Ponte Nordhordland, na Noruega [109]

De referir ainda a ponte Grenland na Noruega, realizada com betão leve de agregados de argila expandida. É uma ponte atirantada, com o tabuleiro misto de aço/betão na superestrutura principal. O seu comprimento total é de 608 m, o vão principal é um canal de navegação com 350 x 50 m². Para reduzir o peso próprio do tabuleiro foi utilizado LC55/60 de massa volúmica 1900 kg/m³ [45].

2.5.3 Elementos pré-fabricados

Nos últimos anos o pré-fabrico de elementos em betão de agregados leves tem vindo a aumentar [32]. Atualmente, o betão de agregados leves com resistências entre os 35 e 55 MPa tem sido utilizado no pré-fabrico de blocos de alvenaria, vigas em L, retangulares ou em caixão, painéis e lajes alveolares, bancadas e degraus de estádios, etc. [110].

Na reabilitação de edifícios e no reforço sísmico de estruturas os blocos pré-fabricados de betão de agregados leves apresentam grande viabilidade de aplicação [93]. As vigas pré-fabricadas de betão de agregados leves têm sido utilizadas na construção de estádios, designadamente em Inglaterra. Um exemplo dessa aplicação é o estádio de Newcastle (Figura 2.8), onde foram utilizadas vigas pré-fabricadas na cobertura com um comprimento de 31,5 m. Na extremidade livre das vigas, numa extensão de 23,5 m, foi usado um betão LC70/77 com uma massa volúmica

de 1950 kg/m^3 . Foi obtida uma redução de 22% do peso da estrutura e uma economia no custo da obra [37]. Outro exemplo são os parques de estacionamento americanos executados com vigas de betão de agregados leves pré-fabricadas, com vãos de 15 a 20 m e cujas massas volúmicas secas rondam os 1850 kg/m^3 [37].



Figura 2.8. Estádio de Newcastle, na Inglaterra [109]

2.5.4 Plataformas de *Offshore*

Na construção de estruturas flutuantes e portuárias, tem sido utilizado betão leve de elevado desempenho, uma vez que proporciona melhoria das características de flutuação durante o transporte e utilização [63, 118]. A construção das plataformas flutuantes é frequentemente executada em estaleiro, sendo posteriormente trasladadas para o local pretendido. Desta forma, é necessário reduzir o seu peso, daí a necessidade de durante a sua conceção recorrer integral ou parcialmente a betões de agregados leves [19].

Uma das obras mais significativas neste domínio é a plataforma Troll (Figura 2.9), na Noruega [37]:

- Constitui atualmente a maior e mais pesada plataforma *offshore* do mundo (472 m de altura e 10050000 kN de peso, incluindo balastro);
- Atualmente é a quarta maior estrutura feita pelo homem e a maior estrutura móvel alguma vez construída;
- Foi construída para durar 70 anos, numa zona com uma profundidade de 300 m e com ondas de até 30 m;
- O peso da estrutura de betão é de 656000 toneladas;
- O volume de betão é de 245000 m^3 (que corresponde a cerca de 215000 sapatas de edifícios correntes) e 100000 toneladas de armaduras (que corresponde aproximadamente 15 vezes a Torre *Eiffel*);
- Foram usadas 230000 toneladas de brita e 215000 toneladas de areia;

- O betão usado nesta plataforma tinha uma massa volúmica de 2250 kg/m^3 e uma tensão característica aos 28 dias, medida em cubos com 100 mm de aresta, de 75 MPa.



Figura 2.9. Plataforma Troll, na Noruega [109]

2.5.5 Outras aplicações

O betão de agregados leves tem tido outros campos de aplicação designadamente: obras de reabilitação, pavimentos, reforço dos edifícios, revestimentos, contentores de fluidos, barragens, piscinas, depósitos, entre outras.

A utilização mais frequente deste tipo de betão como já foi mencionado anteriormente é em obras de reabilitação e pavimentos, devido às suas características leves, de isolamento térmico e acústico. A maior parte dos pavimentos de edifícios podem ser construídos com recurso ao betão de agregados leves para o enchimento de pisos ou revestimento dos mesmos [96].

Vários exemplos podem atestar a aplicação dos agregados leves de argila expandida: em isolamento térmico [60, 85], aterros de estradas, muros de suporte, taludes, enchimento em túneis e cavidades subterrâneas e outras aplicações geotécnicas devido não só à sua leveza mas também resistência. Estes tipos de agregados permitem também a criação de zonas de drenagem de águas fluviais e isolamento de telhados [72].

Os betões leves também podem ser utilizados em estruturas de contenção de fluidos, pois apresentam baixa fissuração, adequada elasticidade e uma adequada impermeabilidade à passagem de substâncias químicas solúveis em água [110].

Em alguns países os agregados leves são utilizados em superfícies de asfalto. As vantagens da sua utilização são várias, tais como: diminuição do tempo de travagem devido à rugosidade do pavimento, aumento da durabilidade da estrada, diminuição dos danos causados aos veículos, aumento da resistência ao gelo/degelo [20, 62]. Em estradas suscetíveis a ambientes de geada, a argila expandida devido às suas propriedades de isolamento mostra-se eficaz [62].

3 Ductilidade e capacidade de rotação

3.1 Introdução

Até ao século XIX, o dimensionamento de estruturas de betão armado era efetuado de forma empírica, baseado em ensaios realizados à escala real ou reduzida dos seus elementos. No entanto, no início do século XX, engenheiros franceses, desenvolveram equações de dimensionamento para esforços normais às secções transversais assumindo um comportamento linear elástico para os materiais de betão e aço, e desprezaram a resistência do betão à tração. Mais tarde foram desenvolvidas as teorias da resistência dos elementos de betão armado sujeitos a esforços normais as quais ainda são utilizadas [56].

Nos elementos de betão armado, quando sujeitos a esforços, para que a estrutura não sofra uma rotura frágil e prematura, é necessária uma redistribuição de esforços internos entre as secções do mesmo elemento e/ou elementos adjacentes, ou seja, é necessário que os elementos possuam ductilidade suficiente nas zonas com comportamento elásto-plástico [22].

Assim, o dimensionamento das estruturas de betão à flexão tem por princípio as distribuições elásticas dos esforços atuantes, o que implica a consideração de tensões últimas no cálculo dos esforços resistentes que envolvam deformações nos materiais, muito além do campo elástico [102].

Neste capítulo é apresentado o conceito de ductilidade nas estruturas e alguns elementos necessários para aplicação desta teoria no domínio do betão armado.

3.2 Ductilidade e capacidade de rotação das estruturas em betão armado

Segundo Bernardo [22] a ductilidade pode ser definida como a capacidade que um material, secção, elemento estrutural ou estrutura tem para sofrer uma deformação plástica excessiva sem uma grande perda da resistência. O mesmo autor refere ainda que uma estrutura dúctil tem a capacidade de sustentar deformações inelásticas sem um decréscimo substancial da capacidade de carga. Esta propriedade está diretamente relacionada com a segurança estrutural e a capacidade de redistribuição de esforços internos sobretudo nos elementos estruturais contínuos, pelo que deve ser tida em conta durante a fase de projeto das estruturas [22].

A ductilidade é necessária em vários casos, conforme mencionado no *Bulletin 242* do CEB [4], tais como: a) para avisar os utilizadores que determinada estrutura pode entrar em colapso, por

meio de grandes deformações; b) para o dimensionamento linear elástico, com ou sem redistribuição de momentos fletores, através da garantia da formação de rótulas plásticas; c) para o dimensionamento elásto-plástico das estruturas; d) para o dimensionamento através de modelos de campos de tensões (modelos de escoras e tirantes e treliça de Mörsch); e) para ajustar de forma adequada as deformações impostas (efeitos diferidos, deslocamentos inesperados); f) para redistribuir esforços em caso de incêndio; g) para que a estrutura resista sem colapsar a forças locais de impacto ou acidentais, sendo que uma estrutura dúctil tem a capacidade de dissipar a energia transmitida por um sismo.

Antes de ocorrer a rotura efetiva de uma estrutura, os elementos dúcteis mostram sinais separados de incapacidade tais como deformações excessivas e elevado grau de fendilhação. Este aspeto permite fornecer alertas na fase de cedência do elemento. Assim, é necessário que as rótulas plásticas, ou seja as zonas plastificadas dos elementos estruturais, tenham a capacidade de rotação para que após o início de fendilhação do betão, a estrutura possa continuar a receber carga [22].

As regiões das rótulas plásticas desenvolvem-se nos pontos de momentos máximos e causam uma alteração no diagrama dos momentos elásticos. Como resultado ocorre uma redução nos valores dos momentos negativos das regiões das rótulas plásticas e um acréscimo nos valores dos momentos positivos a partir dos calculados para uma análise elástica. Desde que os momentos negativos sejam determinados para um arranjo de carga e os momentos positivos para outro (utilização da metodologia de cálculo designada por “alternância da sobrecarga”), cada secção tem uma reserva de capacidade que não é completamente utilizada por qualquer condição de carga. As rótulas plásticas permitem a utilização da capacidade total de mais secções transversais de um elemento sujeito à flexão para as cargas últimas, uma vez que as redistribuições de esforços resultantes encaminham os esforços internos para outras secções [22].

Assim, para se garantir um adequado nível de ductilidade, é importante que todo o elemento estrutural esteja corretamente armado no que se refere à quantidade e disposição das armaduras, devendo para tal respeitar as disposições prescritas nos documentos normativos. Não esquecendo que para que uma estrutura possa continuar a receber carga, é necessário que as rótulas plásticas tenham capacidade de rotação. Esta pode ser referida em termos de capacidade de rotação disponível ou capacidade de rotação requerida. A capacidade de rotação disponível é a máxima capacidade de rotação de um elemento estrutural. Enquanto, a capacidade de rotação requerida consiste na rotação plástica mínima necessária à formação de um mecanismo de rotura [102]. As capacidades de rotação disponível e requerida dependem de vários fatores, tais como: materiais, geometria e carregamento. [102].

3.2.1 Parâmetros que influenciam a capacidade de rotação requerida e capacidade de rotação disponível

A capacidade de rotação requerida é calculada através modelos de estruturas correntes estaticamente indeterminadas, tais como modelos numéricos não lineares. Nestas estruturas é realizada uma análise não linear do material com cargas sucessivamente crescentes até à rotura. Neste instante avalia-se a rotação plástica máxima nas secções críticas que teve de ocorrer para que o mecanismo se forme [102].

A capacidade de rotação supracitada depende de alguns parâmetros, tais como: rigidez à flexão (em cada secção da viga e em cada momento do carregamento), a esbelteza e a geometria do elemento, o sistema estático, o tipo de carregamento e o fator de redistribuição [102].

No cálculo não linear o fator mais importante é a variação da rigidez de flexão, assim é imprescindível a introdução adequada das propriedades não lineares dos materiais, designadamente do betão e do aço [102].

A capacidade de rotação requerida é proporcional ao grau de redistribuição de momentos e diretamente proporcional à esbelteza (l/d) do elemento [36].

A capacidade de rotação disponível é calculada por intermédio de modelos físicos, analíticos e numéricos baseados nas propriedades físicas e mecânicas do aço, do betão e do efeito *bond-slip* (aderência - escorregamento) [102].

Existem alguns parâmetros que influenciam a capacidade de rotação disponível, designadamente [4]:

- As propriedades mecânicas do betão à tração e à compressão, a resistência e ductilidade dos varões de aço e as propriedades de aderência do aço ao betão;
- A forma da secção, a quantidade geométrica e mecânica da armadura, a quantidade de armadura transversal, a esbelteza do elemento e as dimensões do elemento;
- O sistema estático, os efeitos de corte e de carregamento.

Numa secção crítica com muita armadura à tração, a profundidade da linha neutra na rotura é grande (a linha neutra está afastada da fibra mais comprimida de betão), o que pode originar rotura por esmagamento do betão comprimido antes das armaduras entrarem em cedência [22].

Devem também ser utilizadas armaduras transversais com pequenos espaçamentos que garantam um confinamento adequado ao betão comprimido, permitindo aumentar a capacidade de rotação (a capacidade de deformação do betão comprimido aumenta) e evitar uma rotura frágil por esforço transversal. Uma armadura mínima é indispensável para que não ocorra uma rotura

prematura quando surgem as primeiras fissuras. A armadura deve ser suficiente para receber a força de tração do betão libertada no momento da fissuração. A taxa de armadura correspondente pode ser determinada aplicando o princípio de equivalência: a força no betão não fissurado (adotando uma determinada resistência à tração, f_{ct} , para o betão) deve igualar a força na armadura (adotando, para a carga de fissuração, uma tensão para a armadura igual ou inferior à sua tensão de cedência: $\sigma_s \leq f_y$). Também devem ser impostos valores máximos apropriados para a taxa de armadura longitudinal tracionada. Assim, devem ser respeitados os limites referentes à quantidade de armadura incorporados nos documentos normativos [22].

O diâmetro dos varões também pode condicionar a capacidade de rotação disponível. Estudos revelam que a rigidez estrutural diminui com o aumento do diâmetro dos varões [98]. Com o aumento do diâmetro dos varões a tensão de aderência diminui ligeiramente [57], o que leva a uma diminuição do comprimento de plastificação e a um aumento da curvatura média na zona plastificada.

Nas vigas com pouca quantidade de armadura, o valor do momento de fendilhação é influenciado pelo diâmetro dos varões [43].

A ductilidade de uma determinada zona depende do comportamento no estado fissurado. Nestas zonas, as deformações aumentam de forma linear, até que a tensão nos aços tracionados atinge o valor de cedência e as armaduras entram no domínio plástico. Neste domínio o aço sofre incrementos de extensão sem que haja um grande aumento da tensão [22].

Para assegurar uma adequada capacidade de rotação das secções críticas, é necessário verificar nessas secções se os materiais, aço e betão, atingem a plastificação, bem como assegurar que as extensões correspondentes às resistências destes materiais sejam suficientemente grandes para garantir o domínio plástico necessário e a formação de rótulas plásticas.

Quando os materiais são submetidos a esforços, a intensidade dos mesmos irá provocar fendas na zona de rótulas plásticas as quais podem ser de flexão (zonas onde os momentos fletores são determinantes como na região central de vigas) ou rótulas plásticas de corte (nas zonas em que esforços de corte são elevados, por exemplo junto aos nós de pórticos de pilares e vigas) [4].

As fendas na zona da rótula plástica podem ser inclinadas dependendo da intensidade do esforço transversal nessa zona [102].

Nas rótulas plásticas de flexão, as deformações plásticas do aço e o escorregamento dos varões concentram-se essencialmente junto de algumas fendas, o que limita a capacidade de rotação disponível. Nas rótulas plásticas com corte a presença de fendas inclinadas provoca uma translação de forças de tração resistentes, originando um comprimento de plastificação nos varões de aço muito superior ao que existe nas rótulas plásticas de flexão.

Ao se admitir um diagrama tensão-extensão (σ - ε) bilinear (Figura 3.1), a extensão nos aços aumenta sem incremento das tensões a partir do momento em que estes atingem a cedência.

A curvatura, $1/r$ (Equação 3.1), é o valor inverso do raio de curvatura, r , e é função das extensões nos aços tracionados e no betão comprimido. Para o seu cálculo em elementos lineares pode-se admitir a Hipótese de Bernoulli segundo a qual as secções mantêm-se planas após deformação (Figura 3.2) [22].

$$\frac{1}{r} = \frac{|\varepsilon_s| + |\varepsilon_c|}{d} = \frac{|\varepsilon_c|}{x} = \frac{|\varepsilon_s|}{d-x} \quad (3.1)$$

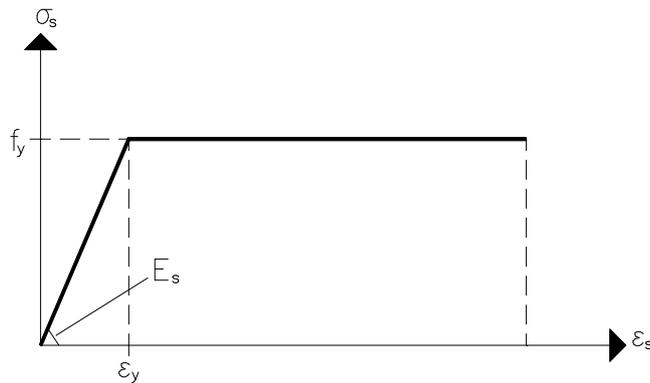


Figura 3.1. Diagrama de cálculo bilinear com patamar horizontal para os aços de armaduras ordinárias [22]

Quando o momento de plastificação ou momento plástico, M_{pl} , é atingido, admite-se que a deformação ocorre no patamar horizontal da relação bilinear σ - ε ; ε_s aumenta sem que o momento $M=F_t \cdot z$ ultrapasse M_{pl} . Isto é válido se for desprezado o ligeiro aumento do braço do binário das forças interiores (z). Em resultado, a relação momento curvatura (M - $1/r$) é igualmente bilinear (Figura 3.3) [22].

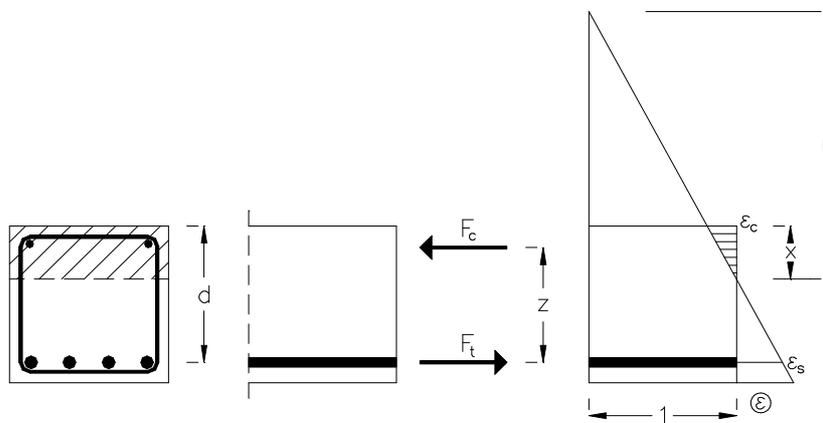


Figura 3.2. Definição da curvatura de um elemento de comprimento unitário [22]

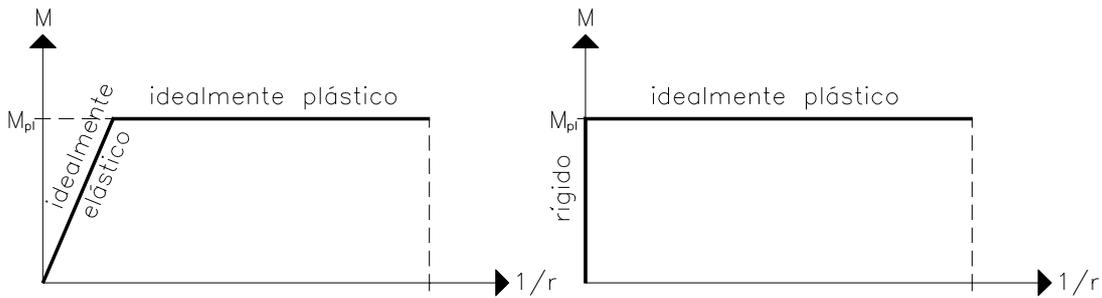


Figura 3.3. Diagramas momento-curvatura: a) comportamento elástico-plástico; b) comportamento rígido-plástico [22]

A capacidade de rotação, θ_{pl} (Equação 3.2), nas regiões das rótulas plásticas é determinante para a validação da teoria da plasticidade [22]. A capacidade de rotação é definida pelo integral das curvaturas ao longo da zona plastificada em estudo:

$$\theta_{pl} = \int_{\text{zona plastificada}} \frac{1}{r} dx \quad (3.2)$$

Segundo o princípio de *Saint-Venant* [117], o comprimento da zona plastificada, em elementos lineares, pode ser considerado aproximadamente igual à altura da secção do elemento em estudo. Sobre este ponto, o EC2 [10], na sua cláusula 5.6.3, estabelece que o comprimento da rótula plástica pode ser considerado igual a $1,2h$, sendo h a altura da secção.

Uma vez que se trata de uma aproximação, suficiente para as necessidades práticas, pode-se simplificar ainda mais o diagrama momento-curvatura, considerando que este último possui apenas uma fase rígida e uma fase plástica (Figura 3.3). Isto permite calcular a rotação plástica de uma forma aproximada (Equação 3.3).

$$\theta_{pl} = \int_{1,2h} \frac{1}{r} dx = \frac{1,2h}{r} = \frac{1,2h |\epsilon_c|}{x} = \frac{1,2h |\epsilon_s|}{1-x/d} \quad (3.3)$$

A amplitude da relação supracitada, θ_{pl} , permite definir a capacidade de um sistema estático redistribuir o seu campo de tensões em relação ao campo elástico [22].

Com a finalidade de avaliar a ordem de grandeza desta capacidade, é usual admitir para as classes de betão de resistência normal que $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ (valor último convencional para a extensão na fibra mais comprimida do betão). Além disso, Walther e Miehlbradt [117] admitiram que, na fase elástica, a armadura de tração sofre uma extensão aproximadamente igual a metade da correspondente ao seu limite elástico, tendo considerado um valor $\epsilon_{s,el} \approx 1,1\%$. Presumindo que $x_{pl} \approx x_{el}$ (a profundidade da linha neutra mantém-se inalterada), a relação θ_{pl}/θ_{el} é a seguinte (Figura 3.4 e Equação 3.4):

$$\frac{\theta_{pl}}{\theta_{el}} = \frac{|\varepsilon_{cu}|}{|\varepsilon_{s,el}|} \frac{1-x/d}{x/d} \approx 3,2 \frac{1-x/d}{x/d} \quad (3.4)$$

A máxima redistribuição de momentos aceitável pode ser praticamente alcançada se a fase plástica for cerca do triplo da fase elástica, ou seja, se $\theta_{pl}/\theta_{el} \geq 3$, com exceção de certos casos.

De acordo com a Figura 3.4, esta condição é, *a priori*, satisfeita se a posição x do eixo neutro (Figura 3.2) se encontra abaixo de $d/2$. Tal pode ser traduzido, em fase de dimensionamento, por uma taxa limite de armadura. Os documentos normativos, tais como o MC90 [3], o MC2010 [7], ou o EC2 [10], aplicam sempre valores máximos para a profundidade da linha neutra, calculados em função do grau de exigência em termos de redistribuição de momentos. Observa-se que tais valores são sempre inferiores a $0,5d$.

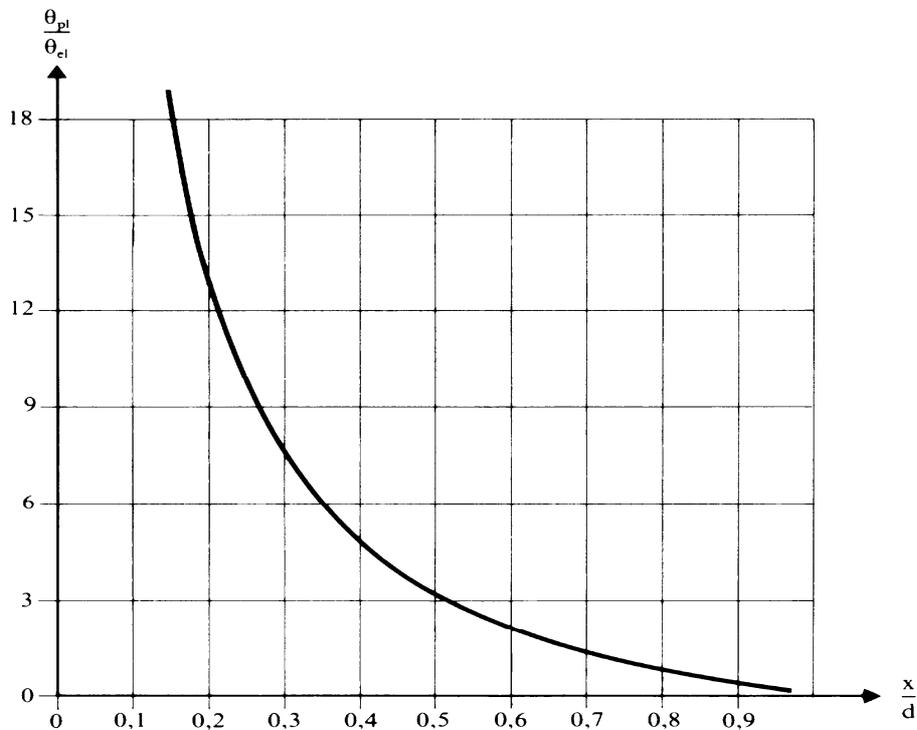


Figura 3.4. Relação θ_{pl}/θ_{el} em função de x/d [117]

No caso de vigas ou lajes sujeitas à flexão, a ductilidade é geralmente suficiente para permitir a aplicação da teoria da plasticidade, uma vez que a taxa de armadura nestes elementos não ultrapassa, em geral, o valor correspondente ao limite para x/d mencionado anteriormente [22].

Quando isto não acontece, mesmo assim pode-se recorrer à teoria da plasticidade, no entanto, é necessário limitar as rotações admissíveis, ou seja, os esforços a considerar para o dimensionamento não se devem afastar muito da distribuição elástica dos esforços internos.

Contudo, a capacidade de rotação pode ser consideravelmente aumentada, até dez vezes os valores indicados na Figura 3.4, confinando a zona à compressão do betão por intermédio de estribos fechados suficientemente apertados [117].

No Capítulo 4 proceder-se-á à descrição do programa experimental.

4 Descrição do programa experimental

4.1 Introdução

O programa experimental teve como objetivo principal estudar a ductilidade e a capacidade de rotação de vigas de betão armado produzidas com betão estrutural de agregados leves de argila expandida, com resistência à compressão entre os 20 MPa e os 65 MPa e massas volúmicas secas de 1650 kg/m³ a 1950 kg/m³. O estudo, caracterização e produção do betão estrutural de agregados leves merecerá especial atenção na descrição do programa experimental, uma vez que, por si só, representa um outro objetivo a alcançar.

O programa experimental desenvolveu-se em quatro fases, cuja descrição detalhada apresenta-se nos subcapítulos seguintes, nomeadamente: 1- Conceção geral das vigas para ensaio; 2- Caracterização e preparação das armaduras de reforço; 3- Estudo, caracterização e produção do betão de agregados leves e 4- Montagem, instrumentação e ensaio das vigas. As fases 2 e 3 desenvolveram-se em simultâneo.

No sentido de conferir alguma flexibilidade ao programa experimental inicial, foram admitidos alguns ajustamentos à medida que os resultados obtidos o aconselharam tendo em vista a redução do número de ensaios necessários. Impunha-se por isso uma interpretação progressiva dos resultados em cada fase do estudo, devendo o plano prosseguir somente até que fossem obtidas conclusões relevantes e bem fundamentadas. No decurso deste estudo serão referidas, sempre que existam, as disposições normativas adotadas na realização dos ensaios, dispensando-se uma descrição exaustiva dos procedimentos, a menos que estes difiram das normas aplicáveis.

4.2 Conceção geral das vigas para ensaio

A metodologia preconizada traduziu-se num programa experimental que contemplou a produção de vinte e seis vigas de 2,6 metros de comprimento e secção transversal retangular média de 0,15 m x 0,30 m, com diferentes taxas de armadura longitudinal de tração. As vigas foram simplesmente apoiadas perto das extremidades e sujeitas a duas cargas concentradas idênticas, simetricamente colocadas a terços de vão, de forma a permitir a obtenção de uma região central suficientemente extensa e submetida, em teoria, à flexão pura. A representação da distribuição teórica dos esforços internos ao longo da viga para o carregamento dos ensaios encontra-se esquematizada na Figura 4.1. Na referida distribuição, não estão incluídos os esforços introduzidos pelo peso próprio da viga. Admitiu-se que tais esforços seriam desprezáveis comparativamente aos induzidos pelo carregamento durante as fases adiantadas do ensaio (fases mais relevantes para este estudo).

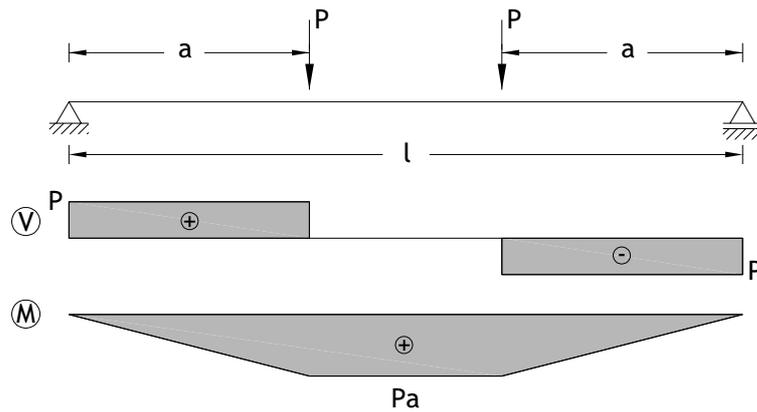


Figura 4.1. Distribuição teórica dos esforços internos nas vigas

Foi prevista uma armadura transversal suficientemente densa fora da zona central, constituída por estribos pouco espaçados, de modo a tentar prevenir a rotura por corte fora da zona de flexão pura. Na região central, entre os pontos de aplicação das cargas exteriores, não foi prevista nenhuma armadura de esforço transverso nesta região, teoricamente em flexão pura, o betão encontra-se não confinado. A escolha assumida permitiria a observação da evolução da zona de rotura numa zona teoricamente em flexão pura, sem influência relevante dos esforços de corte e sem a existência de confinamento do betão. Admitiu-se inicialmente que, devido à inevitabilidade de existirem pequenos desvios nas posições dos apoios e cargas, e devido também ao efeito do peso próprio das vigas, existiria sempre um pequeno esforço transverso na referida zona central entre as forças aplicadas. No entanto, como se veio a verificar durante os ensaios, a rotura das vigas ocorreu sempre por flexão na zona central.

As variáveis principais de ensaio consideradas foram a resistência à compressão do betão estrutural de agregados leves e a taxa de armadura longitudinal de tração. A Figura 4.2 apresenta esquematicamente um corte longitudinal das vigas onde se representam: as dimensões médias, a pormenorização das armaduras, o modelo teórico para o sistema de apoio e a localização dos pontos de aplicação da carga. A Figura 4.3 ilustra o corte transversal A-A (assinalado na Figura 4.2) para as diferentes vigas consideradas, com as dimensões médias da secção transversal assim como as diferentes quantidades de armadura longitudinal de tração utilizadas.

A armadura longitudinal de tração foi composta por varões nervurados de aço laminado a quente, com diâmetros entre os 6 e os 20 mm. A escolha das várias áreas de varões utilizados para a armadura de tração baseou-se na limitação imposta no EC2 [10]. Em função das gamas de resistências dos betões preconizadas neste estudo, foi sujeita para as vigas a máxima capacidade de redistribuição de esforços permitida pelo documento normativo (através do coeficiente de redistribuição δ) e foram calculadas as posições médias da linha neutra (caracterizadas pelo parâmetro x/d) de forma a garantir, em estado limite último, tal propriedade. Através do

equilíbrio da secção transversal, impondo a posição da linha neutra calculada e assumindo, por hipótese, as várias gamas de resistências previstas para o betão, foi calculada a área média da armadura de tração necessária. A partir desse valor médio escolheu-se o diâmetro e o número de varões a colocar na face inferior e em todo o comprimento das vigas. A escolha das armaduras teve por objetivo fazer variar a área total da secção transversal das armaduras em torno dos valores médios calculados. A escolha das armaduras teve também em conta a armadura longitudinal máxima e mínima preconizada pelo EC2 [10]. Neste estudo, não se entrou com a presença de armaduras de compressão. Assim, com esta metodologia, pretendeu-se evidentemente impor logo à partida os valores extremos de x/d para a redistribuição máxima a fim de se verificar a aplicabilidade, para os betões de agregados leves, da regulamentação ajustada aos betões de resistência normal. O recobrimento adotado, constante para todas as vigas, foi de 2,0 cm.

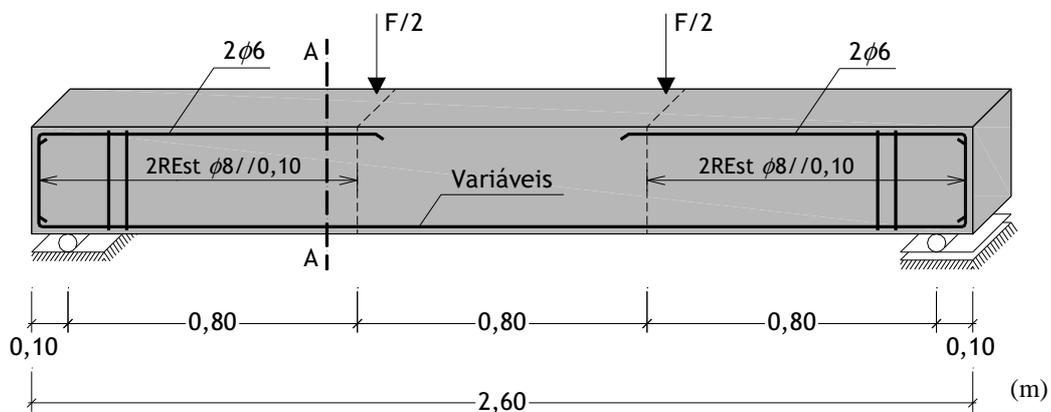


Figura 4.2. Corte longitudinal das vigas ensaiadas

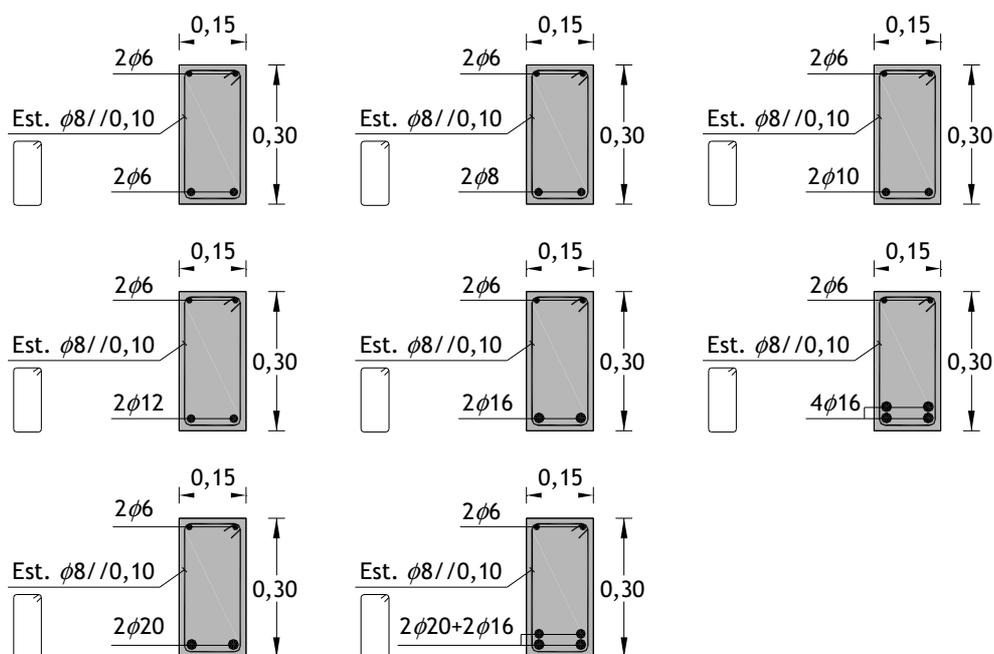


Figura 4.3. Corte transversal A-A (assinalado na Figura 4.2)

4.3 Caracterização e preparação das armaduras de reforço

4.3.1 Propriedades do aço

Nas vigas foram utilizadas armaduras ordinárias laminadas a quente e de alta aderência, constituídas por varões nervurados comerciais da Classe A400NR. Para a caracterização do aço foram efetuados ensaios à tração de provetes (3 provetes para cada diâmetro utilizado), com o intuito de conhecer mais rigorosamente as tensões e extensões de cedência das armaduras. Os referidos ensaios obedeceram às especificações da Norma Portuguesa EN 10 002-1 [8].

Foi determinada a primeira extensão de cedência, ε_{ym} , a partir de cada valor médio (calculado pela média aritmética dos valores obtidos para cada um dos 3 provetes com um dado diâmetro) obtido para a tensão de cedência, f_{ym} . Tais extensões, correspondentes ao início do patamar de cedência, foram calculadas de acordo com a Lei de Hooke (Equação 4.1):

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (4.1)$$

Neste estudo, o módulo de elasticidade das armaduras de aço, E_s , foi assumido como sendo igual ao valor normativo habitualmente indicado para as armaduras ordinárias, ou seja, 200 GPa. Esta hipótese foi assumida devido ao facto de não ser possível quantificar com rigor o valor do escorregamento dos provetes nas garras da máquina de ensaio durante os ensaios de tração dos provetes de aço. No entanto, a variação do módulo de elasticidade do aço é muitíssimo pequena, pelo que se admitiu que este procedimento não teria consequências de maior no cálculo das extensões de cedência. Para a extensão última convencional das armaduras ordinárias foi assumido o valor habitual de $\varepsilon_{su}=0,010$.

O Quadro 4.1 apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio à tração dos provetes de aço das armaduras A400NR, nomeadamente: os valores médios da tensão de cedência (f_{ym}), da primeira extensão de cedência (ε_{ym}) e da tensão correspondente à força máxima (f_{tm}).

Quadro 4.1. Resultados dos ensaios à tração para as armaduras ordinárias (A400NR)

Diâmetro (mm)	f_{ym} (MPa)	ε_{ym} (μ)	f_{tm} (MPa)
$\phi 6$	503	2515	536
$\phi 8$	550	2750	670
$\phi 10$	565	2825	684
$\phi 12$	534	2672	642
$\phi 16$	575	2876	679
$\phi 20$	572	2860	668

4.3.2 Montagem das armaduras

Na Figura 4.4 é apresentada uma imagem com algumas armações das vigas instrumentadas.



Figura 4.4. Armações das vigas de ensaio

4.3.3 Extensometria

Para medir a evolução das extensões ao longo do ensaio foram colados extensómetros de resistência nas armaduras longitudinais de tração. Os extensómetros foram dispostos somente na zona da secção localizada a meio vão das vigas. Os extensómetros de resistência foram protegidos para não entrarem em contato com o betão na operação de betonagem. As Figuras 4.5 e 4.6 mostram os extensómetros de resistência colocados nos varões durante a operação de colagem e de proteção. Na Figura 4.7 são visíveis, na zona central das armações, o extensómetro devidamente protegido com fita isoladora e os respetivos fios condutores.



Figura 4.5. Colagem dos extensómetros de resistência nas armaduras



Figura 4.6. Extensômetros de resistência colados nas armaduras

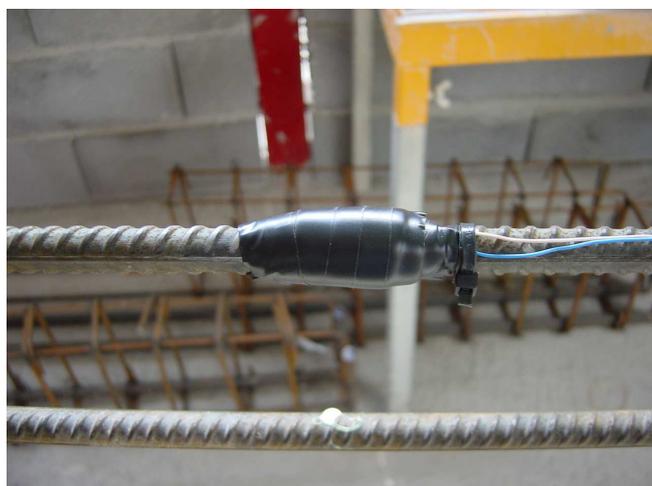


Figura 4.7. Proteção dos extensômetros de resistência

4.4 Estudo e produção do betão de agregados leves

Em cumprimento do programa experimental delineado para a análise estrutural das vigas foi definido que as resistências médias das quatro classes de betão a produzir deveriam situar-se nos seguintes intervalos: a Série 1 (20 a 25 MPa), a Série 2 (40 a 45 MPa), a Série 3 (50 a 55 MPa) e a Série 4 (60 a 65 MPa). Por outro lado, as classes de densidade seca dos betões leves deveriam situar-se entre 1,8 e 2,0 de acordo com a EN 206-1 [11], ou seja, entre 1601 e 2000 kg/m³.

Face à necessidade de assegurar a obtenção dos valores das resistências médias à compressão e respetivas massas volúmicas com uma margem de erro estreita, delineou-se um programa experimental para o estudo do betão de agregados leves em duas etapas. Na primeira etapa seriam produzidas misturas em laboratório compreendendo as gamas de resistência e de massas

volúmicas pretendidas, bem como analisados os resultados e estabelecidas as necessárias correlações para os parâmetros das misturas. Na segunda etapa seriam ajustadas e calculadas as misturas finais a produzir em estaleiro, suportadas pelos estudos e correlações desenvolvidos na primeira fase, efetuadas as respetivas betonagens e avaliados os resultados obtidos para as vigas no que diz respeito aos parâmetros requeridos.

Nos itens que se seguem são descritos os materiais selecionados e, para cada uma das etapas, são apresentados os estudos das composições, o processo de produção, amostragem e curas dos betões, são descritos os ensaios realizados no estado fresco e endurecido e são ainda discutidos alguns parâmetros relevantes para a análise efetuada no âmbito do presente estudo.

4.4.1 Materiais selecionados

Para a produção dos betões estruturais de agregados leves foram selecionados os seguintes materiais, tendo por base a sua disponibilidade local e a gama de resistências a obter:

Ligantes:

- Cimento *Portland* de calcário (CEM II/B-L32,5N) com massa volúmica de 3040 kg/m^3 e superfície específica de $461,7 \text{ m}^2/\text{kg}$;
- Cimento *Portland* (CEM I 42,5R) com massa volúmica de 3140 kg/m^3 e superfície específica de $384,8 \text{ m}^2/\text{kg}$.

Adições minerais:

- Fíler calcário, proveniente da Companhia Mineira de Talcos de Portugal (COMITAL), com a designação comercial de *Micro 100 AB*. Este fíler apresentava uma massa volúmica de 2720 kg/m^3 e uma superfície específica de $508,8 \text{ m}^2/\text{kg}$ medida no *Coulter LS 200*;
- Microsílica 1, fornecida pela SIKA-Portugal, com a designação comercial de *Sikacrete HD*, com massa volúmica de 2170 kg/m^3 e superfície específica de $129,5 \text{ m}^2/\text{kg}$ medida no *Coulter LS 200*;
- Microsílica 2, com a designação comercial de *Meyco MS610*, com massa volúmica de 2300 kg/m^3 .

Adjuvante:

- Superplastificante redutor de água de alta atividade, com a designação comercial de *Rheobuild 1000*, fornecido pela *BASF*. De acordo com o fabricante este adjuvante possui uma massa volúmica média de 1200 kg/m^3 e foi usado na dosagem de 4 a 20 ml por kg de cimento, proporcionando uma redução de água de amassadura que variou entre os 5 e os 21% em massa.

Agregado fino de massa volúmica normal:

- Areia natural rolada (Areia 0/5) com massa volúmica de 2610 kg/m³, baridade seca compactada de 1570 kg/m³ e absorção de água de 0,42%. A análise granulométrica encontra-se no Quadro 4.2 e Figura 4.8, tendo-se obtido um módulo de finura de 2,705.

Agregado grosso leve de argila expandida:

- Argila expandida (Leca 4/12) com a designação comercial de *Leca estrutural 4/12*, fornecida pela *Maxit*. Esta argila expandida apresentava uma massa volúmica de 1310 kg/m³ para partículas saturadas com superfície seca. A absorção de água foi de 14,1% às 24 horas, 3,98% aos 30 minutos e 3,56% aos 15 minutos. A análise granulométrica ilustra-se no Quadro 4.2 e Figura 4.8. O módulo de finura obtido foi de 5,958.

Agregado grosso de massa volúmica normal:

- Granito britado 1 (Brita 3/6) com massa volúmica de 2710 kg/m³, baridade seca compactada de 1520 kg/m³ e absorção de água de 0,15%. A análise granulométrica apresenta-se no Quadro 4.2 e Figura 4.8, tendo-se obtido um módulo de finura de 5,084;
- Granito britado 2 (Brita 6/15) com massa volúmica de 2700 kg/m³, baridade seca compactada de 1540 kg/m³ e absorção de água de 0,14%. A análise granulométrica apresenta-se no Quadro 4.2 e Figura 4.8, tendo-se obtido um módulo de finura de 6,471.

Quadro 4.2. Análise granulométrica dos agregados finos e grossos

Abertura da malha (mm)	Areia 0/5	Leca 4/12	Brita 3/6	Brita 6/15
	Porcentagem de passados			
38,100	100,00	100,00	100,00	100,00
25,400	100,00	100,00	100,00	100,00
19,100	100,00	100,00	100,00	100,00
12,700	100,00	98,54	100,00	89,14
9,520	100,00	82,03	100,00	49,79
4,760	99,94	20,54	70,84	2,24
2,380	98,56	1,15	11,68	0,29
1,190	84,75	0,30	4,28	0,20
0,590	43,13	0,14	2,46	0,16
0,297	2,97	0,04	1,46	0,12
0,149	0,21	0,01	0,90	0,09
0,074	0,05	0,00	0,50	0,05
Resíduo	0,00	0,00	0,00	0,00
Módulo de finura	2,705	5,958	5,084	6,471

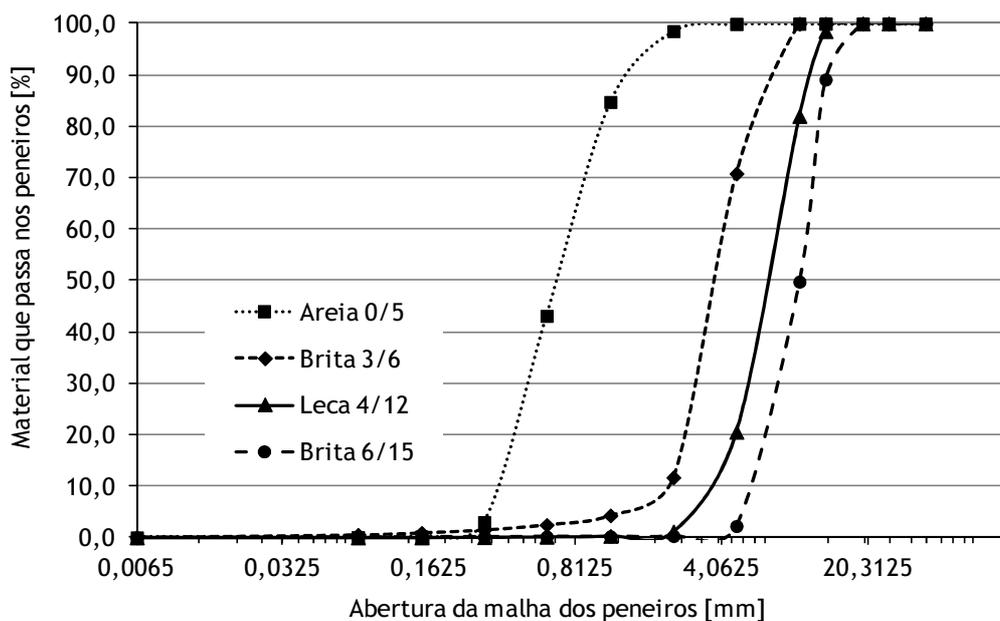


Figura 4.8. Curvas granulométricas dos agregados finos e grossos

4.4.2 Estudos de composição

A metodologia adotada no estudo da composição baseou-se no método das curvas de referência propostas por Faury, correntemente usadas em Portugal para o betão vibrado, com as necessárias adaptações [77]. Estabeleceu-se que o agregado fino seria constituído apenas por areia natural, pelo que os betões a produzir seriam designados de “*sand-lightweight concrete*” de acordo com o ACI318 [1]. Nos itens seguintes apresentam-se as misturas produzidas em laboratório e aquelas produzidas em estaleiro.

4.4.2.1 Betões produzidos em laboratório

Os parâmetros adotados no estudo da composição dos betões com recurso ao método das curvas de referência de Faury encontram-se no Quadro 4.3, enquanto no Quadro 4.4 apresentam-se as dosagens obtidas para a produção de um metro cúbico de betão. As séries foram identificadas pela sigla S1 a S4, seguidas da respetiva composição estudada para essa série A, B ou C. Na série menos resistente (S1-A) foi usado apenas o CEM II/B-L32,5N e na série seguinte (S2-A) apenas se usou o cimento CEM I 42,5R, sendo que em ambos os casos não se recorreu ao uso de adições. Para garantir a gama de resistência pretendida para as Séries 3 e 4, foi necessário utilizar microsílica em conjugação com o cimento tipo CEM I 42,5R. Em especial a partir da Série 3 entendeu-se ser adequado alterar as coordenadas da curva de referência de modo a permitir uma redução significativa da necessidade de vibração, prevenindo a segregação do agregado leve. A série mais resistente (S4) apresentava naturalmente uma elevada dosagem de finos

(cimento e adições). A elevada dosagem de finos permitiu densificar a estrutura do betão, aumentar a viscosidade da mistura, aumentar a capacidade de retenção de água sem exsudação e prevenir a segregação. A tensão inicial de corte foi controlada recorrendo ao uso do superplastificante garantido a necessária capacidade de deformação. Para a Série 3 foi introduzida uma pequena quantidade de fíler calcário para que o conjunto dos materiais finos apresentasse um volume total de 0,19 m³, semelhante ao da Série 4.

Quadro 4.3. Parâmetros para a composição dos betões produzidos em laboratório

Parâmetro	Valor(es) adotado(s)					
	S1-A	S2-A	S3-A	S3-B	S4-A	S4-B
Dimensão máxima do agregado ($D_{m\acute{a}x}$), em mm	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	19,1
Efeito de parede (R/D)	1	1	1	1	1	1
Índice de vazios de Faury (K; K')	0,35; 0,003	0,35; 0,003	0,36; 0,003	0,36; 0,003	0,36; 0,003	0,36; 0,003
Volume de vazios (m ³ /m ³)	0,040	0,040	0,040	0,040	0,035	0,035
Razão água/ (materiais cimentíceos): W/B (massa)	0,55	0,36	0,32	0,28	0,25	0,25
Substituição do ligante por microssílica (massa)	---	---	8%	12%	12%	11%
Dosagem de fíler calcário (m ³ /m ³)	---	---	0,025	0,012	---	---
Dosagem do superplastificante por kg de cimento	---	8 ml	12 ml	15 ml	22 ml	25 ml
Coordenadas da curva de referência (A; B)	28; 2	28; 2	32; 2	32; 2	32; 2	32; 2

Quadro 4.4. Dosagens dos betões produzidos em laboratório, por metro cúbico

Materiais		Dosagens por metro cúbico					
		S1-A	S2-A	S3-A	S3-B	S4-A	S4-B
Cimento <i>Portland</i>	CEM II/B-L32,5N (kg)	333	---	---	---	---	---
	CEM I 42,5R (kg)	---	430	460	472	510	525
Adição mineral	Fíler calcário (kg)	---	---	68	32	---	---
	Microssílica (kg)	---	---	40**	64*	70*	65*
Superplastificante (l)		---	3,44	5,40	7,08	11,2	13,1
Água (l)		183	155	160	150	145	145
Areia natural (Areia 0/5) (kg)		829	728	715	752	760	688
Agregado grosso (Brita 3/6) (kg)		---	---	---	---	89	67
Agregado grosso (Brita 6/15) (kg)		---	---	---	---	---	288
Agregado grosso leve (LECA 4/12) (kg)		458	523	440	435	397	301

*Microssílica Meyco MS610 **Microssílica Sikacrete HD

4.4.2.2 Betões produzidos em estaleiro

Os parâmetros adotados e as dosagens por metro cúbico dos betões produzidos em estaleiro são apresentados nos Quadros 4.5 e 4.6, respetivamente.

Quadro 4.5. Parâmetros para a composição dos betões produzidos em estaleiro

Parâmetro	Valor(es) adotado(s)			
	S1-B	S2-B	S3-C	S4-B
Dimensão máxima do agregado ($D_{m\acute{a}x}$), em mm	12,7	12,7	12,7	19,1
Efeito de parede (R/D)	1	1	1	1
Índice de vazios de Faury (K; K')	0,35; 0,003	0,35; 0,003	0,36; 0,003	0,36; 0,003
Volume de vazios (m^3/m^3)	0,040	0,040	0,040	0,035
Razão água/(materiais cimentíceos): W/B (massa)	0,52	0,33	0,29	0,25
Substituição do ligante por microssílica (massa)	---	---	8%	11%
Dosagem de fíler calcário na mistura (m^3/m^3)	---	---	0,0129	---
Dosagem do superplastificante por kg de cimento	4 ml	12 ml	20 ml	25 ml
Coordenadas da curva de referência (A; B)	28; 2	28; 2	32; 2	32; 2

Quadro 4.6. Dosagens dos betões produzidos em estaleiro

Materiais		Dosagens por metro cúbico			
		S1-B	S2-B	S3-C	S4-B
Cimento <i>Portland</i>	CEM II/B-L32,5N (kg)	335	---	---	---
	CEM I 42,5R (kg)	---	445	494	525
Adição mineral	Fíler calcário (kg)	---	---	35	---
	Microssílica (kg)	---	---	43**	65*
Superplastificante (l)		1,34	5,34	9,88	13,1
Água (l)		174	146	153	145
Areia natural (Areia 0/5) (kg)		841	756	775	688
Agregado grosso (Brita 3/6) (kg)		---	---	---	67
Agregado grosso (Brita 6/15) (kg)		---	---	---	288
Agregado grosso leve (LECA 4/12) (kg)		463	501	426	301

*Microssílica Meyco MS610 **Microssílica Sikacrete HD

As formulações apresentadas nos Quadros 4.5 e 4.6 refletiram os resultados obtidos na primeira fase, que se apresentarão oportunamente no Capítulo 5. É notório que, à exceção da Série S4-B em que não houve alterações na mistura, as restantes três séries viram a sua composição ajustada face aos resultados obtidos na primeira fase. Para a amassadura da Série S1-A houve

necessidade de introduzir um superplastificante para obter uma ligeira redução de água e a consequente redução da razão W/C de 0,55 (Série S1-A) para 0,52 (Série S1-B). O mesmo sucedeu na Série 2, onde se procedeu a um acréscimo de superplastificante para reduzir a razão W/C de 0,36 (Série S2-A) para 0,33 (Série S2-B). Na Série S3-B aumentou-se a dosagem de superplastificante para aumentar a capacidade de deformação, originando a Série S3-C.

4.4.3 Produção, amostragem, cura e ensaios no estado fresco e endurecido

4.4.3.1 Betões produzidos em laboratório

Os betões produzidos em laboratório foram amassados numa misturadora de eixo vertical, de mistura forçada, com capacidade nominal de 25 litros. Todos os componentes foram medidos em massa e foram efetuadas as correções das misturas para compensar a absorção dos agregados leves tendo por base os valores da absorção de água registados aos 15 minutos.

Em cada mistura foram moldados sete provetes para os ensaios da massa volúmica e da resistência à compressão aos 3, 7 e 28 dias de idade. Aos 28 dias foram ensaiados 3 provetes, enquanto aos 3 e 7 dias apenas se ensaiaram 2 provetes. A compactação do betão nos provetes fez-se através de uma agulha vibratória de 25 mm de diâmetro. Os provetes foram sujeitos a cura normalizada (20 ± 2 °C e HR de 90%) e na altura do ensaio apresentavam-se saturados com a superfície seca. Os betões no estado fresco apresentaram um abaixamento no cone de Abrams entre os 8 e os 12 cm. Do ponto de vista das propriedades no estado endurecido, apenas foram avaliadas a massa volúmica e a resistência à compressão. O ensaio à compressão foi realizado de acordo com a especificação do LNEC E226 [5], recorrendo a uma máquina com controlo semiautomático da taxa de compressão (Figura 4.9). A taxa de compressão foi de 13,5 kN/s.



Figura 4.9. Ensaio à compressão de um provete de betão (A- Máquina; B- Pormenor)

4.4.3.2 Betões produzidos em estaleiro

No estaleiro recorreu-se a uma misturadora de eixo vertical, de mistura forçada, com capacidade nominal de 75 litros (Figura 4.10). Todos os componentes foram medidos em massa. Na altura da amassadura a areia natural apresentava-se saturada e com a superfície seca, enquanto os agregados grossos leves apresentavam-se secos. No caso dos agregados leves foram efetuadas as devidas compensações das dosagens de água efetiva considerando a absorção de água dos agregados aos 15 minutos. Os agregados leves foram colocados na misturadora juntamente com a areia e a água de correção e procedeu-se a uma mistura por trinta segundos. De seguida introduziram-se os restantes componentes e efetuou-se uma mistura 5 minutos sem interrupção.

As vigas foram betonadas numa cofragem metálica construída para o efeito (Figura 4.11). A compactação do betão fez-se através de uma agulha vibratória de 25 mm de diâmetro, em camadas de 15 cm, com o cuidado de não aplicar vibração excessiva de modo a evitar a segregação dos agregados leves por impulsão. O betão das vigas foi curado em ambiente exterior não controlado, mas com a preocupação de manter a superfície húmida durante os primeiros sete dias e protegida por uma tela plástica para evitar a perda prematura de água.



Figura 4.10. Misturadora de eixo vertical



Figura 4.11. Cofragem metálica com as armações das vigas

Em cada sequência de várias amassaduras realizadas no mesmo dia, para a mesma série de betão, foram recolhidos aleatoriamente dois a três provetes cúbicos de 150 mm de aresta por amassadura, os quais foram conservados em câmara de cura a 20 ± 2 °C e HR de 90% e ensaiados saturados com a superfície seca aos 28 dias de idade para caracterizar o processo de produção dessa série. Simultaneamente, para cada uma das vigas betonadas foram moldados 3 provetes, os quais foram curados juntamente com as vigas em ambiente exterior não controlado.

Os betões no estado fresco apresentaram um abaixamento no cone de Abrams entre os 8 e os 12 cm. Do ponto de vista das propriedades no estado endurecido, apenas foram avaliadas a massa volúmica e a resistência à compressão, quer para os betões curados em condições normalizadas, quer para os betões curados juntamente com as vigas. O ensaio à compressão foi realizado à taxa de compressão de 13,5 kN/s. Enquanto os betões curados em condições normalizadas foram ensaiados aos 28 dias de idade para todas as séries, os betões curados juntamente com as vigas foram ensaiados em idades compreendidas entre os 27 e os 48 dias, à exceção da Série 4 em que os betões foram ensaiados decorrido cerca de 1 ano.

4.5 Montagem, instrumentação e ensaio das vigas

4.5.1 Montagem e instrumentação

A Figura 4.12 ilustra o esquema geral da montagem da viga na posição de ensaio, incluindo a localização dos instrumentos de medição externos.

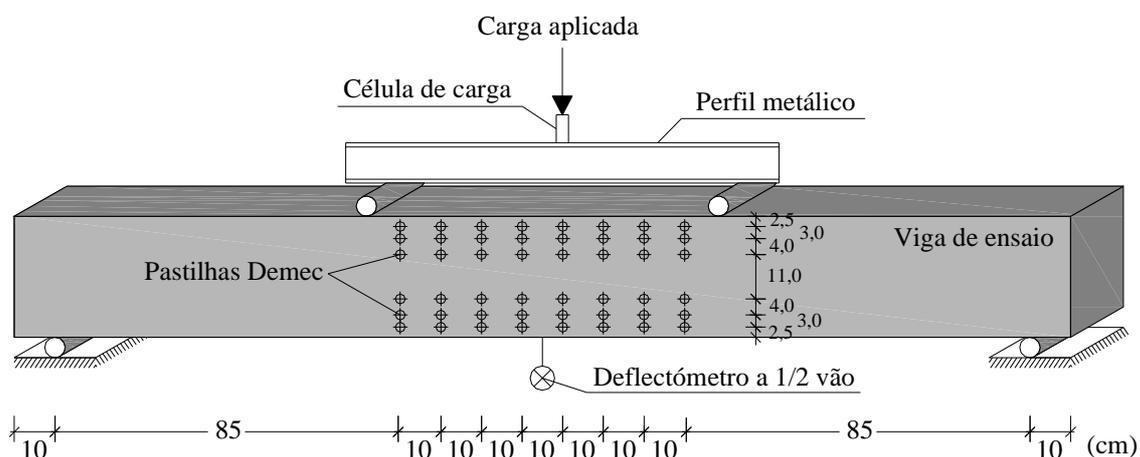


Figura 4.12. Esquema geral de montagem da viga na posição de ensaio

O pórtico de ensaio (Figura 4.13) é constituído por um quadro estático composto por duas colunas e duas travessas articuladas entre si em perfis metálicos bastante rígidos. Cada viga experimental foi apoiada sobre dois apoios, colocados simetricamente relativamente ao eixo da

viga e distanciados de 2,40 m entre eixos. Desta forma, a viga funciona estaticamente como uma viga simplesmente apoiada.



Figura 4.13. Pórtico de ensaio

O carregamento foi efetuado por aplicação vertical de duas forças concentradas, com pontos de aplicação aproximadamente a terços do vão da viga. Esta distribuição de cargas foi conseguida com a utilização de um perfil metálico apoiado em dois apoios cilíndricos, colocados na face superior da viga (Figura 4.14). Este perfil recebe a força principal transmitida através da travessa secundária que, por sua vez, recebe a força principal a partir de um macaco hidráulico montado diretamente na travessa principal do pórtico de ensaio e com uma capacidade máxima de 490 kN (50 tf). Tal força é transmitida à viga através dos referidos apoios cilíndricos, colocados a terços do vão da viga. Entre o perfil metálico e o equipamento de transmissão de carga existe uma célula de carga para se medir diretamente a intensidade da força aplicada.



Figura 4.14. Célula de carga e perfil para repartição da carga

Para medir o deslocamento vertical a meio vão da viga foi colocado um defletómetro eletrónico fixado a um perfil metálico exterior à viga (referencial fixo) através de bases magnéticas (Figura 4.15).



Figura 4.15. Defletómetro eletrónico e sistema de apoio externo

Para medir as extensões de compressão e de tração sofridas pela viga ao longo da sua altura de aproximadamente 30 cm, foi colocada uma rede de pontos externos de referência (48 pontos), constituídos por pastilhas “Demec” dispostas numa das faces laterais e entre os pontos de aplicação das cargas (Figura 4.16).

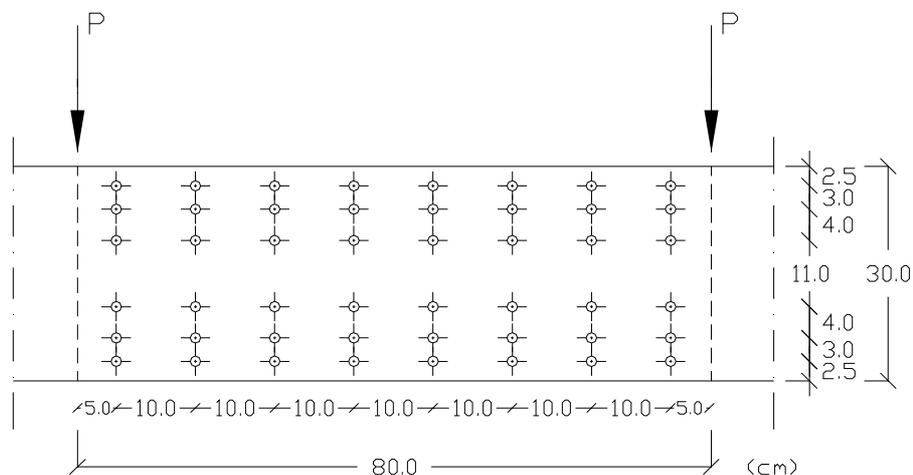


Figura 4.16. Rede de pastilhas “Demec”

Os pontos foram dispostos ao longo da altura da viga em seis camadas e distanciados entre si de 10 cm ao longo do eixo longitudinal da viga (Figura 4.17). Em todos os pontos foi colada uma pastilha em aço “Demec” com um afastamento base de 10 cm. Para tal, as pastilhas foram colocadas com a ajuda de uma base padronizada. A necessidade de uma rede densa de pastilhas “Demec”, em toda a zona intermédia de flexão teoricamente pura, deveu-se ao facto de não se saber à partida onde iria ocorrer a secção de rotura ao longo dessa zona.



Figura 4.17. Pastilha em aço “Demec”

Para além dos equipamentos externos de medição a que se fez referência na Figura 4.12, importa relembrar que as armaduras longitudinais de tração foram dotadas de extensómetros. Esses extensómetros foram identificados pelo seu respetivo canal de ligação ao “Data Logger”, na secção transversal das vigas com quatro e dois varões longitudinais de tração. A numeração dos extensómetros teve como referência o lado de saída dos fios condutores para o exterior (Figura 4.18).

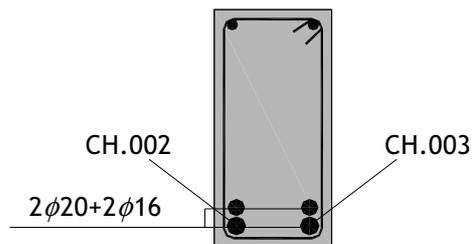


Figura 4.18. Identificação dos extensómetros na secção transversal das vigas (exemplo)

A aquisição de dados foi obtida pela leitura dos instrumentos de medição instalados nas vigas, através de um aparelho de aquisição de dados “Data Logger” (Figura 4.19).



Figura 4.19. Aparelho de aquisição de dados “Data Logger”

4.5.2 Ensaio das vigas

4.5.2.1 Procedimento de ensaio e registo

Os ensaios das vigas foram realizados sob controlo de deformação. Cada viga foi sujeita a um determinado número de incrementos de deformação sucessivos até se atingir a rotura. Durante a fase ascendente da curva carga-flecha, cada incremento de deformação correspondeu a um incremento de carga que rondou aproximadamente 9,8 kN (1 tf). O número total de incrementos de deformação variou dependendo da viga ensaiada. Após cada incremento de deformação aguardou-se cerca de 5 minutos antes de se proceder ao registo das leituras, para se conseguirem leituras estabilizadas.

Após cada incremento de deformação efetuaram-se as seguintes leituras e registos:

- As fendas e fissuras visíveis durante o ensaio foram realçadas nas vigas com marcadores e registadas em desenhos e fotografias (Figura 4.20). A face da viga foi previamente pintada de branco para realçar a identificação das fendas e fissuras;



Figura 4.20. Viga S2-43,92-0,99 (pormenores da fissuração e da rotura)

- Efetuaram-se as leituras do deslocamento relativo, em cada linha horizontal, entre dois pontos consecutivos dos alvos “Demec” utilizando um alongâmetro (Figura 4.21). Antes de se iniciar o ensaio foi medida com precisão a distância inicial entre todas as pastilhas, segundo o eixo longitudinal da viga. Esta informação permitiu o cálculo da extensão sofrida por uma determinada fibra ao longo de um dado comprimento. A partir do momento em que a secção de rotura se começou a identificar (pela abertura da fenda principal) retiraram-se somente as leituras entre as colunas de pastilhas envolvidas da dita secção (secção de interesse para o estudo);
- Os registos das leituras da célula de carga, do defletómetro colocado a meio vão e dos extensómetros instalados nas armaduras longitudinais de tração foram efetuados de modo contínuo através do equipamento de aquisição de dados “Data Logger”.

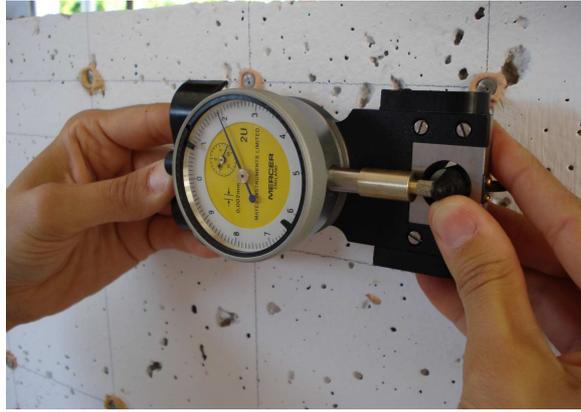


Figura 4.21. Alongômetro

As Figuras 4.22 a 4.25 mostram, a título exemplificativo, o aspeto de algumas das vigas no final do ensaio, evidenciando uma secção de rotura na região central. Exceto para a primeira viga de cada uma das séries, a que correspondia à menor taxa de armadura longitudinal de tração de cada série, todas as restantes apresentaram uma rotura por flexão pura (na zona central) mediante o esmagamento do betão na zona de compressão (face superior). As leituras efetuadas nos ensaios e o cálculo dos diagramas de extensão na zona de rotura podem ser consultados num relatório interno [29].



Figura 4.22. Rotura da viga S1-28,50-0,99

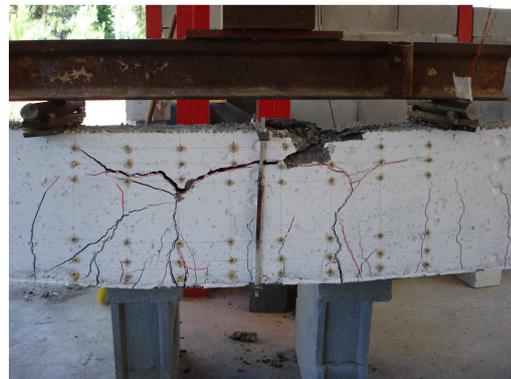


Figura 4.23. Rotura da viga S2-43,92-0,99



Figura 4.24. Rotura da viga S2-46,98-1,55



Figura 4.25. Rotura da viga S3-60,43-2,03

4.5.2.2 Notas complementares

Como nota final, importa referir que as sete vigas que compõem a Série 4, apesar de terem sido produzidas e de terem sido avaliadas as propriedades do betão colocado nas vigas, estas não foram ensaiadas para a avaliação da ductilidade e capacidade de rotação.

Como se verá oportunamente no Capítulo 5, a resistência à compressão dos provetes da Série 4 curados de forma normalizada (câmara de cura) apresentavam aos 28 dias de idade a resistência média requerida (60,68 MPa). No entanto, o ensaio dos provetes curados em ambiente exterior juntamente com as vigas indicavam que o betão colocado nessas vigas ainda não tinha atingido a resistência requerida, provavelmente devido às condições menos favoráveis de cura da Série 4, que foi a última a ser produzida. O ensaio das vigas nessas condições, cuja resistência pouco diferia da Série 3, teria resultado em valores redundantes e estatisticamente pouco relevantes.

Passado cerca de um ano constatou-se que a resistência média à compressão do betão da Série 4 seria adequada para a realização dos ensaios (65,16 MPa). Não obstante, nessa fase não foi possível reunir condições de ensaio idênticas às das restantes séries em termos de equipamento para garantir a necessária fiabilidade e comparabilidade dos resultados. Por outro lado, todos os dados relativos às Série 1, 2 e 3 haviam sido já tratados e considerados suficientes para a análise pretendida, tendo estes inclusive sido aceites em revistas científicas internacionais. Nessa medida, optou-se por não se realizar o ensaio da Série 4, pelo que esta não foi incluída no estudo da ductilidade e capacidade de rotação, não obstante ter sido utilizada para o estudo da composição dos betões estruturais de agregados leves.

5 Análise e discussão dos resultados do betão leve

5.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos nos ensaios no estado fresco e endurecido do betão estrutural de agregados leves produzidos, quer em laboratório, quer em estaleiro. São discutidos alguns parâmetros relevantes para a análise efetuada no âmbito do presente estudo, nomeadamente as correlações entre a resistência à compressão, a razão água-ligante e a massa volúmica. Por último, é comparada a variabilidade dos resultados entre os betões produzidos em laboratório e em estaleiro de pré-fabricação.

5.2 Betões produzidos em laboratório

No Quadro 5.1 apresentam-se os resultados obtidos nos estudos laboratoriais relativamente à resistência à compressão e à massa volúmica medidas aos 3, 7 e 28 dias de idade em provetes cúbicos de 150 mm de aresta saturados e com a superfície seca.

Quadro 5.1. Resistência à compressão e massa volúmica das misturas laboratoriais

Id.	Razão W/C	Razão W/B	Idade do betão	Resistência à compressão			Massa volúmica		
				Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio [kg/m ³]	Desvio padrão [kg/m ³]	Coef. de variação [%]
S1-A	0,550	0,550	3	12,11	0,74	6,1	1763	46	2,6
			7	16,87	1,24	7,4	1784	67	3,8
			28	21,43	0,80	3,7	1732	6	0,4
S2-A	0,360	0,360	3	32,91	1,94	5,9	1793	63	3,5
			7	34,27	1,92	5,6	1760	18	1,0
			28	37,93	1,82	4,8	1751	46	2,6
S3-A	0,348	0,320	3	40,00	2,84	7,1	1881	46	2,4
			7	43,52	1,57	3,6	1870	13	0,7
			28	47,87	2,11	4,4	1882	12	0,7
S3-B	0,318	0,280	3	43,48	1,65	3,8	1941	29	1,5
			7	48,94	0,06	0,1	1908	0	0,0
			28	55,79	3,55	6,4	1960	44	2,2
S4-A	0,284	0,250	3	40,96	1,36	3,3	1950	25	1,3
			7	45,25	0,76	1,7	1941	13	0,6
			28	52,58	0,89	1,7	1939	11	0,6
S4-B	0,276	0,246	3	51,38	0,18	0,3	2068	8	0,4
			7	54,95	0,11	0,2	2069	18	0,9
			28	61,54	2,47	4,0	2068	24	1,1

A Figura 5.1 ilustra graficamente a evolução da resistência com a idade. Observou-se que para o cimento CEM II/B-L32,5N se atingiu aos 3 e 7 dias, respetivamente, 56% e 79% da resistência aos 28 dias, enquanto para o cimento CEM I 42,5R se atingiu, em média, aos 3 e 7 dias, respetivamente, 82% e 89% da resistência aos 28 dias. Estes valores são superiores àqueles correntemente observados em betões correntes. Resultados similares foram obtidos por Bogas e Silva *et al.* [30, 109], em misturas de betões leves com CEM I 42,5R.

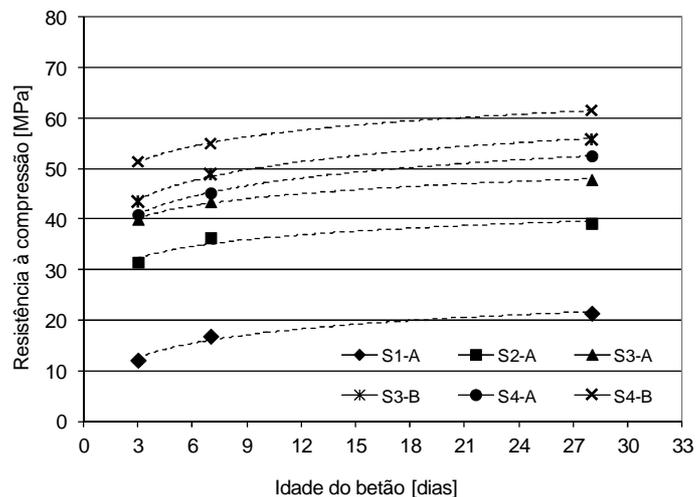


Figura 5.1. Evolução da resistência à compressão com a idade

A Figura 5.2 mostra a relação entre a razão água/materiais cimentícios (W/B) e a resistência à compressão aos 28 dias. Ainda que fosse previsível que as correlações fossem diferentes para diferentes tipos de cimentos, optou-se por apresentar uma única correlação incluindo os dois cimentos uma vez que não se evidenciou uma diferença marcante, ainda que se admita a escassez de resultados para o CEM II/B-L32,5N que permita confirmar esta tendência. Esta correlação foi determinante para decidir as alterações a introduzir nas misturas a produzir em estaleiro visando as gamas de resistência pretendidas.

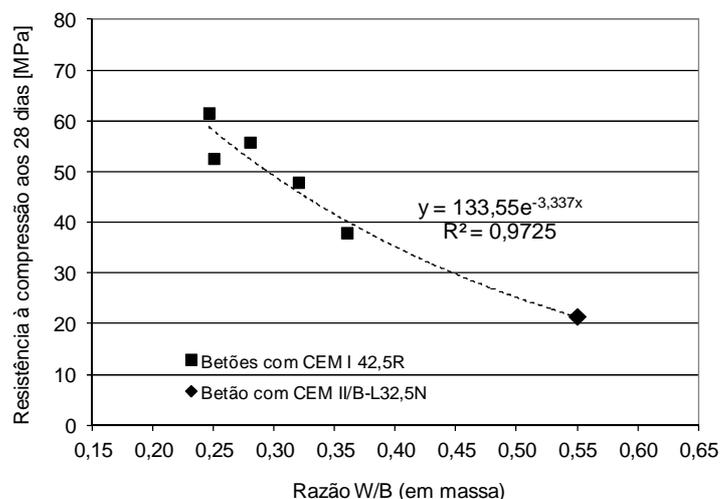


Figura 5.2. Relação entre a razão W/B e a resistência à compressão

Na Figura 5.3 apresentam-se as correlações entre a resistência e massa volúmica dos provetes saturados com a superfície seca, separados em função do tipo de cimento. Estimou-se que em média a massa volúmica dos provetes secos em ambiente exterior fosse cerca de 50 kg/m³ abaixo daquela obtida em provetes saturados. Na Figura 5.3, para além dos valores médios aos 28 dias apresentados no Quadro 5.1, incluem-se os valores individuais de cada provete, que pela sua extensão não foi possível incluir nesse quadro.

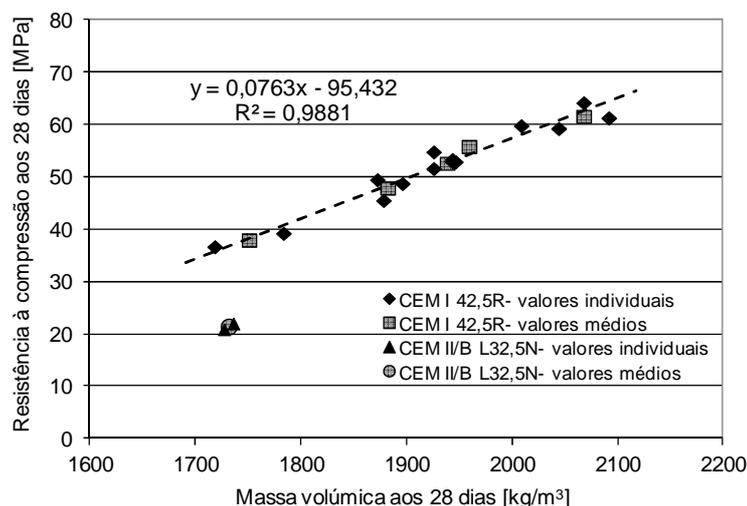


Figura 5.3. Relação entre a massa volúmica e a resistência à compressão

5.3 Betões produzidos em estaleiro

5.3.1 Amostragem por séries de amassaduras

O Quadro 5.2 ilustra os resultados obtidos na avaliação do processo de produção, nomeadamente na resistência à compressão e massa volúmica dos provetes saturados com a superfície seca, realizada aos 28 dias de idade em provetes sujeitos a cura normalizada. Cada linha apresentada no Quadro 5.2 inclui um número significativo de provetes provenientes de várias amassaduras da mesma série realizadas no mesmo dia. Nesta medida, seriam previsíveis valores superiores do desvio padrão, o que efetivamente se veio a constatar, como se verá mais adiante.

Pela extensão dos valores obtidos, entendeu-se conveniente que neste item fosse apresentada uma análise conjunta dos resultados obtidos laboratorialmente e em estaleiro no que diz respeito à resistência à compressão e massa volúmica dos provetes saturados e com a superfície seca, medidos aos 28 dias de idade, após cura normalizada. Nesta medida, na Figura 5.4 apresenta-se a correlação entre a razão W/B e a resistência à compressão aos 28 dias de todas as misturas sujeitas a cura normalizada, produzidas em laboratório e em estaleiro. Como se observa, os resultados mostram grande coerência e indicam que as correções efetuadas nas misturas em estaleiro foram adequadas, tendo-se obtido as gamas de resistência previstas.

Na Figura 5.5 apresentam-se as correlações entre a resistência e massa volúmica dos provetes saturados com a superfície seca, separados em função do tipo de cimento. Para além dos valores médios aos 28 dias de idade do betão, são apresentados os valores individuais de cada provete, que foi inviável incluir nos Quadros 5.1 e 5.2.

Quadro 5.2. Resistência à compressão e massa volúmica das séries de misturas em estaleiro

Id.	Razão W/C	Razão W/B	Idade do betão [dias]	Resistência à compressão			Massa volúmica		
				Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio [kg/m ³]	Desvio padrão [kg/m ³]	Coef. de variação [%]
S1-B	0,520	0,520	28	21,78	1,11	5,1	1719	42	2,4
S1-B	0,520	0,520	28	23,94	0,33	1,4	1778	27	1,5
S2-B	0,330	0,330	28	41,85	0,81	1,9	1846	14	0,7
S2-B	0,330	0,330	28	42,40	1,36	3,2	1831	28	1,5
S3-C	0,310	0,285	28	51,21	3,88	7,6	1917	10	0,5
S3-C	0,310	0,285	28	53,76	4,83	9,0	1933	52	2,7
S4-B	0,276	0,246	28	60,68	4,88	8,0	2058	35	1,7

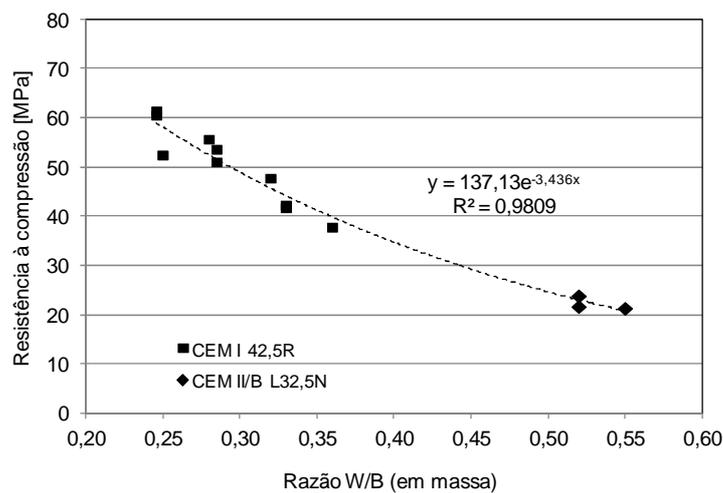


Figura 5.4. Relação entre a razão W/B e a resistência à compressão

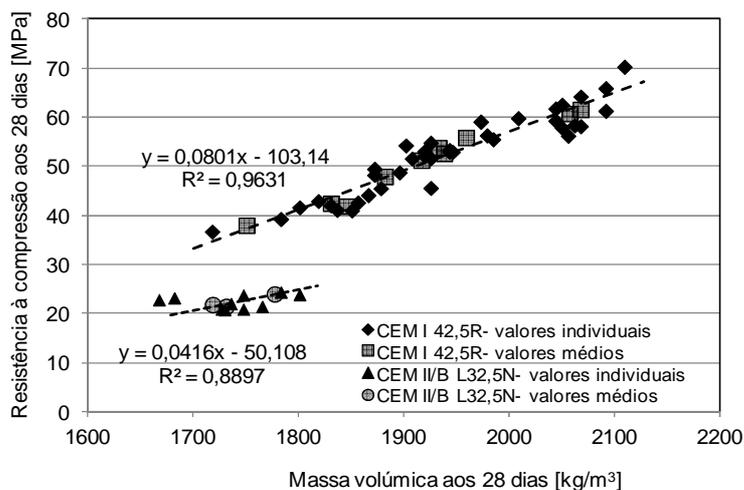


Figura 5.5. Relação entre a massa volúmica e a resistência à compressão

5.3.2 Amostragem por vigas produzidas

O Quadro 5.3 apresenta a avaliação do betão por viga produzida, nomeadamente a resistência à compressão e a massa volúmica dos provetes secos, curados em ambiente exterior juntamente com as vigas. Cada linha do Quadro 5.3 inclui os resultados obtidos em três provetes da mesma viga. Importa salientar que os betões foram ensaiados em idades diferentes, compreendidas entre os 27 e os 48 dias, à exceção da Série 4 em que os betões foram ensaiados decorrido cerca de 1 ano. Nesta medida, comparativamente com os betões sujeitos a cura normalizada que foram todos ensaiados aos 28 dias, esperava-se obter uma maior variação das resistências entre amassaduras idênticas, pelo facto de terem sido testadas em idades diferentes.

A Figura 5.6 apresenta graficamente a relação entre a razão água/materiais cimentícios (W/B) e a resistência à compressão dos provetes secos, curados em ambiente exterior juntamente com as vigas e ensaiados em idades diferentes.

Na Figura 5.7 apresentam-se as correlações entre a resistência e a massa volúmica dos provetes secos em ambiente exterior, separados em função do tipo de cimento. Conforme previsto, em média, a massa volúmica dos provetes secos foi cerca de 50 kg/m³ abaixo daquela obtida em provetes saturados. Também neste caso, para além dos valores médios apresentam-se os valores individuais de cada provete, que foi inviável incluir no Quadro 5.3.

Quadro 5.3. Resistência à compressão e massa volúmica dos betões curados com as vigas

Id.	Razão W/C	Razão W/B	Idade do betão [dias]	Resistência à compressão			Massa volúmica		
				Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio [kg/m ³]	Desvio padrão [kg/m ³]	Coef. de variação [%]
S1-B	0,520	0,520	39	23,47	0,60	2,5	1659	6	0,4
			27	22,76	0,59	2,6	1685	35	2,1
			31	22,04	1,30	5,9	1667	3	0,2
			31	22,37	0,76	3,4	1651	7	0,4
			45	28,50	0,72	2,5	1659	24	1,4
S2-B	0,330	0,330	48	45,07	1,54	3,4	1802	8	0,4
			48	42,07	2,40	5,7	1807	16	0,9
			41	47,07	1,63	3,5	1809	3	0,2
			48	49,19	1,34	2,7	1827	16	0,9
			41	43,92	3,38	7,7	1788	13	0,7
			41	46,98	2,19	4,7	1791	30	1,6
			41	43,02	2,02	4,7	1790	18	1,0
S3-C	0,310	0,285	29	52,05	3,02	5,8	1867	37	2,0
			30	51,20	2,37	4,8	1879	32	1,7
			35	52,38	2,14	4,1	1869	15	0,8
			40	55,26	4,16	7,5	1910	47	2,4
			34	53,42	2,96	5,5	1877	35	1,9
			39	60,43	4,24	7,0	1953	46	2,3
			30	51,60	2,19	4,5	1867	31	1,7
S4-B	0,276	0,246	374	65,16	3,09	4,7	2040	9	0,4

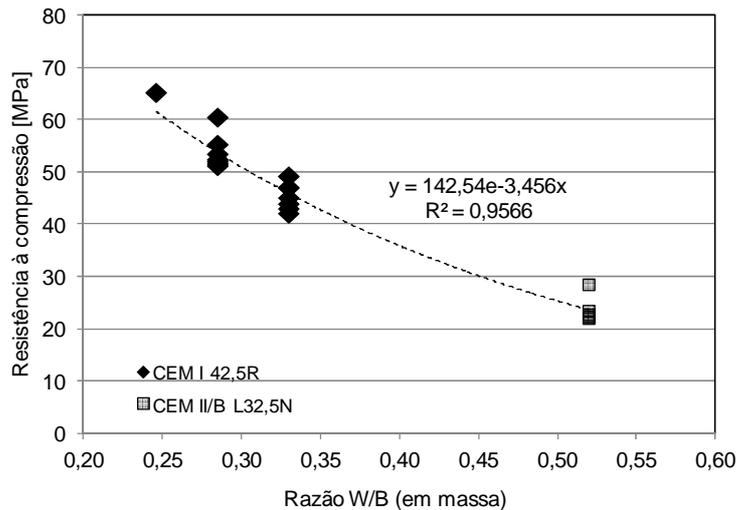


Figura 5.6. Relação entre a razão W/B e a resistência à compressão

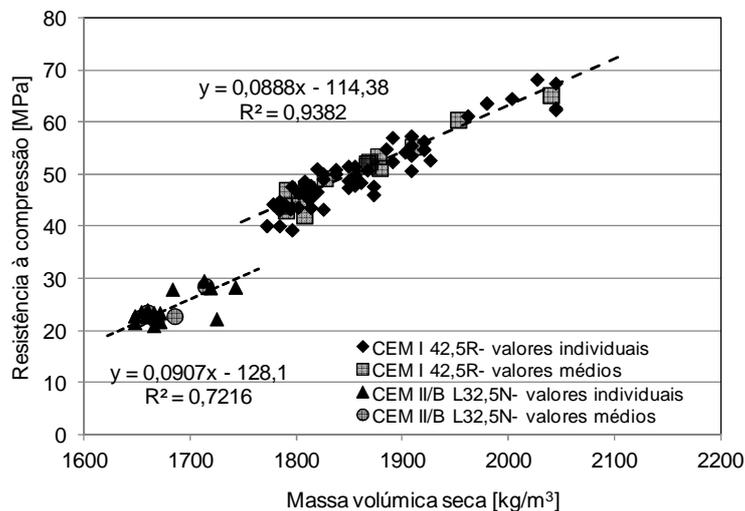


Figura 5.7. Relação entre a massa volúmica e a resistência à compressão

Na Figura 5.8 apresenta-se uma análise dos valores do desvio padrão, comparando os resultados obtidos nas diferentes amostragens, nomeadamente em laboratório, por série de amassaduras em estaleiro e por viga produzida. Em todos os casos verifica-se uma tendência para o aumento do desvio padrão com a resistência. A amostragem por série de amassaduras em estaleiro apresenta maiores valores do desvio padrão comparativamente às restantes, em especial para resistências mais elevadas. Tal facto era previsível, uma vez que cada amostra inclui provetes de diferentes amassaduras da mesma série de betão realizadas no mesmo dia, o que poderá corresponder a uma situação mais comum em obra. Os resultados obtidos na amostragem em laboratório são os mais reduzidos, devido ao controlo mais apertado do processo de produção e pelo facto de serem provenientes de uma única amassadura. Ainda assim, os resultados da amostragem por viga não se afastam muito daqueles obtidos em laboratório, ainda que sejam ligeiramente superiores. A estimativa do desvio padrão depende do processo de produção e da

amostragem, pelo que os valores aqui obtidos podem fornecer pistas importantes aquando da estimativa dos valores médios a partir dos valores característicos da resistência.

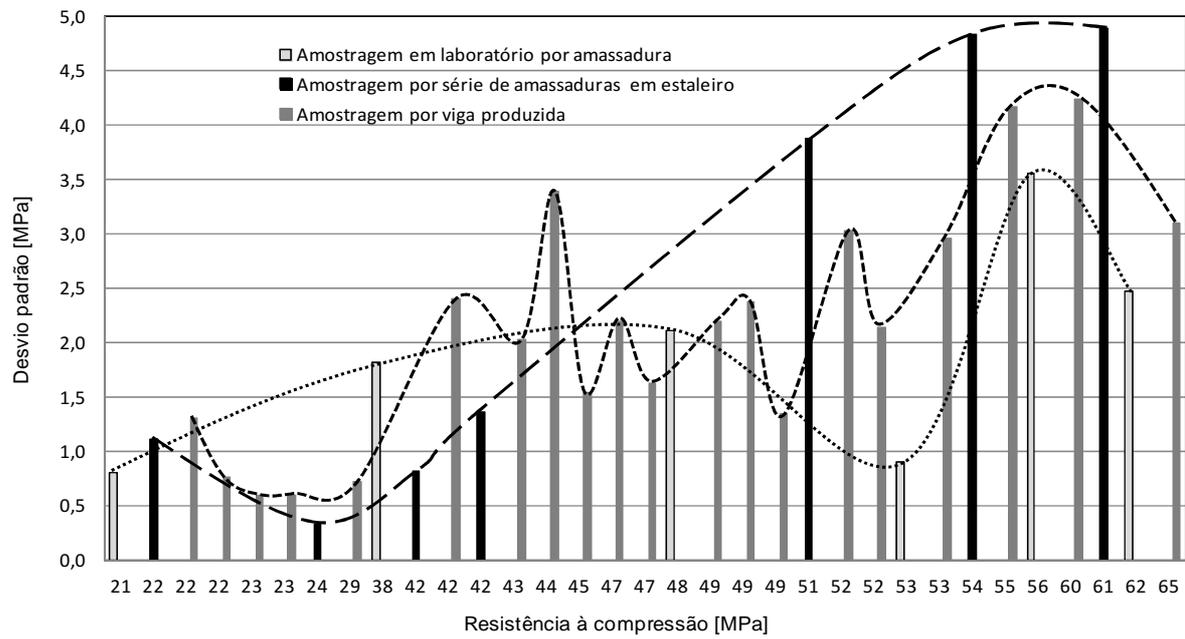


Figura 5.8. Variação do desvio padrão com a resistência à compressão

6 Análise estrutural das vigas

6.1 Introdução

Para cada viga foi realizado um estudo teórico em regime elástico linear assumindo um comportamento plástico perfeito. Com este estudo teórico pretendeu-se estimar os valores da flecha a 1/2 vão, a rotação relativa e a rotação plástica na zona de rotura, para compará-los com os valores obtidos experimentalmente, através do traçado dos gráficos rotação (θ) versus flecha (δ) (Capítulos 7 e 8).

Para a análise em regime elástico distinguiu-se inicialmente a análise da viga com a secção homogeneizada e com a secção não homogeneizada. Ao efetuar-se uma análise comparativa dos resultados obtidos por estas duas análises para uma das vigas, chegou-se à conclusão de que, sendo as diferenças mínimas e impercetíveis sobre os gráficos θ - δ , seria desnecessário a consideração das duas análises neste estudo. Optou-se assim por efetuar somente a análise elástica com secção homogeneizada.

Para a análise plástica foi assumida a formação de uma rótula plástica local a 1/2 vão da viga. Tal escolha justifica-se com a constatação de que a plastificação das armaduras ocorreu sempre na zona central das vigas. Com base na referida hipótese foi escolhido um mecanismo com o objetivo de estudar as vigas através de uma análise plástica.

De seguida é apresentada a nomenclatura usada para identificação das vigas e as diversas análises teóricas aplicadas neste estudo.

6.2 Nomenclatura usada para identificação das vigas

As características geométricas, físicas e mecânicas de cada viga, nomeadamente: a massa volúmica seca do betão leve (δ), a resistência média à compressão do betão em provetes cúbicos de 150 mm de aresta curados juntamente com as vigas (f_{lc}), as soluções adotadas para as armaduras longitudinais de tração, a altura útil da secção (d), a área da armadura longitudinal de tração (A_s) e as taxas de armadura longitudinal (ρ) e (ρ_b), bem como a relação (ρ/ρ_b), encontram-se resumidas no Quadro 6.1. As vigas foram divididas em três séries (S1, S2 e S3), tendo sido agrupadas em função da gama de resistência à compressão do betão. O desenho da secção transversal bem como os cálculos necessários para a definição dos parâmetros d , ρ e ρ_b de cada viga podem ser encontrados no relatório técnico [29]. Refere-se ainda que tais cálculos foram efetuados com as dimensões reais das vigas após descofragem. As vigas foram designadas em função da série a que pertencem (S1, S2 ou S3).

Quadro 6.1. Nomenclatura usada e características das vigas ensaiadas

Série	Vigas	$\bar{\delta}$ kg/m ³	f_{lc} MPa	Soluções	d mm	A_s cm ²	ρ %	ρ_b %	ρ/ρ_b
S1	S1-23,47-0,13	1659	23,5	2 ϕ 6	277	0,56	0,13	1,84	0,07
	S1-22,76-0,24	1685	22,8	2 ϕ 8	276	1,01	0,24	1,56	0,16
	S1-22,04-0,38	1667	22,0	2 ϕ 10	275	1,58	0,38	1,45	0,26
	S1-22,37-0,55	1651	22,4	2 ϕ 12	274	2,26	0,55	1,60	0,34
	S1-28,50-0,99	1659	28,5	2 ϕ 16	272	4,02	0,99	1,82	0,54
S2	S2-45,07-0,13	1802	45,1	2 ϕ 6	277	0,56	0,13	3,08	0,04
	S2-42,07-0,24	1807	42,1	2 ϕ 8	276	1,01	0,24	2,58	0,09
	S2-47,07-0,38	1809	47,1	2 ϕ 10	275	1,58	0,38	2,66	0,14
	S2-49,19-0,55	1827	49,2	2 ϕ 12	274	2,26	0,55	2,97	0,19
	S2-43,92-0,99	1788	43,9	2 ϕ 16	272	4,02	0,99	2,48	0,40
	S2-46,98-1,55	1791	47,0	2 ϕ 20	270	6,28	1,55	2,61	0,59
S3	S2-43,02-2,03	1790	43,0	4 ϕ 16	264	8,04	2,03	2,45	0,83
	S3-52,05-0,13	1867	52,1	2 ϕ 6	277	0,56	0,13	3,35	0,04
	S3-51,20-0,38	1879	51,2	2 ϕ 10	275	1,58	0,38	2,80	0,14
	S3-52,38-0,55	1869	52,4	2 ϕ 12	274	2,26	0,55	3,08	0,18
	S3-55,26-0,99	1910	55,3	2 ϕ 16	272	4,02	0,99	2,84	0,35
	S3-53,42-1,55	1877	53,4	2 ϕ 20	270	6,28	1,55	2,81	0,55
	S3-60,43-2,03	1953	60,4	4 ϕ 16	264	8,04	2,03	2,96	0,69
	S3-51,60-2,69	1867	51,6	2 ϕ 16+2 ϕ 20	255	10,30	2,69	2,76	0,98

O parâmetro ρ_b apresentado no Quadro 6.1 foi utilizado para permitir um estudo comparativo com algumas disposições regulamentares do ACI318 [1] e também possibilitar futuramente a comparação com outros estudos que utilizam a relação ρ/ρ_b para caracterizar a quantidade de armadura longitudinal de tração presente nas vigas.

Segundo o ACI318 [1], o parâmetro ρ_b é aquele que corresponde à taxa de armadura longitudinal que teoricamente conduz à chamada condição “balançada” para as extensões. Na sua Secção 10.3.2 o código refere que existem condições “balançadas” para as extensões, numa secção transversal, quando a extensão máxima na fibra extrema mais comprimida do betão alcança o seu valor último (ϵ_{cu}) simultaneamente com a primeira extensão de cedência ($\epsilon_y=f_y/E_s$) na armadura tracionada. A referida taxa, que produz esta condição “balançada” sob flexão, depende da forma da secção transversal, da localização das armaduras e das resistências dos materiais (betão e aço).

Segundo o ACI318 [1], o procedimento de cálculo do parâmetro ρ_b não é alterado para betões de agregados leves. A taxa de armadura longitudinal ρ_b , definida no Apêndice B (B.8.4.2) do ACI318 [1], é calculada através da seguinte expressão:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (6.1)$$

em que:

β_1 : representa o fator que deve ser tomado igual a 0,85 para resistências de betão inferior ou iguais a 4000 psi (27,6 MPa). Para resistências acima de 4000 psi (27,6 MPa), β_1 deve ser reduzido continuamente a uma taxa de 0,05 por cada 1000 psi (6,9 MPa) de resistência em excesso relativamente a 4000 psi (27,6 MPa). No entanto, β_1 nunca deve assumir um valor inferior a 0,65. Este parâmetro β_1 representa a relação entre a profundidade do diagrama retangular equivalente de tensões (a) e a profundidade da linha neutra (c) ver Figura 6.1;

f'_c : resistência do betão à compressão (em unidades MPa);

f_y : tensão de cedência do aço (em unidades MPa).

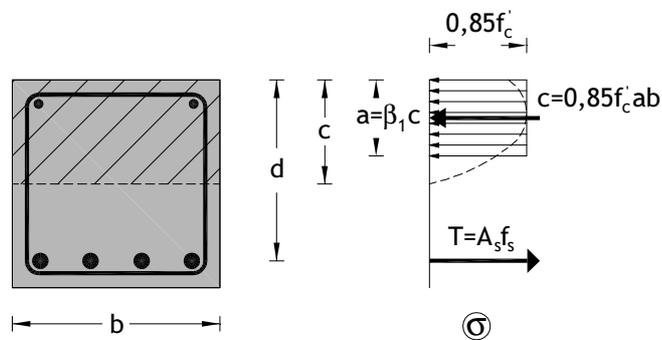


Figura 6.1. Distribuição das tensões de compressão no betão para a flexão simples: diagrama retangular equivalente [103]

Na sua análise sobre disposições regulamentares, Shah e Ahmad [103] apresentam a Equação 6.1 com um aspeto ligeiramente diferente:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + f_y} \quad (6.2)$$

O parâmetro ϵ_{cu} representa a extensão última do betão. As Equações 6.1 e 6.2 são perfeitamente equivalentes nos resultados finais.

A atribuição do valor para β_1 de 0,85, para betões com $f'_c \leq 4000$ psi (27,6 MPa), e uma redução deste a uma taxa de 0,05 por cada 1000 psi (6,9 MPa) em excesso relativamente a 4000 psi (27,6 MPa) tem uma base experimental.

6.3 Análise em regime elástico linear

6.3.1 Análise com secção transversal não homogeneizada

Considerando a secção cheia de betão (sem contribuição das armaduras) em fase elástica, a linha neutra passa no centro de gravidade da secção de betão. Tal é ilustrado na Figura 6.2 para uma secção retangular sujeita à flexão simples, onde se representam também os diagramas de tensões (σ) e de extensões (ϵ) associados à referida ação.

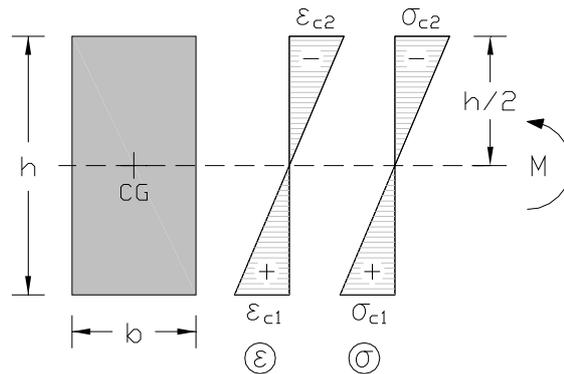


Figura 6.2. Secção retangular sujeita à flexão simples

Nestas condições, a tensão nas fibras extremas é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{c1} = \sigma_{c2} = \frac{Mh/2}{I} \quad (6.3)$$

O símbolo I representa o momento de inércia da secção retangular relativamente ao eixo que passa no seu centro de gravidade e é dado por:

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (6.4)$$

Por sua vez, as extensões são obtidas através da conhecida Lei de Hooke:

$$\epsilon_{c1} = \epsilon_{c2} = \frac{\sigma_{c1}}{E_c} = \frac{\sigma_{c2}}{E_c} \quad (6.5)$$

O módulo de elasticidade secante do betão leve, E_{lcm} , foi estimado através da expressão proposta pelo EC2 [10]. No Ponto 11.3.2, o EC2 indica que se pode obter uma estimativa dos valores médios do módulo secante E_{lcm} do betão leve multiplicando os valores indicados no Quadro 3.1 do EC2 [10], para betão de densidade normal, pelo coeficiente (η_E):

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (6.6)$$

sendo ρ (kg/m^3) a massa volúmica do betão leve seco em estufa de acordo com o procedimento descrito na Secção 4 da EN 206-1 [11].

No Quadro 3.1 do EC2 [10] encontram-se os valores de E_{cm} , módulo secante entre $\sigma_c = 0$ e $0,4f_{cm}$, para cada classe de resistência do betão de densidade normal (C12/15 a C90/105), os quais podem ser estimados através da equação que a seguir se apresenta (Equação 6.7) para betão com agregados de quartzito. Para agregados de calcário e de grés, o valor da Equação 6.7 deverá ser reduzido de 10% e de 30%, respetivamente. Para agregados de basalto, o valor da Equação 6.7 deverá ser aumentado de 20%. Na Equação 6.7, E_{cm} representa o módulo de elasticidade secante do betão de densidade normal (em MPa) e $f_{cm,cyl}$ a resistência à compressão média aos 28 dias obtida em cilindros padrão com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (em MPa).

$$E_{cm} = 22 \times \left(\frac{f_{cm,cyl}}{10} \right)^{0,3} \quad (6.7)$$

A relação entre a resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta e de provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura foi estabelecida através da regressão linear entre os valores característicos da classe de resistência para ambos os provetes apresentada no EC2 [10]. A regressão obtida, com um R^2 de 0,9998, foi a seguinte:

$$f_{cm,cyl} = 0,9092 \times f_{cm,cube} \quad (6.8)$$

A curvatura elástica da secção em estudo é calculada a partir do diagrama de extensões, sendo obtida da seguinte forma:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{c1}}{h/2} = \frac{\epsilon_{c2}}{h/2} \quad (6.9)$$

Tendo em conta que a curvatura ($1/r$) é constante ao longo da zona central das vigas sujeita à flexão pura (zona entre pontos de aplicação das cargas), a rotação relativa elástica entre duas secções situadas dentro da referida zona é obtida pelo produto da curvatura por 1,2 vezes a altura da secção.

$$\theta = \frac{1}{r} \times 1,2h \quad (6.10)$$

sendo h a altura da secção (30 cm). Segundo o EC2 [10] (Cláusula 5.6.3), o comprimento da rótula plástica pode ser assumida igual a $1,2h$.

A rotação relativa elástica entre as secções envolventes da rótula plástica, θ , é representada esquematicamente na Figura 6.3. Como a rotura ocorreu geralmente na zona de meio vão, a Figura 6.3 representa a rotação relativa considerando que a rótula plástica se localiza a 1/2 vão da viga.

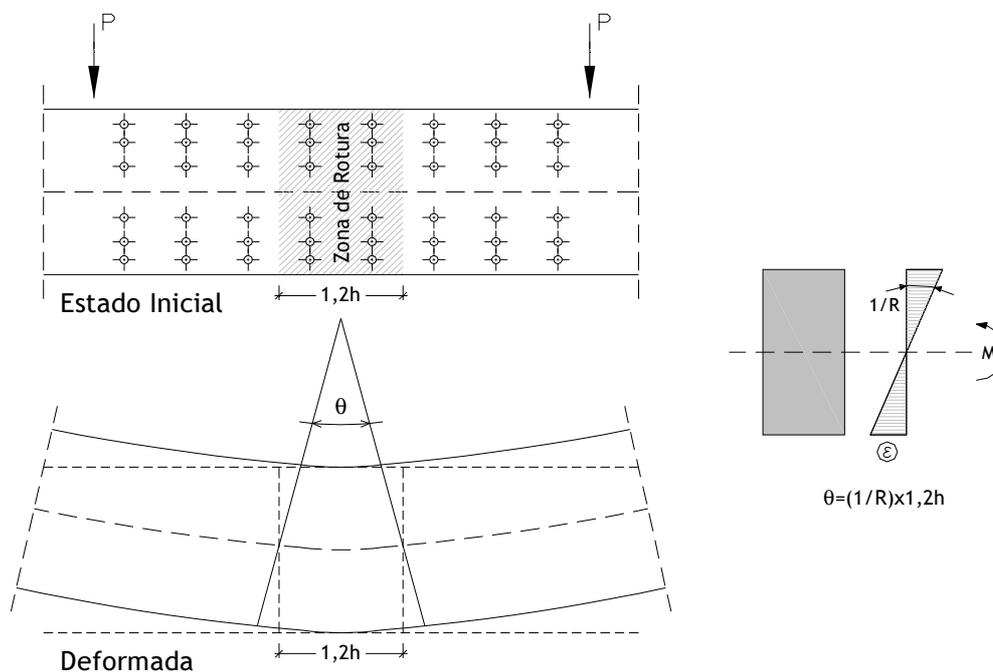


Figura 6.3. Rotação relativa elástica entre as secções envolventes da zona de rotura (rótula plástica)

A rotação relativa elástica, θ , calculada através da Equação 6.10, servirá, numa fase mais adiantada do estudo (Capítulo 8), para obter a componente teórica elástica da rotação nas vigas experimentais. O objetivo será subtrair esta rotação elástica aos valores das rotações experimentais, de forma a estudar somente o comportamento plástico das vigas. Os valores assim resultantes (valores experimentais da rotação plástica) serão comparados com os obtidos por uma análise teórica. Ora, tal análise parte do pressuposto da existência de uma rótula plástica local, para a qual, nesta fase elástica, se considerou um comprimento igual a $1,2h = 36$ cm, conforme justificado anteriormente. Como se verá no Capítulo 8, esta opção conduz a bons resultados.

A flecha elástica na secção de 1/2 vão e para o carregamento imposto nas vigas pode ser obtida através da seguinte expressão, apresentada por Montoya *et al.* em [84]:

$$\delta = a_0 = \alpha \frac{M_k l^2}{E_c I_e}; \quad \text{com } \alpha = \frac{1}{8} - \frac{1}{6} \left(\frac{a}{l} \right)^2 \quad (6.11)$$

onde:

M_k : momento fletor máximo na viga;

- l: vão da viga;
- E_c : módulo de elasticidade do betão;
- I_e : momento de inércia;
- a: distância das forças concentradas aos apoios.

Alguns parâmetros da Equação 6.11 estão ilustrados na Figura 6.4.

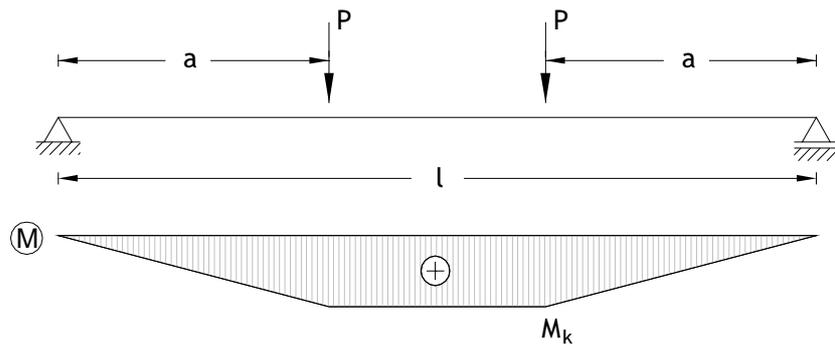


Figura 6.4. Parâmetros para o cálculo da flecha elástica

Sendo a análise efetuada em regime elástico, o gráfico rotação (θ) versus flecha (δ) corresponde a uma reta que tem início no Ponto (0;0) (Figura 6.5). Para calcular outro ponto da reta basta proceder aos cálculos anteriores para um valor qualquer do momento atuante M .

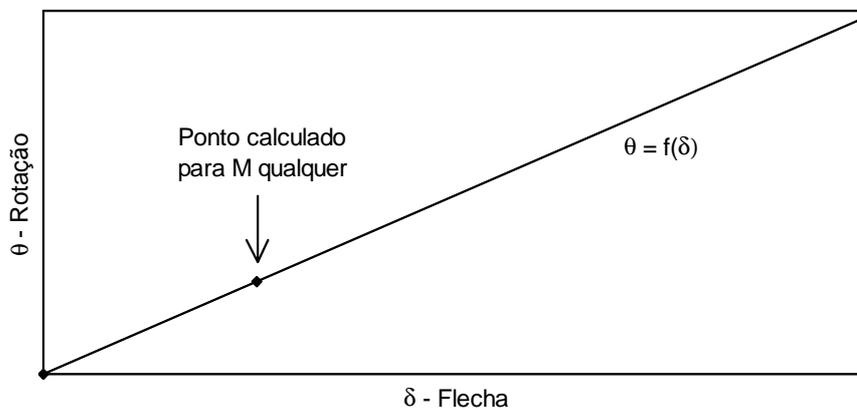


Figura 6.5. Gráfico θ - δ (análise elástica com secção não homogeneizada)

Os cálculos efetuados para cada uma das vigas, com vista a determinar o gráfico θ - δ em regime elástico e com a secção não homogeneizada, podem ser encontrados em [29]. Tais cálculos foram somente realizados para uma das vigas uma vez que, como se verá na Secção 6.3.2, as diferenças obtidas ao efetuar as duas análises distintas (com secção não homogeneizada e com secção homogeneizada) são desprezáveis.

6.3.2 Análise com secção transversal homogeneizada

Não desprezando a contribuição das armaduras, a linha neutra deixa de passar no centro de gravidade da secção cheia de betão. Esta passa agora no centro de gravidade da secção mista que tem em conta a presença das armaduras, como se ilustra na Figura 6.6 para uma secção retangular sujeita à flexão simples e com armadura longitudinal de tração junto à face inferior.

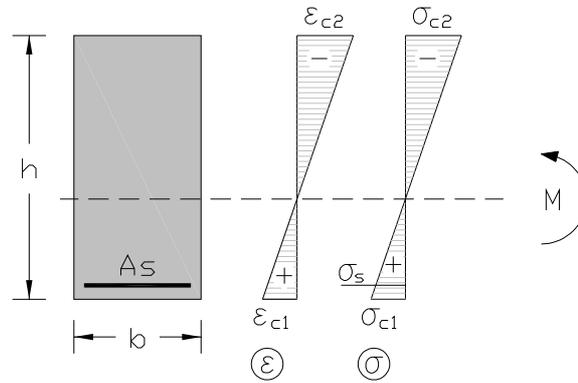


Figura 6.6. Secção retangular sujeita à flexão simples (com a contribuição das armaduras)

Como ilustrado na Figura 6.6, a presença das armaduras faz baixar a posição do centro de gravidade da secção, pelo que também baixa a posição da linha neutra.

A força de tração nas armaduras vem dada por:

$$F_s = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s \quad (6.12)$$

onde:

A_s : área de armadura longitudinal de tração;

E_s : módulo de elasticidade do aço das armaduras ordinárias que pode ser tomado como sendo igual a 200 GPa.

A homogeneização da secção consiste em substituir a área de armaduras por uma área equivalente de betão que absorva a mesma força. Chamando A'_s à referida área de betão, a força absorvida pela área equivalente de betão será:

$$F'_c = A'_s E_c \varepsilon_s \quad (6.13)$$

Como $F'_c = F_s$, tem-se que:

$$A'_s E_c \varepsilon_s = A_s E_s \varepsilon_s \Leftrightarrow A'_s = \frac{E_s}{E_c} A_s = \alpha A_s \quad (6.14)$$

o parâmetro α é denominado coeficiente de homogeneização.

Na Figura 6.7 é representada esquematicamente a secção final homogeneizada.

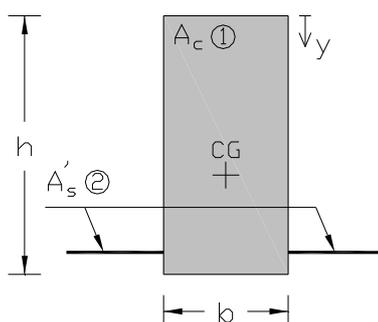


Figura 6.7. Secção homogeneizada

A posição do centro de gravidade desta nova secção é calculada pela expressão:

$$y_{CG} = \frac{\sum y_{CGi} A_i}{\sum A_i} = \frac{y_{CG1} A_1 + y_{CG2} A_2}{A_1 + A_2} \quad (6.15)$$

Os parâmetros y_{CGi} e A_i representam, respetivamente, a posição do centro de gravidade, medida segundo o eixo y (Figura 6.7), e a área de cada zona elementar em que é dividida a secção (Áreas 1 e 2 representadas na Figura 6.7).

O momento de inércia da secção homogeneizada, relativamente ao eixo que passa no seu centro de gravidade, pode ser calculado através do Teorema de Lagrange-Steiner:

$$I_{CG} = \sum (I_{CGi} + A_i (y_{CG} - y_{CGi})^2) = I_{CG1} + A_1 (y_{CG} - y_{CG1})^2 + I_{CG2} + A_2 (y_{CG} - y_{CG2})^2 \quad (6.16)$$

onde:

I_{CG} : momento de inércia da secção homogeneizada relativamente ao seu centro de gravidade;

I_{CGi} : momento de inércia de cada área elementar (Áreas 1 e 2 da Figura 6.7) relativamente ao seu centro de gravidade;

A_i : área de cada zona elementar;

y_{CG} : distância da origem do referencial, medida segundo o eixo y (Figura 6.7), ao centro de gravidade da secção homogeneizada;

y_{CGi} : distância da origem do referencial, medida segundo o eixo y (Figura 6.7), ao centro de gravidade de cada área elementar.

Por simplificação, considera-se que o momento de inércia das armaduras relativamente ao seu centro de gravidade é muito pequeno e, por isso, pode ser desprezado. De facto, na secção cheia de betão a área correspondente às armaduras é muito pequena quando comparada com a de betão.

Nestas condições, as tensões nas fibras extremas são dadas pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{c1} = \frac{M \cdot y_{c1}}{I_{CG}} ; \sigma_{c2} = \frac{M \cdot y_{c2}}{I_{CG}} \quad (6.17)$$

O parâmetro y_{ci} representa a distância, medida segundo y (Figura 6.7), do centro de gravidade da secção homogeneizada às fibras onde se pretende calcular as tensões e o parâmetro I_{CG} representa o momento de inércia da secção homogeneizada, calculada pela Equação 6.16.

Por sua vez, as extensões nas mesmas fibras são dadas por:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{\sigma_{c1}}{E_c} ; \varepsilon_{c2} = \frac{\sigma_{c2}}{E_c} \quad (6.18)$$

O módulo de elasticidade do betão leve é calculado através do produto das Equações 6.6 e 6.7.

A curvatura elástica da secção homogeneizada é dada por:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{c1}}{y_{c1}} = \frac{\varepsilon_{c2}}{y_{c2}} \quad (6.19)$$

A rotação relativa elástica e a flecha elástica são calculadas da mesma forma que para a análise elástica com secção não homogeneizada (Secção 6.3.1), existindo somente como única diferença, no cálculo da flecha elástica, deve-se agora entrar com o momento de inércia da secção homogeneizada calculada pela Equação 6.16.

Da mesma forma como para a análise com secção não homogeneizada a curva θ - δ corresponde a uma reta que tem início no Ponto (0;0) (Figura 6.8). Para calcular outro ponto da reta basta proceder, analogamente à análise da Secção 6.3.1, aos cálculos anteriores para um valor qualquer do momento atuante M .

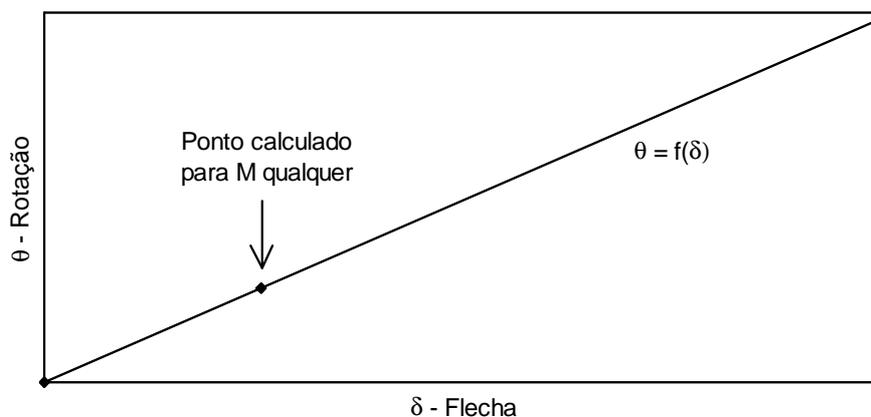


Figura 6.8. Gráfico θ - δ (análise elástica com secção homogeneizada)

Como pode ser encontrado em [29], a Viga S1-23,47-0,13 foi calculada para ambas as análises (com secção não homogeneizada e secção homogeneizada). Os cálculos da relação θ - δ deram origem às seguintes equações:

$$\begin{aligned} \theta &= 0,586 \times 10^{-3} \delta \text{ (análise com secção não homogeneizada)} \\ \theta &= 0,587 \times 10^{-3} \delta \text{ (análise com secção homogeneizada)} \end{aligned} \quad (6.20)$$

Encontra-se assim uma pequena diferença nos resultados de uma análise para outra. Tal diferença é impercetível no traçado dos gráficos θ - δ , existindo praticamente uma sobreposição das retas para as escalas utilizadas neste estudo. Tendo sido os cálculos efetuados numa das vigas, optou-se por calcular todas as restantes vigas somente para uma análise com secção homogeneizada. A opção por esta análise, em detrimento da outra, julga-se ser a mais correta.

O cálculo efetuado para todas as vigas com vista a determinar a relação θ - δ em regime elástico, bem como o traçado do gráfico respetivo, podem ser encontrados em [29].

O Quadro 6.2 apresenta resumidamente, para cada viga, a rotação relativa elástica, θ , e a flecha elástica, δ , calculadas para um momento de 10 kNm, bem como a função $\theta = f(\delta)$ obtida para o respetivo gráfico θ - δ .

Quadro 6.2. Funções $\theta = f(\delta)$ (análise elástica com secção homogeneizada)

Série	Vigas	θ ($\times 10^{-3}$ rad) ($M = 10\text{kNm}$)	δ (mm) ($M = 10\text{kNm}$)	Função $\theta = f(\delta)$
S1	S1-23,47-0,13	0,6264	1,0673	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S1-22,76-0,24	0,6303	1,0738	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S1-22,04-0,38	0,6201	1,0565	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S1-22,37-0,55	0,5601	0,9542	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S1-28,50-0,99	0,4026	0,6860	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
S2	S2-45,07-0,13	0,4572	0,7790	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S2-42,07-0,24	0,4330	0,7378	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S2-47,07-0,38	0,4115	0,7011	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S2-49,19-0,55	0,4323	0,7366	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S2-43,92-0,99	0,4026	0,6860	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S2-46,98-1,55	0,3897	0,6640	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
S3	S2-43,02-2,03	0,3392	0,5779	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S3-52,05-0,13	0,3990	0,6799	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S3-51,20-0,38	0,3875	0,6602	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S3-52,38-0,55	0,3593	0,6121	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S3-55,26-0,99	0,3577	0,6094	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S3-53,42-1,55	0,3083	0,5252	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
	S3-60,43-2,03	0,3403	0,5798	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$
S3-51,60-2,69	0,3309	0,5637	$\theta = 0,587 \times 10^{-3} \delta$	

6.4 Comportamento teórico em fase plástica perfeita

Para esta análise assumiu-se a formação de uma rótula plástica local imediatamente no início do carregamento. Como nas vigas ensaiadas a plastificação das armaduras ocorreu sempre na região central (zona de 1/2 vão), assumiu-se, para esta análise teórica, uma rótula plástica localizada na secção de 1/2 vão das vigas. O mecanismo associado está representado na Figura 6.9.

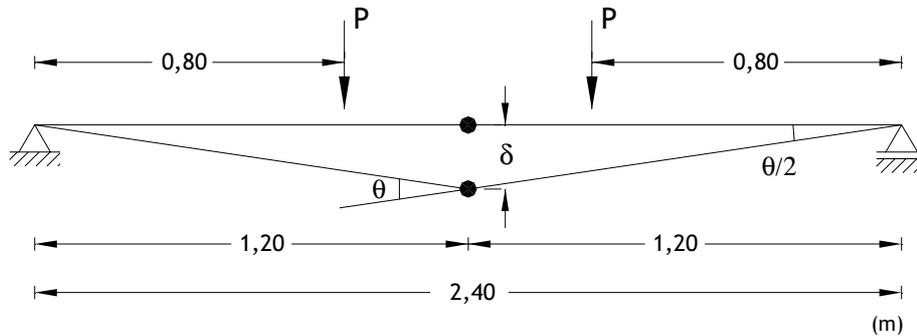


Figura 6.9. Mecanismo assumido para as vigas

Na Figura 6.9 o parâmetro δ representa a flecha na secção de meio vão da viga e θ a rotação relativa plástica entre as secções imediatamente à esquerda e à direita da rótula plástica local. A rotação da viga no apoio é $\theta/2$. Como interessa traçar o gráfico θ - δ para esta análise, é necessário então encontrar uma equação que relacione os referidos parâmetros δ e θ . Tal equação obtém-se através de uma simples relação trigonométrica:

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{\delta}{1200} \Leftrightarrow \theta = 2 \operatorname{arctg}\left(\frac{\delta}{1200}\right) \quad (6.21)$$

Para flechas com pequena ordem de grandeza quando comparadas com o vão, como é o caso das flechas sofridas pelas vigas ensaiadas, esta equação trigonométrica pode ser aproximada a uma reta que passa no Ponto (0;0) (Figura 6.10). Basta assim calcular outro ponto qualquer, através da Equação 6.21, para traçar o gráfico θ - δ .

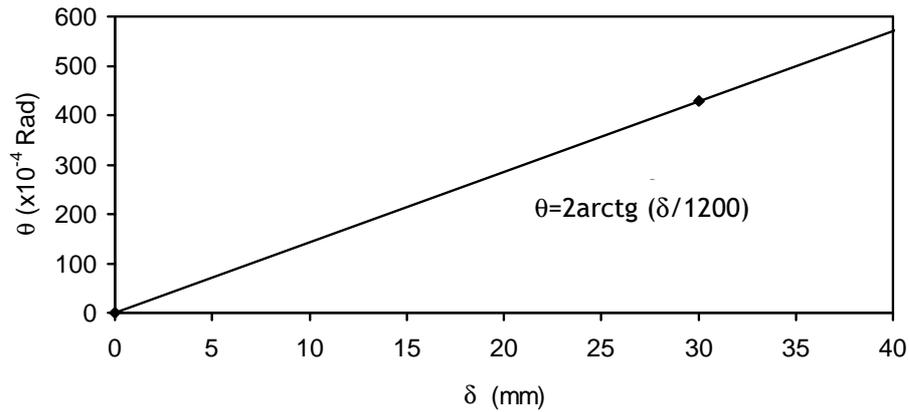


Figura 6.10. Gráfico θ-δ (análise plástica)

Assim, para uma flecha de 30 mm (ordem de grandeza corrente para o valor das flechas máximas ocorridas nas vigas ensaiadas) vem uma rotação, θ, de:

$$\theta = 2 \arctg\left(\frac{30}{1200}\right) = 2,86^\circ = 499,90 \times 10^{-4} \text{ rad} \quad (6.22)$$

As rotações devem ser expressas em radianos, para permitir uma comparação com as rotações experimentais e as calculadas em regime elástico.

Note-se que o gráfico da Figura 6.10 é invariável para todas as vigas experimentais, uma vez que a relação θ-δ depende somente da geometria do modelo da viga e da localização da rótula plástica local, que se assumiu constante para todas as vigas.

7 Análise global dos resultados experimentais

7.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados, analisados e discutidos os resultados obtidos experimentalmente através do ensaio das vigas.

Apresentam-se os gráficos de comportamento experimental obtidos para cada viga, designadamente; a evolução da flecha com a carga e a evolução da curvatura com o momento. Outros gráficos obtidos, como é o caso da evolução da flecha com a rotação, são desenhados simultaneamente com as previsões teóricas, permitindo assim uma análise da tendência da curva experimental face ao previsto teoricamente.

Finalmente são também apresentados os gráficos com a evolução da profundidade do eixo neutro na zona de rotura ao longo dos ensaios.

7.2 Diagramas de comportamento experimental

7.2.1 Evolução da flecha com a carga aplicada

Nesta secção, apresentam-se os gráficos carga (P) *versus* flecha (δ) obtidos experimentalmente para cada viga ensaiada. As curvas P - δ obtiveram-se diretamente a partir dos valores experimentais, resultantes durante os ensaios, relativos ao nível da carga aplicada e à flecha na secção de 1/2 vão (zona onde ocorreu geralmente a rotura). A carga média aplicada, P , é calculada a partir dos valores obtidos pelas células de carga. A flecha na secção de meio vão, δ , é obtida diretamente através das leituras efetuadas pelo transdutor de deslocamentos aí colocado. Todos os valores retirados durante os ensaios e necessários para o traçado dos gráficos experimentais P - δ podem ser encontrados em [29] para cada viga e para cada paragem de carga efetuada durante os ensaios.

As Figuras 7.1 a 7.3 apresentam os gráficos experimentais P - δ obtidos para o conjunto das vigas de ensaio. Cada figura, relativa a uma série de vigas, inclui as curvas obtidas para todas as vigas pertencentes a uma mesma série. Cada curva inclui um marcador identificativo do ponto de cedência da armadura longitudinal de tração. Tal ponto característico das curvas P - δ foi identificado a partir dos valores experimentais das extensões nas armaduras, conhecendo-se previamente o valor experimental da extensão de cedência das armaduras obtidas através do ensaio de provetes de armaduras (Quadro 4.1).

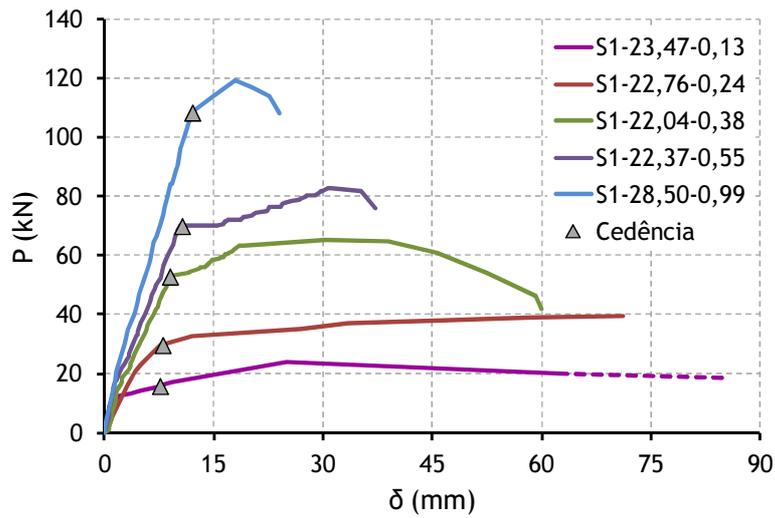


Figura 7.1. Evolução da flecha com a carga aplicada (vigas da Série 1)

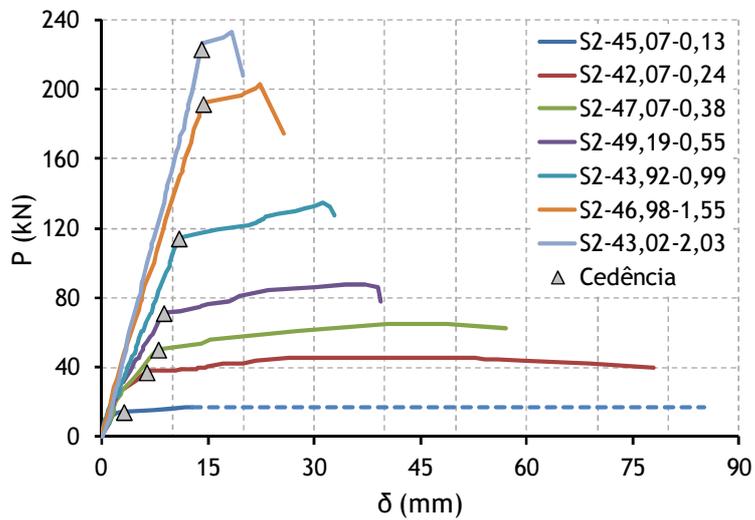


Figura 7.2. Evolução da flecha com a carga aplicada (vigas da Série 2)

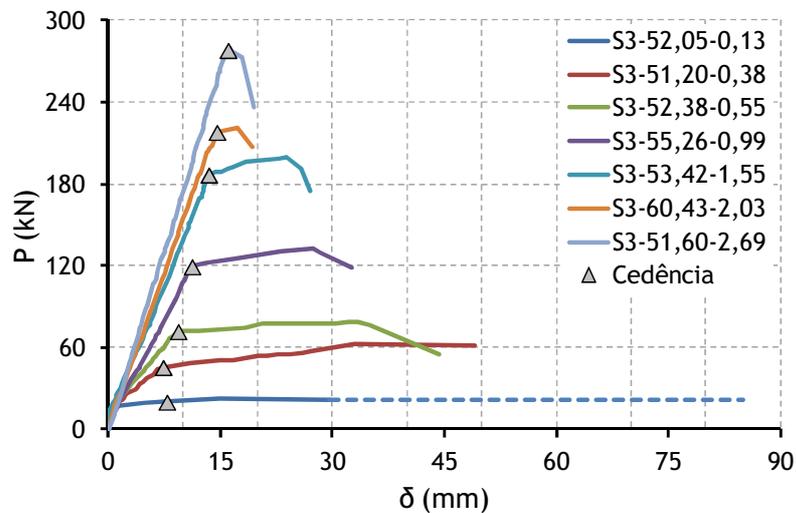


Figura 7.3. Evolução da flecha com a carga aplicada (vigas da Série 3)

Para as primeiras vigas de cada série, vigas com as menores taxas de armadura longitudinal de tração (próximas da armadura mínima de flexão), a rotura das mesmas ocorreu imediatamente após a fissuração do betão e deu-se pela rotura das armaduras. O incremento instantâneo das deformações da viga, resultante da cedência das armaduras na fissura, impossibilitou, a partir de determinado momento, o registo dos parâmetros experimentais a partir dos instrumentos de medição, o qual era feito de forma manual. Para as vigas em questão, as linhas a traço interrompido pretendem apenas indicar a tendência das curvas $P-\delta$, sendo que o último ponto da curva a traço interrompido não corresponde ao instante exato da rotura pelas armaduras.

Da análise das figuras anteriores ressalta imediatamente que todas as curvas têm uma forma semelhante e são compostas basicamente por quatro zonas de comportamento distinto. Na primeira zona, caracterizada por um troço praticamente reto, verifica-se um aumento gradual da flecha com a carga aplicada. Esta zona comportamental corresponde ao estado não fissurado da viga (Estado I). Para grande parte das vigas verifica-se que existe praticamente uma sobreposição inicial do referido troço. Tal facto indica que, para os primeiros incrementos de carga, o comportamento e a evolução das vigas é muito semelhante, sendo a contribuição das armaduras muito pequena. No segundo troço, verifica-se um acréscimo das flechas para incrementos de carga semelhantes aos observados no primeiro troço. Esta zona comportamental corresponde ao estado fissurado (Estado II), pelo que a observação anterior relaciona-se com a perda de rigidez da viga devido à fissuração. A mobilização das diferentes quantidades de armaduras na zona das fissuras presentes em cada viga justifica as diferenças de rigidez de flexão observadas entre as mesmas. No terceiro troço verificam-se grandes flechas para incrementos de carga muito pequenos. Tal comportamento surge com o início da cedência das armaduras tracionadas na zona central das vigas. O comprimento desse troço de curva é mais ou menos extenso consoante é maior ou menor a ductilidade da viga, uma vez que esta define-se como a capacidade da viga sustentar grandes deformações sem perda apreciável da capacidade de carga. Observa-se uma clara influência da taxa de armadura de flexão na extensão do troço da curva em questão. Finalmente, o quarto troço do diagrama, mais evidenciado nalgumas vigas do que noutras, corresponde a um troço descendente da curva. Em tal zona existe perda da capacidade de carga à medida que as vigas continuam a sofrer deformações. Tal comportamento manifesta-se até ocorrer a rotura por esmagamento do betão comprimido (com exceção das primeiras vigas). A inclinação desse ramo descendente parece aumentar à medida que aumenta também a quantidade de armadura de tração, indicando assim uma tendência para uma rotura mais súbita.

Apesar de algumas exceções, a tendência geral é a de que, para uma dada gama de betões, a capacidade de deformação da viga com as armaduras em cedência vai diminuindo com o aumento da quantidade de armadura tracionada. Parece assim existir, logo à partida, um indício de que, mantendo a resistência do betão aproximadamente constante, a ductilidade do elemento diminui com o aumento da taxa de armadura longitudinal de tração. Esta tendência também já tinha sido observada em vigas com betão de densidade normal [23, 24].

Para as vigas com as menores taxas de armaduras, a rotura deu-se em geral por insuficiência de armadura. Como anteriormente referido e justificado, em tais vigas não foi possível realizar os registos até à rotura efetiva das armaduras.

O Quadro 7.1 apresenta, para todas as vigas, os valores experimentais obtidos para a carga de cedência (P_y), flecha de cedência (δ_y), carga última (P_u), flecha última (δ_u), carga máxima (P_r) e flecha máxima (δ_r). A carga de cedência foi calculada com base nos valores experimentais das extensões obtidas nas armaduras longitudinais de tração. Estes valores são comparados com os valores de cedência obtidos diretamente a partir dos ensaios à tração dos provetes de armaduras utilizadas nas vigas (Capítulo 4). A flecha de cedência é obtida por interpolação linear a partir dos valores experimentais da carga e da flecha, conhecendo à partida também a carga de cedência de cada viga. A carga última e a flecha última correspondem aos valores máximos da carga e da flecha que as vigas conseguiram suportar e retiram-se também a partir dos valores experimentais obtidos para estes parâmetros. Todos os cálculos efetuados para a determinação dos parâmetros de cedência das vigas assim como os valores experimentais das cargas e das flechas podem ser encontrados em [29]. Refira-se que os valores últimos das flechas, apresentados no Quadro 7.1, são expostos somente a título comparativo entre vigas. Mais adiante no Capítulo 8 (Secção 8.2.1) definir-se-ão as flechas últimas segundo outro critério para o estudo da ductilidade das vigas.

Quadro 7.1. Valores últimos e de cedência para a carga e a flecha

Série	Vigas	P_y kN	δ_y mm	P_u kN	δ_u mm	P_r kN	δ_r mm
S1	S1-23,47-0,13	15,85	7,64	18,50	85,00	≈23,79	---
	S1-22,76-0,24	29,69	8,00	29,69	82,90	39,28	71,10
	S1-22,04-0,38	52,88	8,99	52,88	53,43	64,21	39,04
	S1-22,37-0,55	69,96	10,66	75,86	37,22	82,88	31,02
	S1-28,50-0,99	108,37	12,06	108,37	23,96	119,45	17,96
S2	S2-45,07-0,13	14,14	3,09	17,30	85,00	≈17,27	---
	S2-42,07-0,24	36,99	6,30	40,00	78,00	45,46	47,72
	S2-47,07-0,38	50,03	7,92	62,09	57,08	64,85	48,74
	S2-49,19-0,55	71,07	8,71	80,89	39,40	87,67	37,28
	S2-43,92-0,99	114,07	10,86	127,26	32,94	134,43	31,36
	S2-46,98-1,55	191,45	14,28	191,45	23,74	202,71	22,42
	S2-43,02-2,03	222,98	14,02	222,98	19,07	232,33	20,02
S3	S3-52,05-0,13	20,21	7,84	22,00	29,54	≈22,48	---
	S3-51,20-0,38	45,65	7,35	58,90	48,98	62,41	33,08
	S3-52,38-0,55	72,05	9,37	72,05	36,69	79,03	32,18
	S3-55,26-0,99	119,61	11,22	119,61	32,06	132,65	27,50
	S3-53,42-1,55	186,91	13,46	186,91	26,31	200,11	23,94
	S3-60,43-2,03	218,20	14,56	218,20	17,61	220,64	17,24
	S3-51,60-2,69	278,33	16,04	278,33	16,36	279,14	16,26

7.2.2 Evolução da curvatura com o momento

Nesta secção apresentam-se os gráficos momento (M) versus curvatura ($1/r$) obtidos experimentalmente para as vigas ensaiadas. Os pontos das curvas experimentais $M-1/r$ obtiveram-se diretamente a partir dos valores experimentais lidos durante os ensaios. Os momentos na zona central das vigas (região com flexão teoricamente pura) são obtidos estaticamente a partir do valor da carga aplicada na viga durante o ensaio (Figura 6.4). As curvaturas, nessa mesma região, foram determinadas a partir da reta de regressão linear dos pontos experimentais correspondentes às extensões. Tais extensões experimentais foram medidas ao longo da altura da viga e entre as duas colunas de pastilhas “Demec” envolvidas da secção de rotura. O cálculo das referidas extensões experimentais bem como os diagramas experimentais das extensões ao longo da altura da zona da viga em estudo (zona de rotura), obtidos por regressão linear, podem ser encontrados em [29]. Também no relatório técnico [29] pode ser encontrado o cálculo das curvaturas correspondentes. Todas estas informações são apresentadas para cada viga e para cada nível de carga considerado durante os ensaios. Finalmente, também é apresentado em [29], num quadro resumo, os valores experimentais de M e $1/r$ que conduziram ao traçado dos gráficos $M-1/r$.

As Figuras 7.4 a 7.6 apresentam os gráficos experimentais $M-1/r$ obtidos para a maioria das vigas de ensaio. Tal como para os gráficos $P-\delta$ da secção anterior, cada figura, relativa a uma série de vigas, inclui as curvas obtidas para todas as vigas pertencentes a uma mesma série.

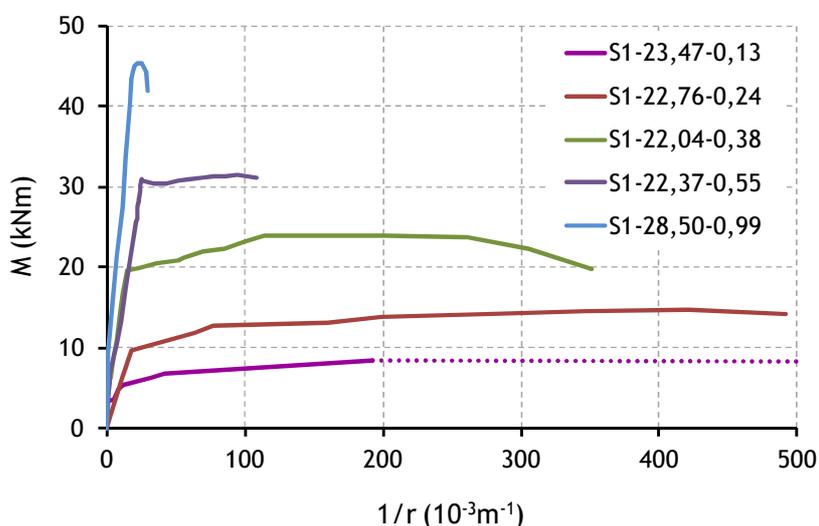


Figura 7.4. Evolução da curvatura com o momento (vigas da Série 1)

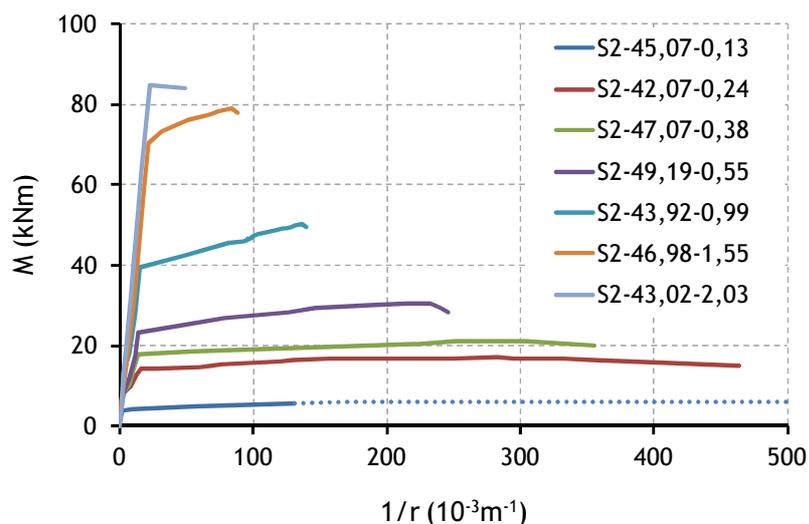


Figura 7.5. Evolução da curvatura com o momento (vigas da Série 2)

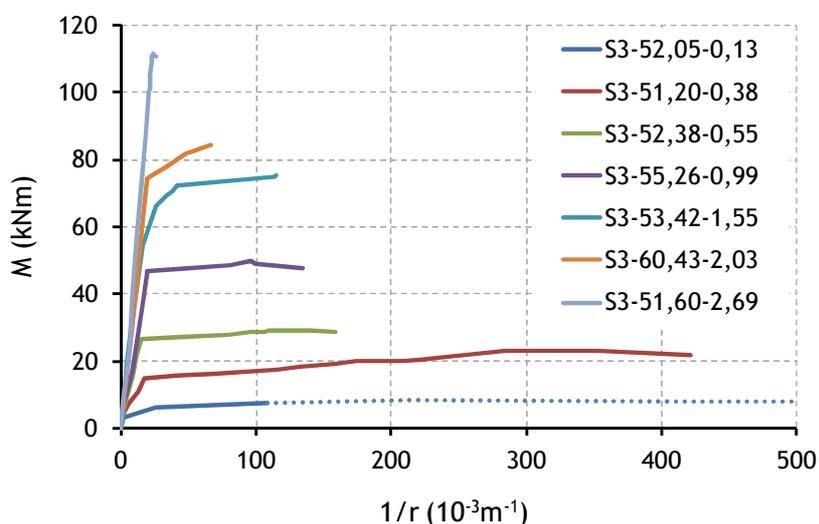


Figura 7.6. Evolução da curvatura com o momento (vigas da Série 3)

Da análise das figuras anteriores salienta-se que todas as curvas possuem uma forma semelhante às curvas $P-\delta$ apresentadas na secção anterior. Surge novamente o primeiro troço, praticamente reto, no qual se verifica um aumento gradual da curvatura com o momento instalado (Estado I). Distingue-se também o segundo troço no qual se observa uma quebra de rigidez das vigas (Estado II). Distingue-se ainda o terceiro troço, onde se observam grandes curvaturas para incrementos de momentos muito pequenos, correspondendo assim à zona do diagrama em que as armaduras tracionadas se encontram em cedência. Porém, nestes gráficos, não se evidencia o troço do diagrama correspondente ao ramo descendente. Tal pode ser explicado pelo facto do alongâmetro (aparelho de medição utilizado para medir as distâncias entre as pastilhas “Demec”) ter uma abertura limitada. De facto, na fase final do ensaio (perto da rotura), verificou-se que em algumas vigas a fenda principal na zona plastificada (na secção de rotura) tinha uma abertura tal que já não era possível efetuar as últimas medições com o alongâmetro.

Verificou-se que a distância, na zona tracionada, entre as colunas de pastilhas “Demec” envolventes da secção de rotura ultrapassava já a abertura limite do aparelho. Por este motivo, alguns gráficos $M-1/r$ ficaram parcialmente incompletos na sua parte final, uma vez que não foi possível efetuar a medição das extensões até ao ponto de rotura da viga. Saliente-se que, apesar de faltarem algumas medições na parte final do ensaio, a rotura ocorreu logo muito pouco tempo após se ter efetuado a última série de medições para as extensões.

As tendências observadas na secção anterior (curvas $P-\delta$), relativas à extensão do terceiro troço comportamental, não são claramente evidenciadas nos gráficos anteriores, provavelmente devido ao aspeto anteriormente referido. Mesmo assim, acredita-se que, para uma dada gama de betões, a capacidade de deformação da viga com as armaduras em cedência deve diminuir com o aumento da quantidade de armadura tracionada.

O Quadro 7.2 apresenta, para todas as vigas, os valores experimentais obtidos para o momento de cedência (M_y), curvatura de cedência ($(1/r)_y$), momento último (M_u), curvatura última ($(1/r)_u$), momento máximo (M_r) e curvatura máxima ($(1/r)_r$). O momento de cedência foi calculado com base no valor da carga de cedência de cada viga. A curvatura de cedência é obtida por interpolação linear a partir dos valores experimentais dos momentos e das curvaturas, e conhecendo também o momento de cedência de cada viga. O momento último e a curvatura última correspondem aos valores máximos do momento e da curvatura que as vigas conseguiram suportar e retiram-se também a partir dos valores experimentais obtidos para estes parâmetros. Todos os cálculos efetuados para a determinação dos referidos parâmetros de cedência das vigas, assim como os valores experimentais dos momentos e das curvaturas, podem ser encontrados em [29]. Refira-se que os valores últimos das curvaturas apresentados no Quadro 7.2 são expostos somente para uma análise comparativa entre vigas. Tal como para as flechas últimas (Secção 7.2.1), definir-se-ão, mais à frente neste estudo, as curvaturas últimas segundo outro critério para o estudo da ductilidade.

Quadro 7.2. Valores últimos e de cedência para o momento e a curvatura

Série	Vigas	M_y kNm	$(1/r)_y$ 10^{-3} m^{-1}	M_u kNm	$(1/r)_u$ 10^{-3} m^{-1}	M_r kNm	$(1/r)_r$ 10^{-3} m^{-1}
S1	S1-23,47-0,13	6,34	31,23	7,94	---	$\approx 8,49$	---
	S1-22,76-0,24	11,88	64,03	11,88	491,47	14,66	421,28
	S1-22,04-0,38	21,15	56,18	21,15	327,18	24,04	113,40
	S1-22,37-0,55	30,79	25,58	30,79	107,78	31,39	94,89
	S1-28,50-0,99	43,61	17,71	43,61	28,75	45,36	22,27
S2	S2-45,07-0,13	5,61	130,55	6,16	---	$\approx 6,19$	---
	S2-42,07-0,24	14,83	59,59	14,83	463,63	16,87	249,07
	S2-47,07-0,38	18,55	54,79	18,55	355,51	21,13	303,63
	S2-49,19-0,55	25,13	46,43	25,13	245,43	30,36	232,19
	S2-43,92-0,99	42,50	48,10	42,50	139,86	50,28	136,22
	S2-46,98-1,55	73,26	31,34	73,26	88,64	79,08	84,17
S3	S2-43,02-2,03	84,93	22,90	84,93	48,40	84,88	22,87
	S3-52,05-0,13	7,37	107,99	8,21	---	$\approx 8,21$	---
	S3-51,20-0,38	16,37	67,52	16,37	420,95	23,03	284,27
	S3-52,38-0,55	26,80	31,90	26,80	158,10	29,08	121,45
	S3-55,26-0,99	47,76	49,93	47,76	134,10	49,69	96,27
	S3-53,42-1,55	72,09	41,81	72,09	115,00	75,06	115,03
	S3-60,43-2,03	77,99	33,42	77,99	66,23	84,19	66,22
S3-51,60-2,69	110,61	23,15	110,61	26,22	111,64	23,82	

7.2.3 Evolução da flecha com a rotação

Nesta secção apresentam-se os gráficos rotação (θ) *versus* flecha (δ) para cada viga. No mesmo gráfico está desenhada a curva experimental e as curvas teóricas, obtidas através de uma análise elástica (com secção homogeneizada) e uma análise em fase plástica perfeita da viga. Os pontos das curvas experimentais θ - δ obtiveram-se diretamente a partir dos valores experimentais retirados durante os ensaios. Os valores experimentais das flechas, δ , são os mesmos que os utilizados na Secção 7.2.1 para o traçado dos gráficos P- δ . As rotações experimentais, θ , representam a rotação relativa entre as duas secções envolventes da secção onde ocorreu a rotura e que contêm colunas de pastilhas “Demec”. Assim, estas rotações obtêm-se multiplicando a curvatura experimental (constante na zona central das vigas) por um comprimento de $1,2h$, sendo h a altura da secção transversal. Este comprimento, de acordo com o EC2 [10] corresponde ao comprimento da rótula plástica local de uma viga com uma rotura dúctil por flexão. O objetivo é assim simular uma rótula plástica local. As curvas θ - δ para as análises teóricas foram determinadas de acordo com o Capítulo 6 deste estudo.

As Figuras 7.7 a 7.25 representam, para cada viga ensaiada, os gráficos θ - δ com as curvas experimentais e teóricas (as curvas teóricas correspondentes à análise elástica diferem ligeiramente para cada viga). As figuras estão ordenadas em função do número da série a que pertence a viga e para taxas crescentes da armadura longitudinal de tração.

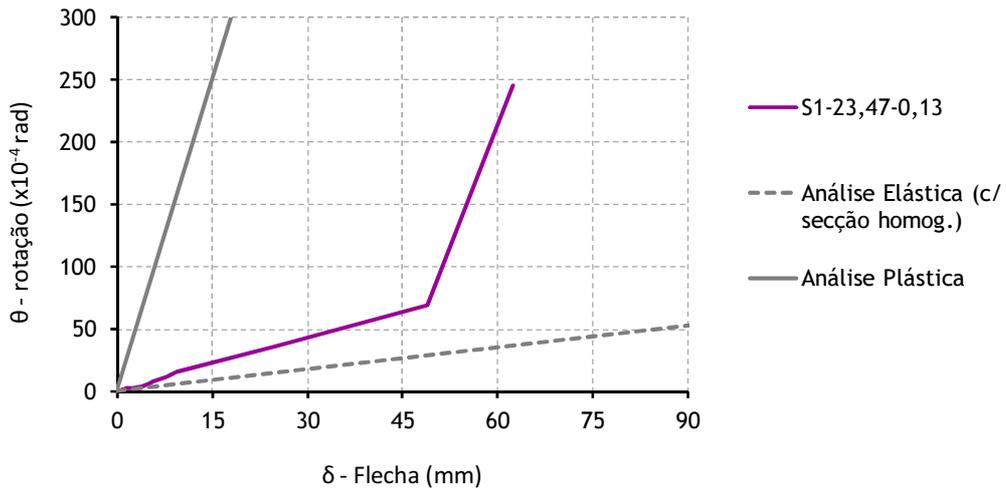


Figura 7.7. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-23,47-0,13)

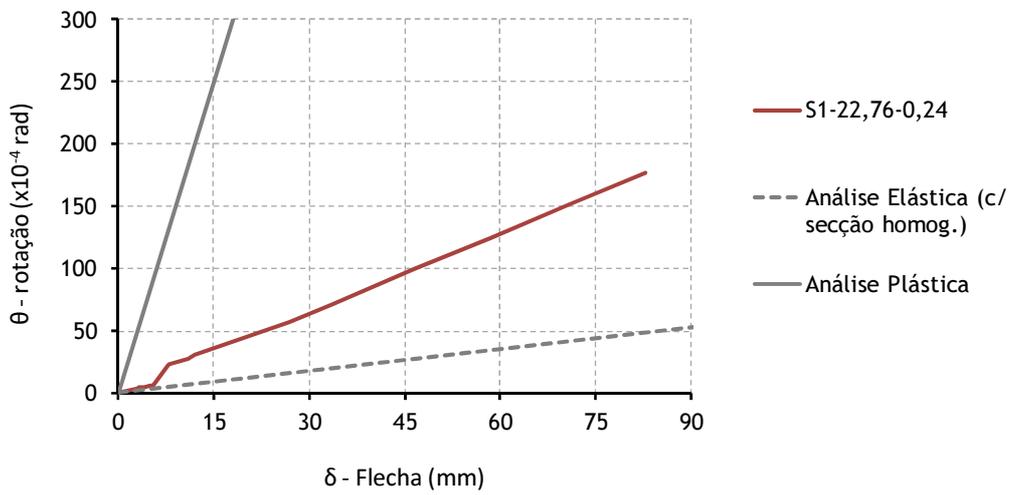


Figura 7.8. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-22,76-0,24)

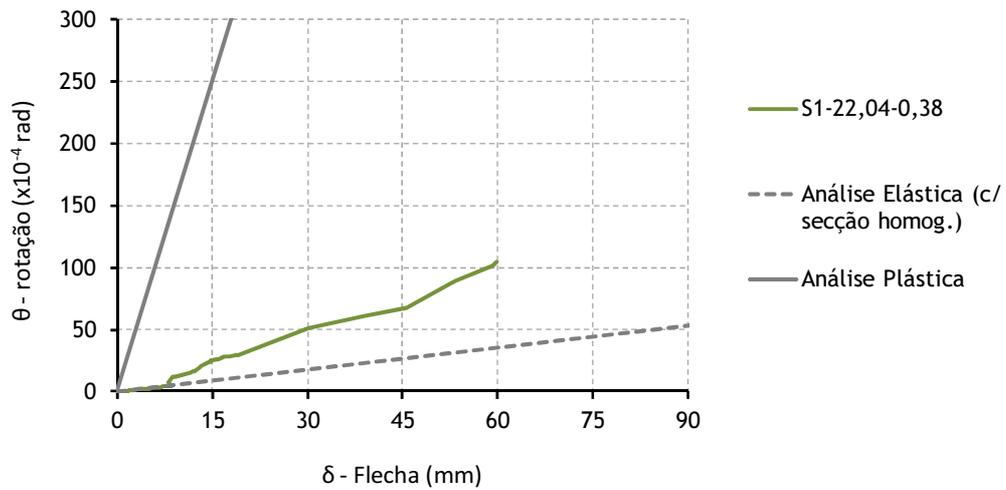


Figura 7.9. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-22,04-0,38)

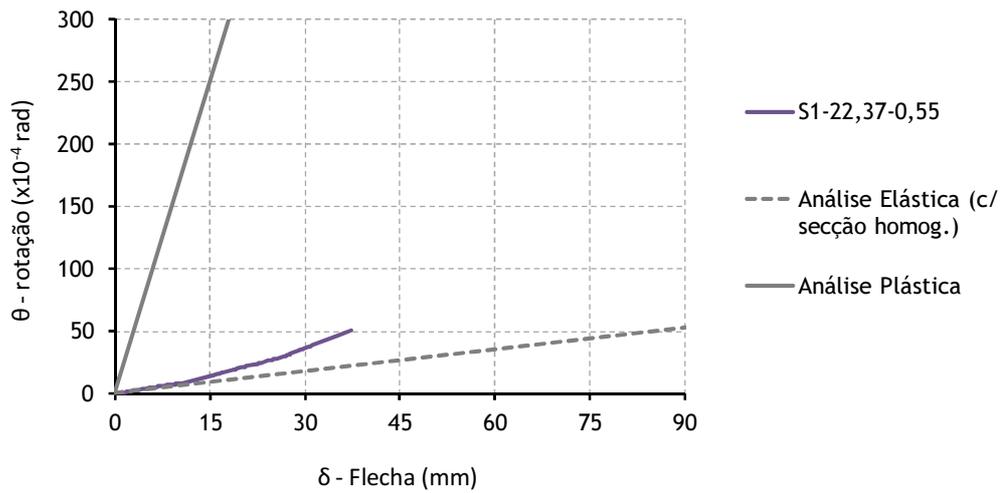


Figura 7.10. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-22,37-0,55)

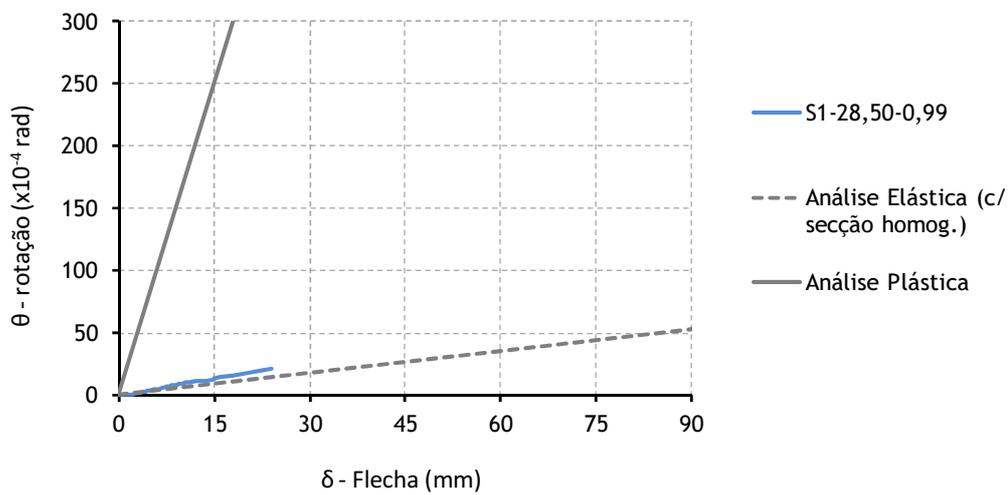


Figura 7.11. Evolução da flecha com a rotação (Viga S1-28,50-0,99)

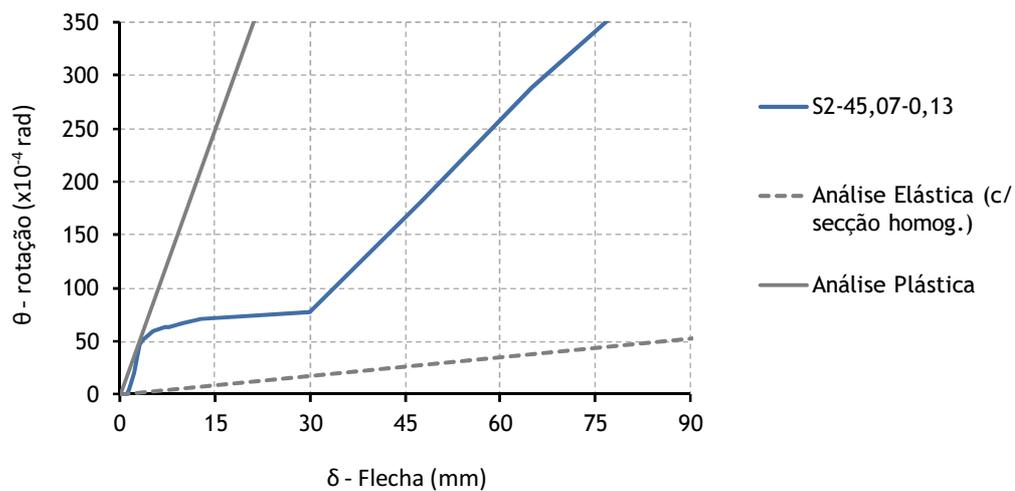


Figura 7.12. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-45,07-0,13)

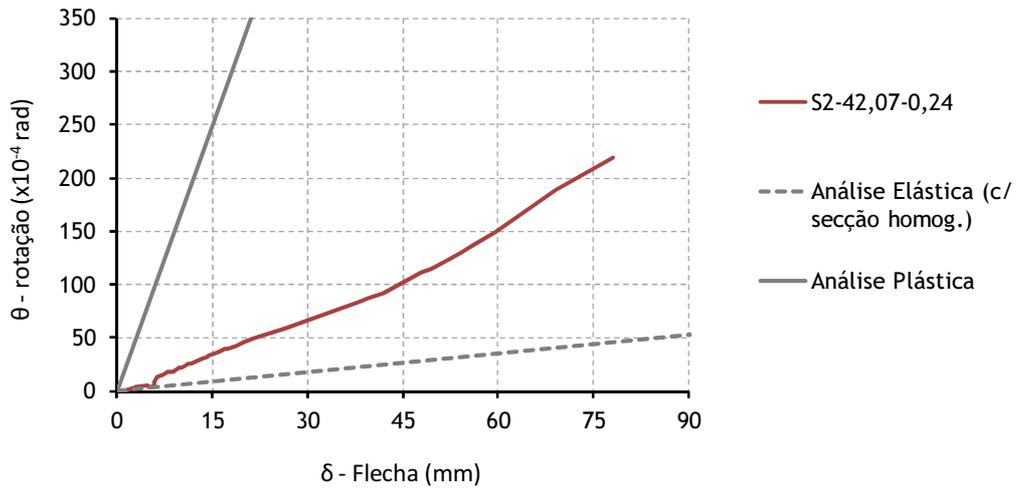


Figura 7.13. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-42,07-0,24)

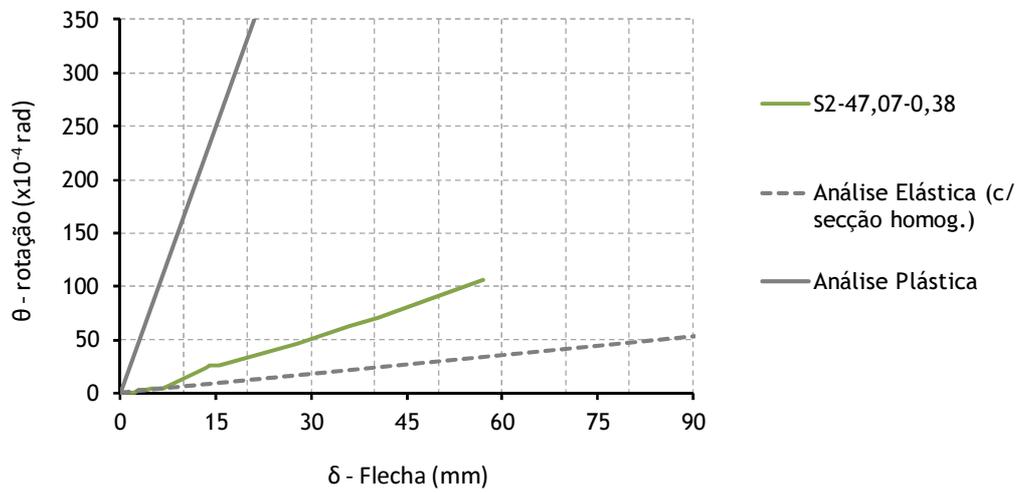


Figura 7.14. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-47,07-0,38)

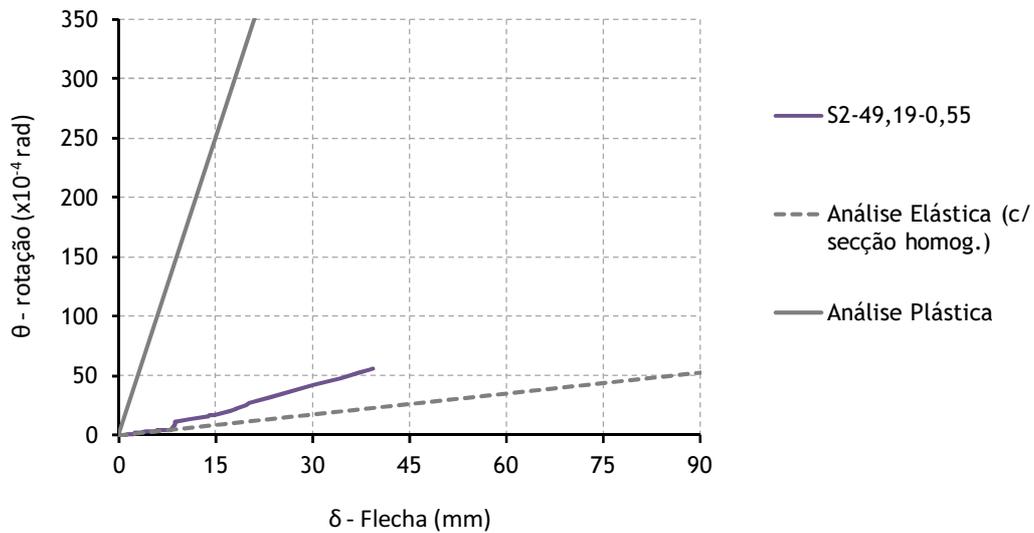


Figura 7.15. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-49,19-0,55)

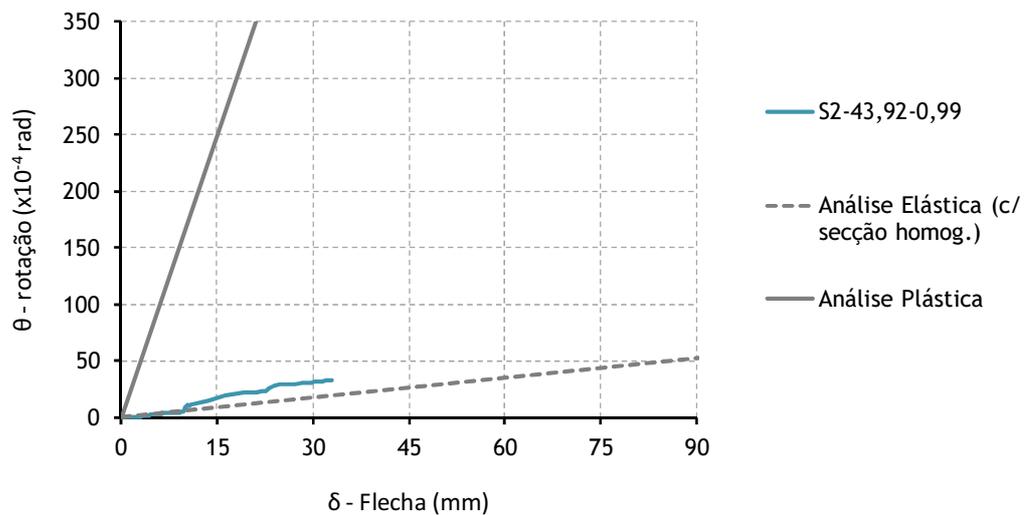


Figura 7.16. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-43,92-0,99)

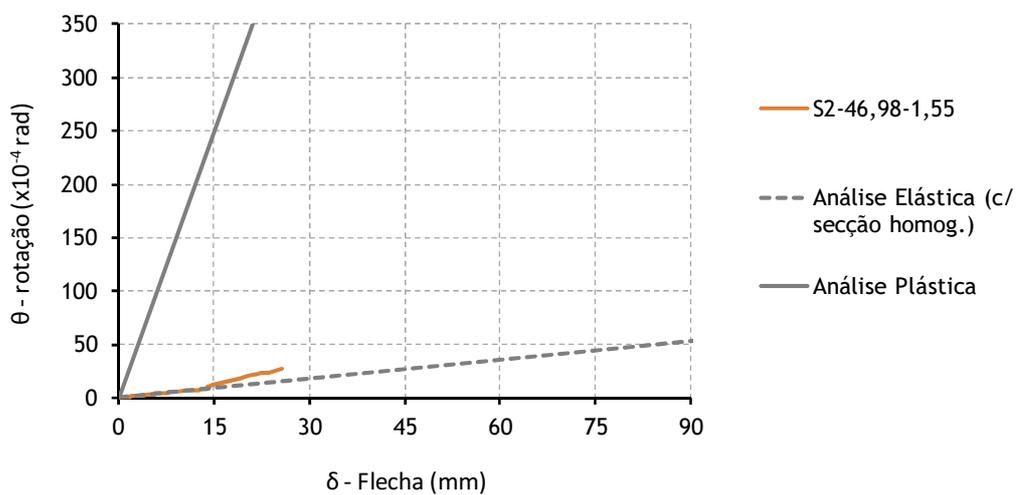


Figura 7.17. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-46,98-1,55)

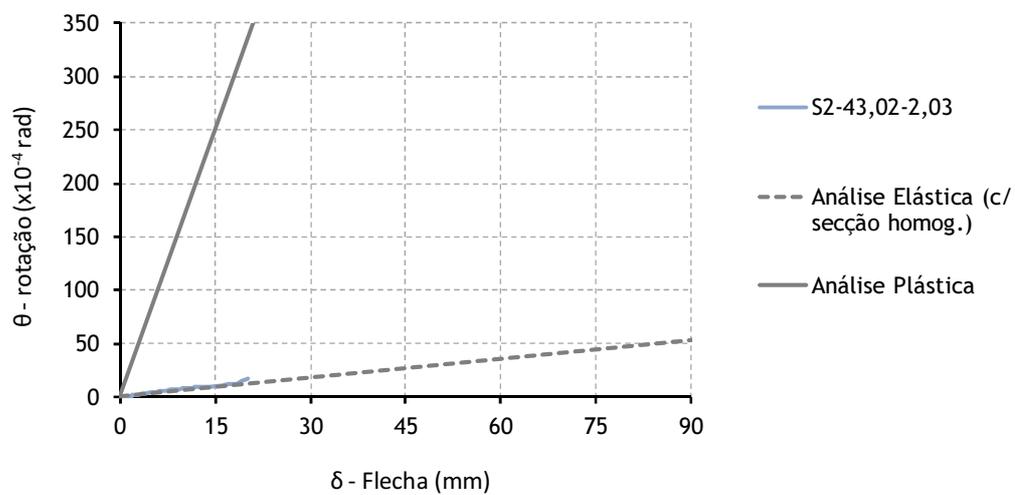


Figura 7.18. Evolução da flecha com a rotação (Viga S2-43,02-2,03)

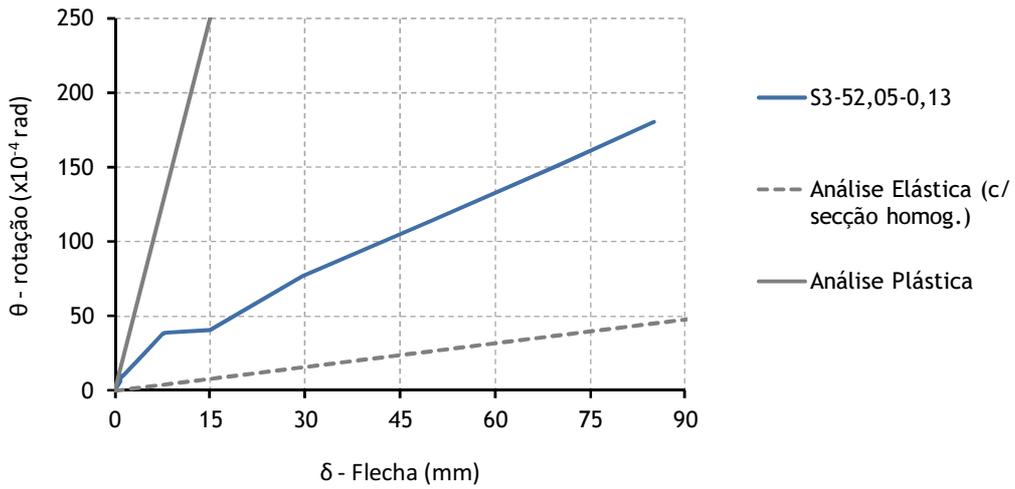


Figura 7.19. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-52,05-0,13)

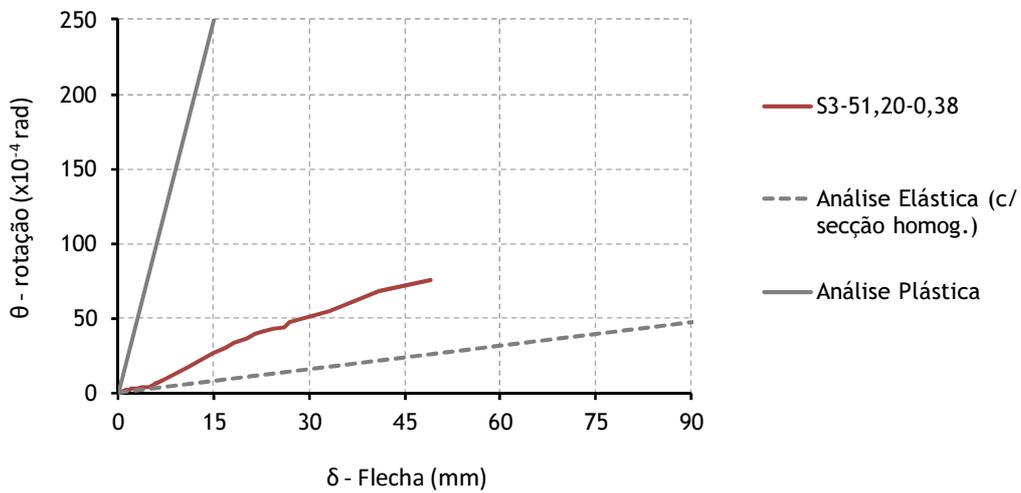


Figura 7.20. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-51,20-0,38)

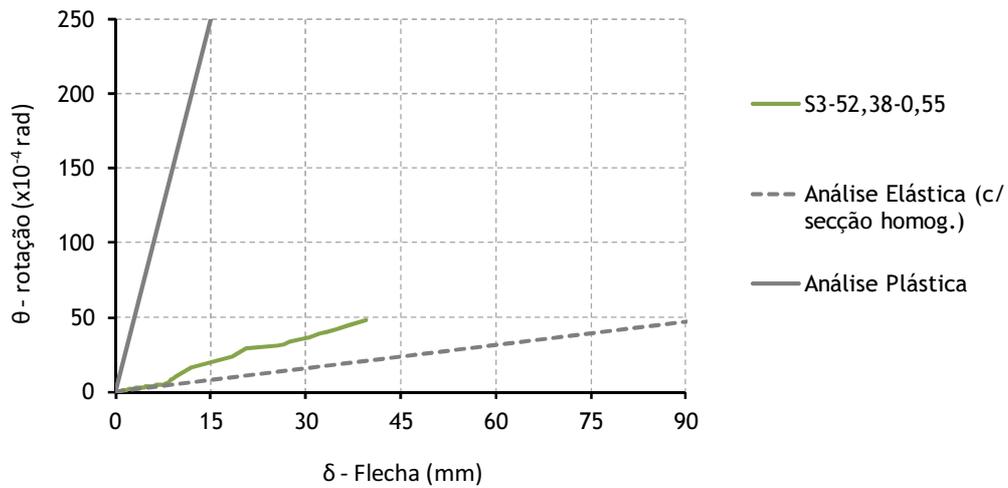


Figura 7.21. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-52,38-0,55)

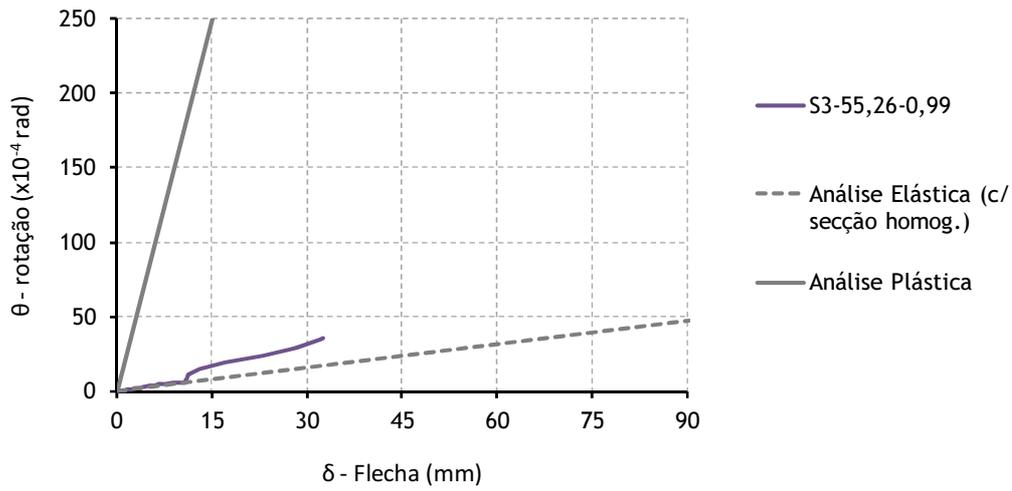


Figura 7.22. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-55,26-0,99)

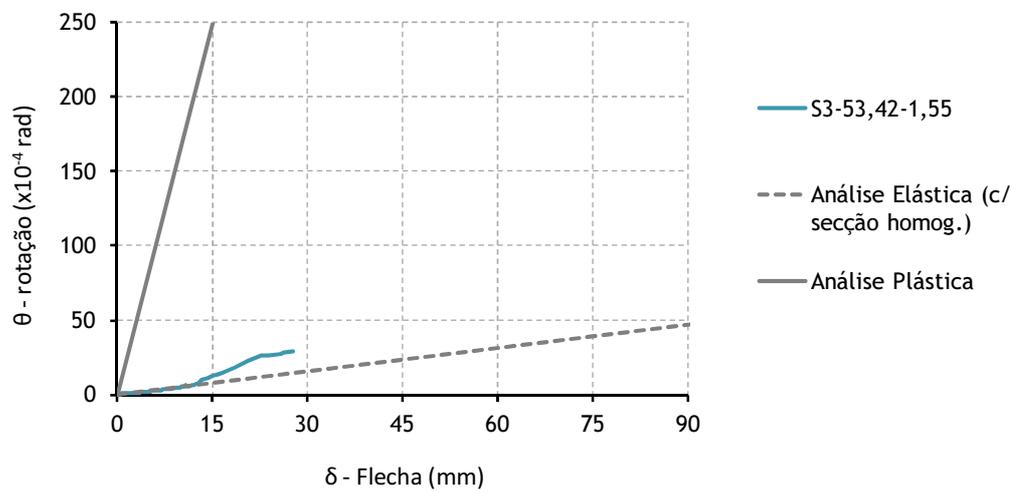


Figura 7.23. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-53,42-1,55)

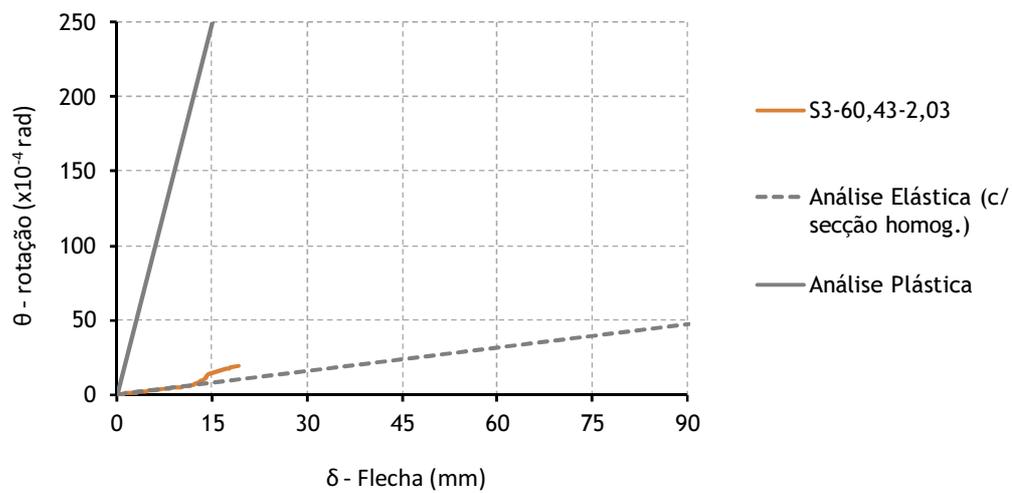


Figura 7.24. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-60,43-2,03)

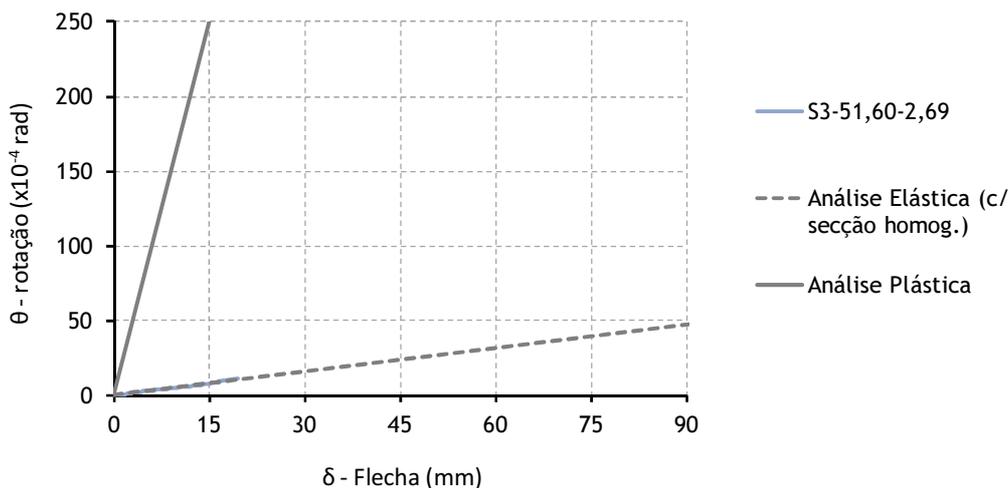


Figura 7.25. Evolução da flecha com a rotação (Viga S3-51,60-2,69)

Salienta-se que as rotações experimentais desenhadas nos gráficos anteriores incluem a parcela elástica e plástica da rotação, referindo-se portanto às rotações totais. Numa fase posterior deste estudo (Secção 8.3 do Capítulo 8) far-se-á a separação destas parcelas, com vista a estudar somente o comportamento plástico das vigas através da análise das rotações plásticas.

Da análise das Figuras 7.7 a 7.25, e excluindo as curvas associadas às primeiras vigas de cada série, conclui-se que todos os diagramas experimentais possuem um troço inicial de comportamento perfeitamente elástico. Tal zona do diagrama, praticamente reto, acompanha rigorosamente e com desvios muito pequenos ou até impercetíveis a inclinação da reta obtida para uma análise em comportamento elástico. Assim, comprova-se a validade da análise elástica das vigas efetuada neste estudo (Capítulo 6).

A partir do momento em que as armaduras entram em cedência as rotações aumentam bruscamente, fazendo com que a inclinação da curva experimental θ - δ aumente para um valor intermédio relativamente às inclinações das retas obtidas para uma análise teórica em fase elástica e plástica perfeita. Este comportamento é mais acentuado para as vigas com roturas claramente dúcteis, e comprova que uma componente da rotação total sofrida pelas vigas na zona de rotura está associada a um comportamento plástico próximo do idealizado neste estudo.

Em geral, observa-se uma concordância entre os gráficos no que se refere ao facto de que, para uma dada gama de resistências do betão, a capacidade de sofrer rotações tende a diminuir para as vigas com uma maior taxa de armadura longitudinal de tração.

7.3 Análise da profundidade da linha neutra na secção de rotura

7.3.1 Evolução da profundidade da linha neutra com o momento na secção de rotura

Como foi já referido na Secção 3.2 deste estudo, a ductilidade das estruturas pode ser conseguida, em termos práticos, através de uma conceção das secções tal que a posição da linha neutra na rotura, definida pelo parâmetro x/d (sendo x a profundidade da linha neutra e d a altura útil da secção), seja pequena. Tal metodologia só é válida para secções submetidas à flexão simples, como é o caso das secções críticas das vigas ensaiadas neste estudo. Julga-se por isso ser importante estudar a evolução, até à rotura, da profundidade da linha neutra para as vigas em estudo e averiguar, para os níveis de ductilidade obtidos, a ordem de grandeza do parâmetro x/d (na rotura) e a sua evolução com a própria ductilidade e também com as variáveis utilizadas neste estudo (resistência à compressão do betão, f_{lc} , e taxa de armadura longitudinal de tração, ρ). O objetivo é averiguar se tais variações seguem as mesmas tendências que se verificam nas vigas de betão de densidade normal.

Os cálculos efetuados para a determinação dos valores experimentais da posição da linha neutra na secção de rotura, para cada viga e para cada nível de carga utilizado nos ensaios, podem ser encontrados em [29]. Tais valores calculam-se simplesmente por intersecção da reta de regressão linear, obtida no cálculo dos diagramas experimentais das extensões ao longo da altura da viga na sua zona crítica, com o eixo vertical.

As Figuras 7.26 a 7.43 apresentam, para cada viga, a evolução da profundidade da linha neutra, obtida ao longo dos ensaios, até à rotura na secção crítica. Tal evolução é desenhada em função da relação M/M_u , sendo M o momento instalado na região central das vigas, onde ocorreu a rotura, e M_u o valor último desse mesmo momento (momento máximo). A profundidade da linha neutra é caracterizada pelo parâmetro x/d que representa a percentagem da medida da profundidade da linha neutra relativamente à altura útil da secção.

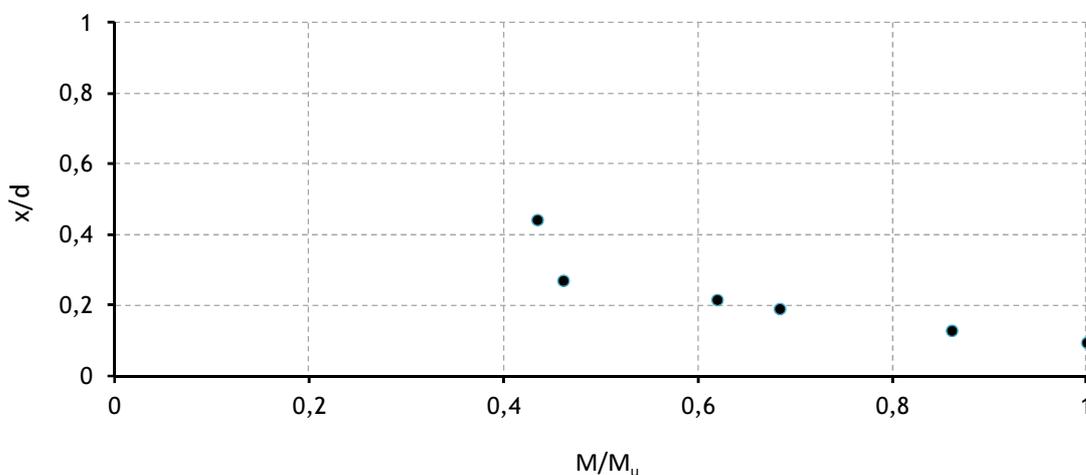


Figura 7.26. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-23,47-0,13)

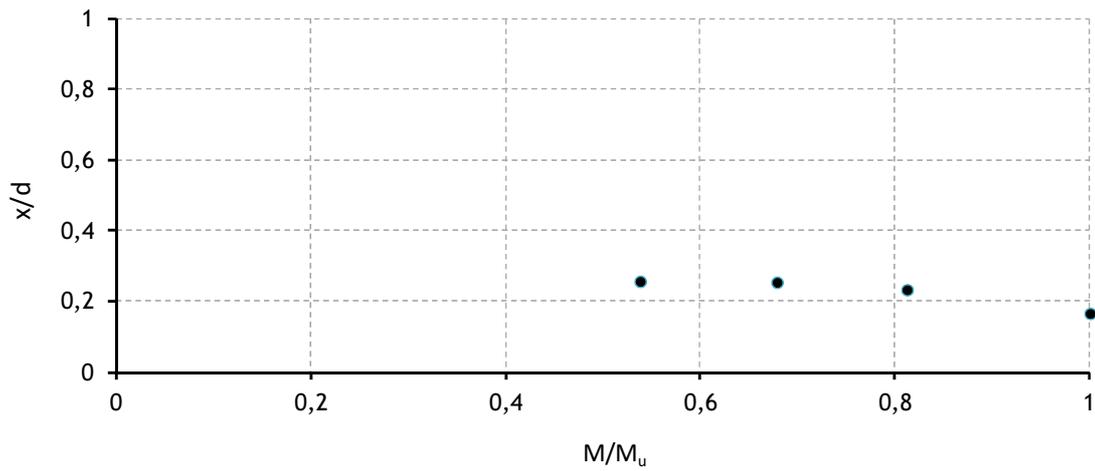


Figura 7.27. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-22,76-0,24)

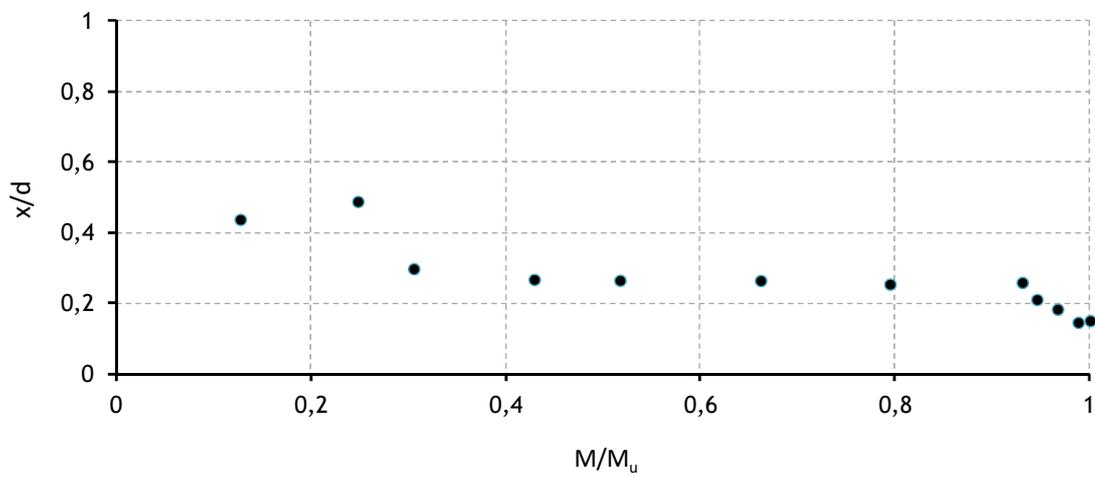


Figura 7.28. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-22,04-0,38)

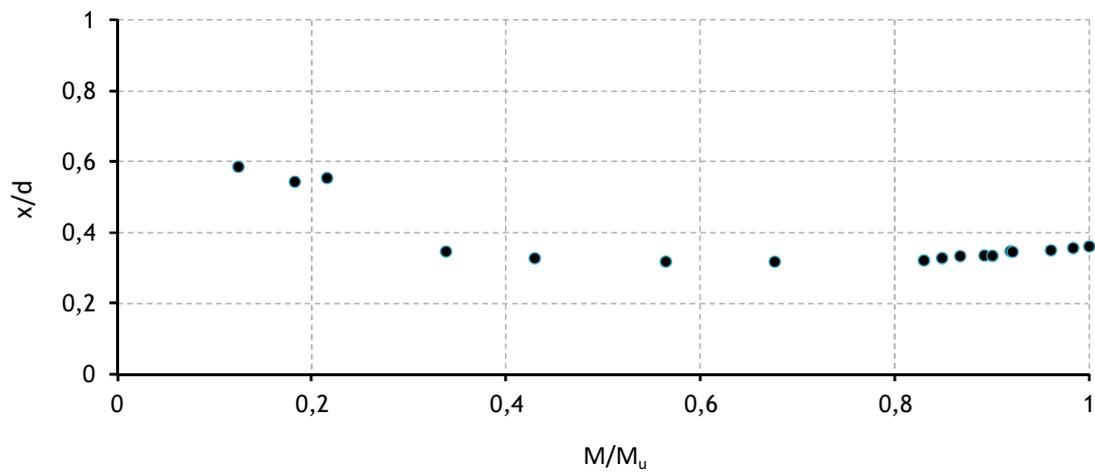


Figura 7.29. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-22,37-0,55)

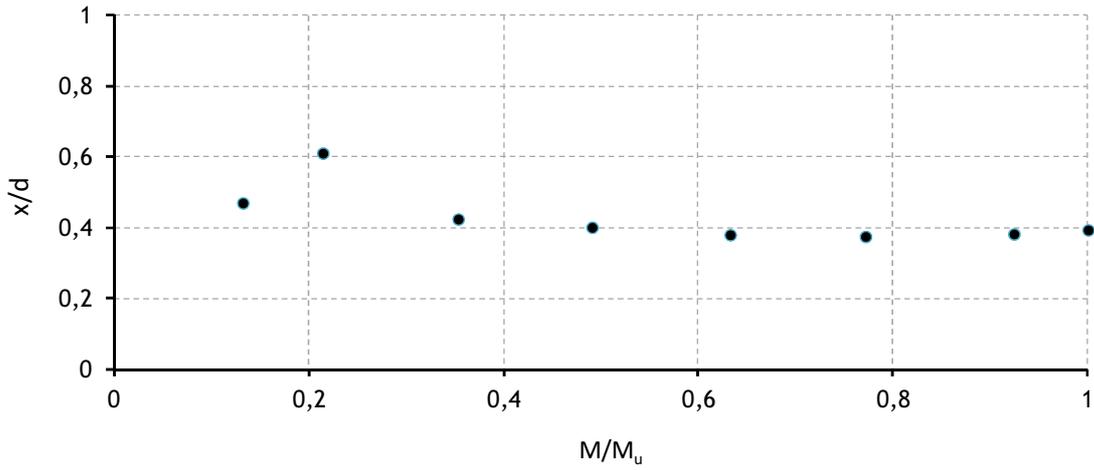


Figura 7.30. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S1-28,50-0,99)

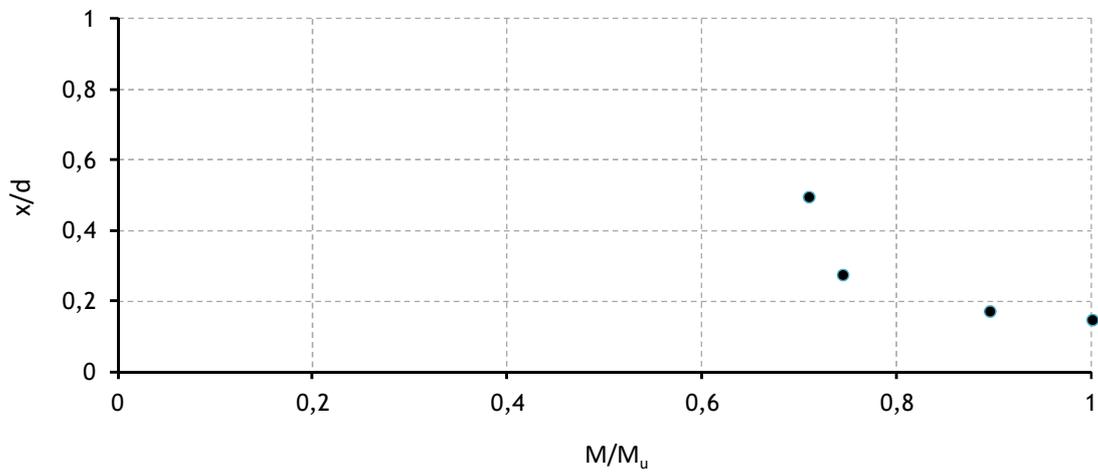


Figura 7.31. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-45,07-0,13)

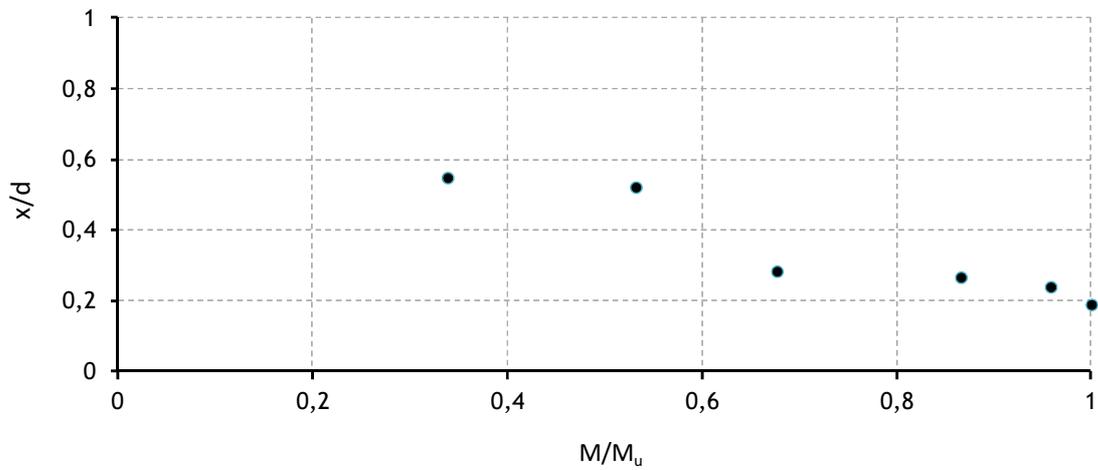


Figura 7.32. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-42,07-0,24)

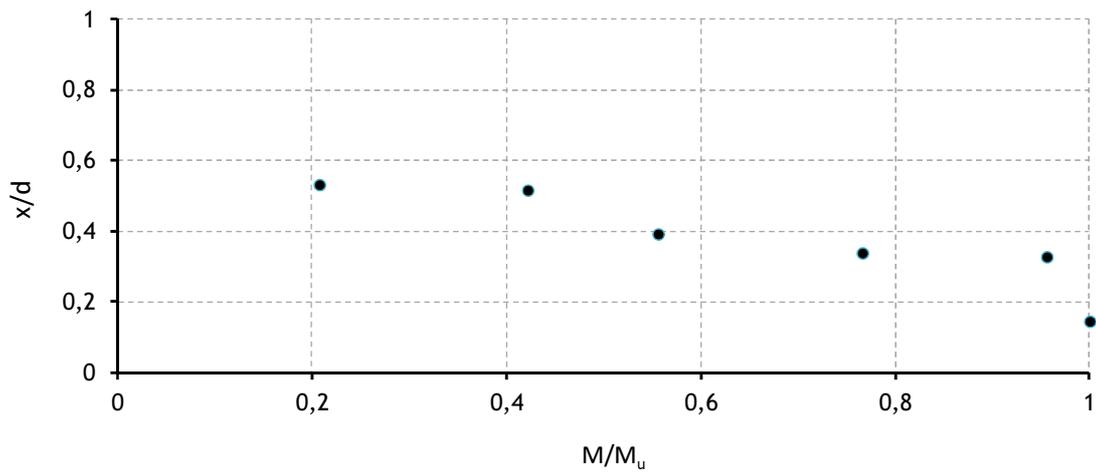


Figura 7.33. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-47,07-0,38)

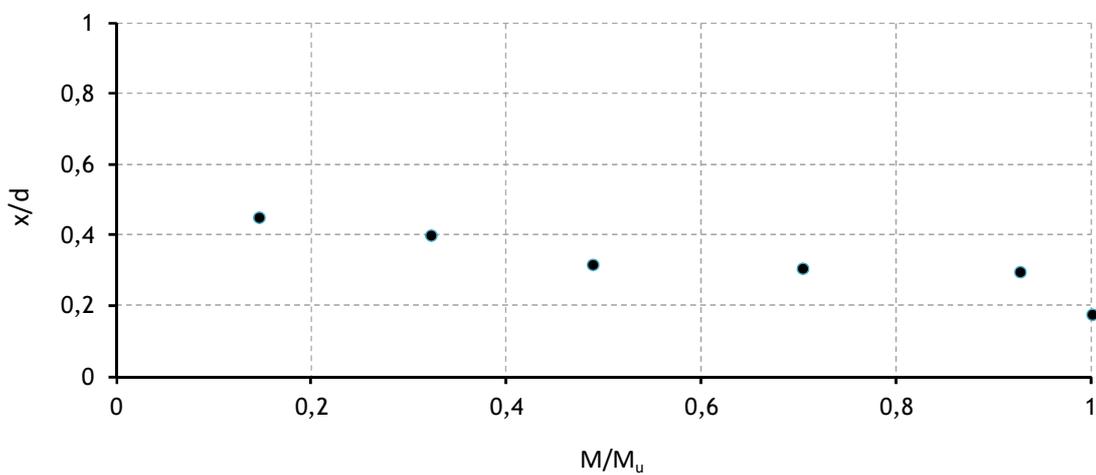


Figura 7.34. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-49,19-0,55)

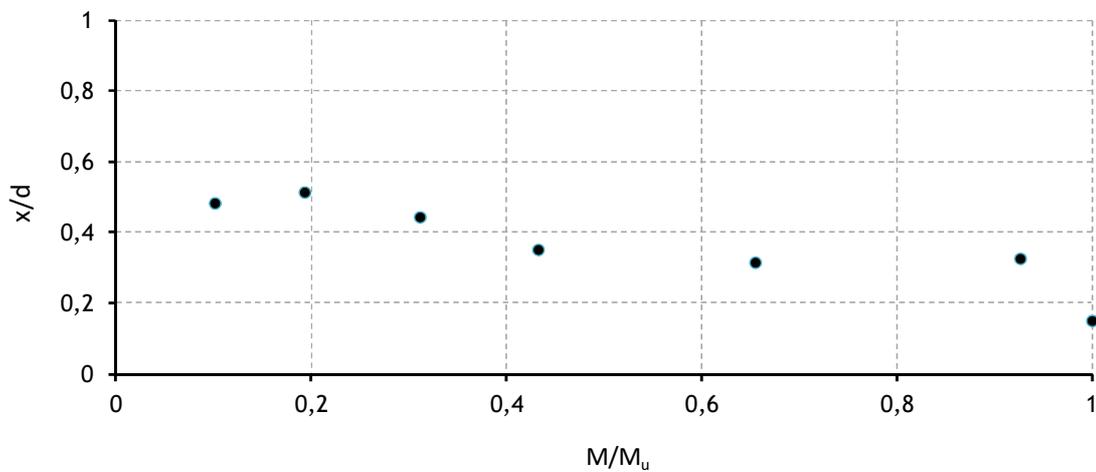


Figura 7.35. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-43,92-0,99)

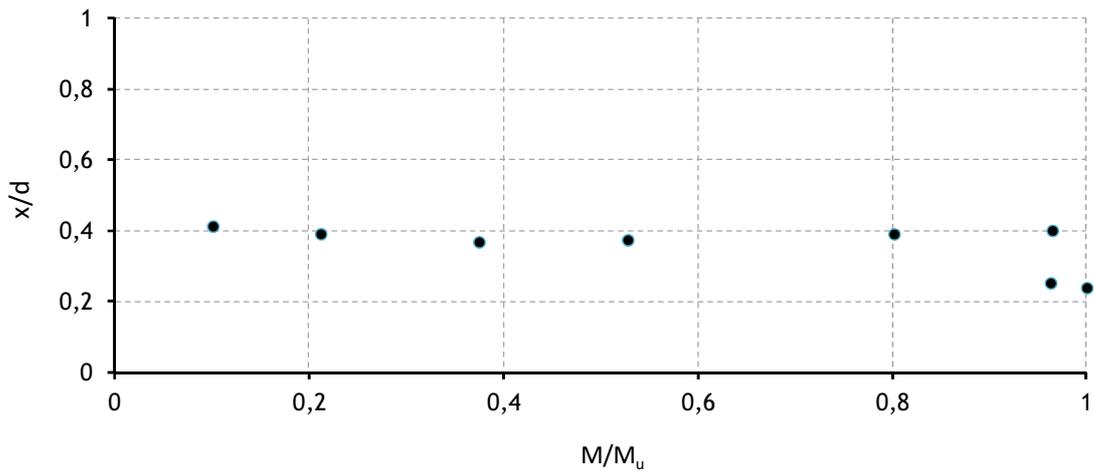


Figura 7.36. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-46,98-1,55)

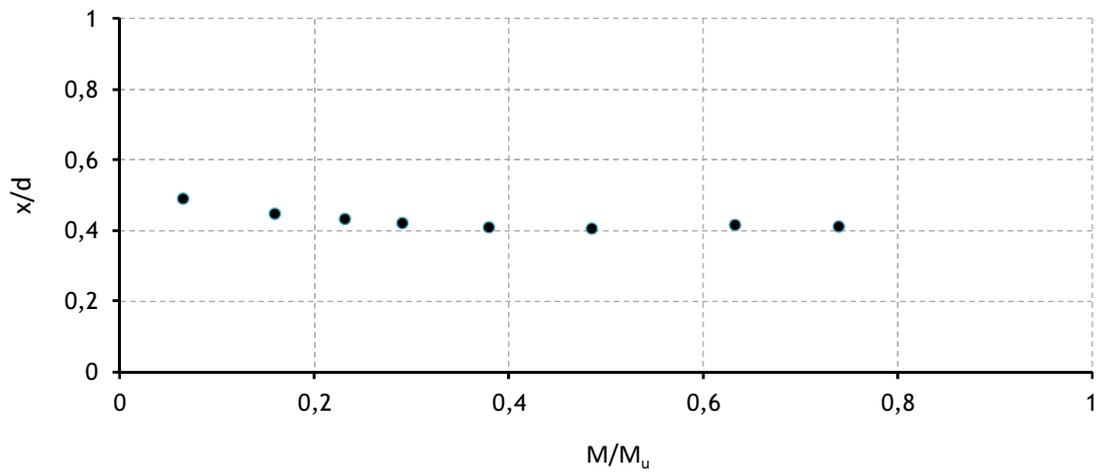


Figura 7.37. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S2-43,02-2,03)

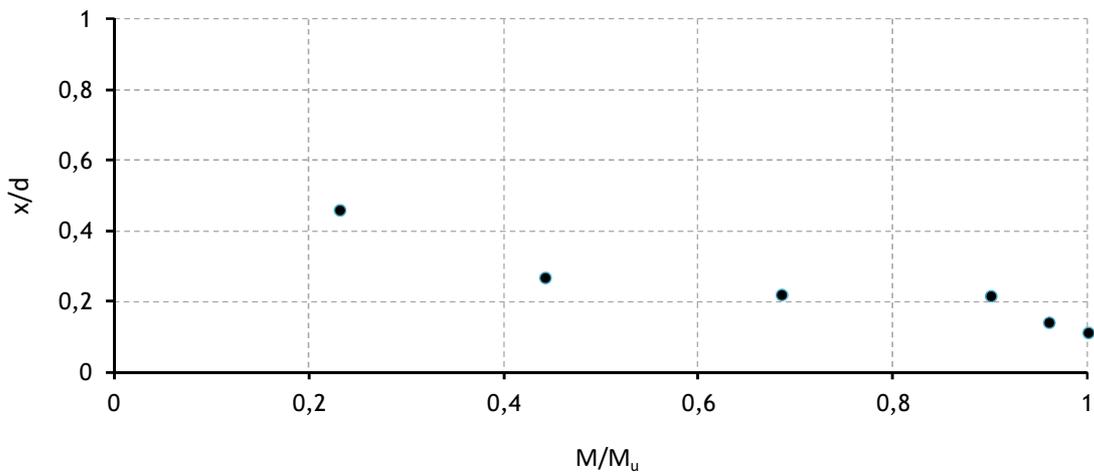


Figura 7.38. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-51,20-0,38)

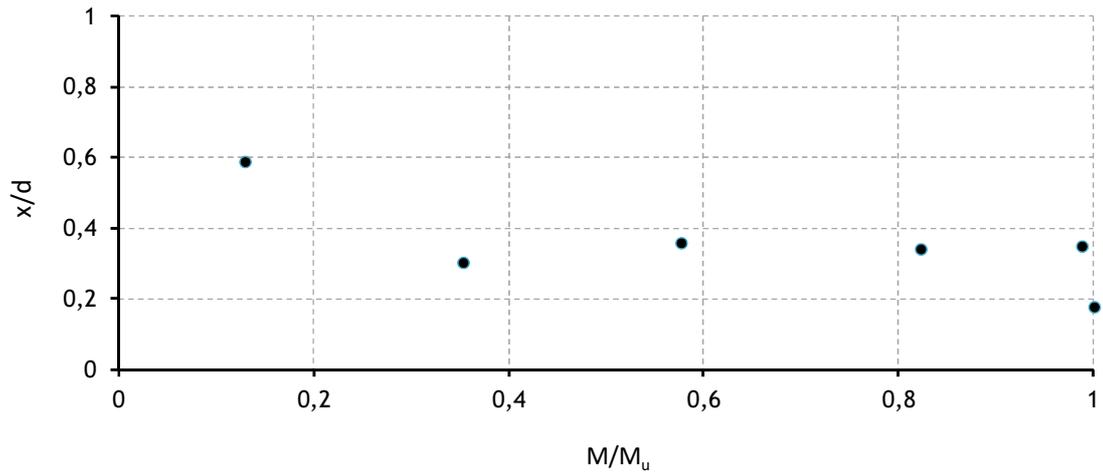


Figura 7.39. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-52,38-0,55)

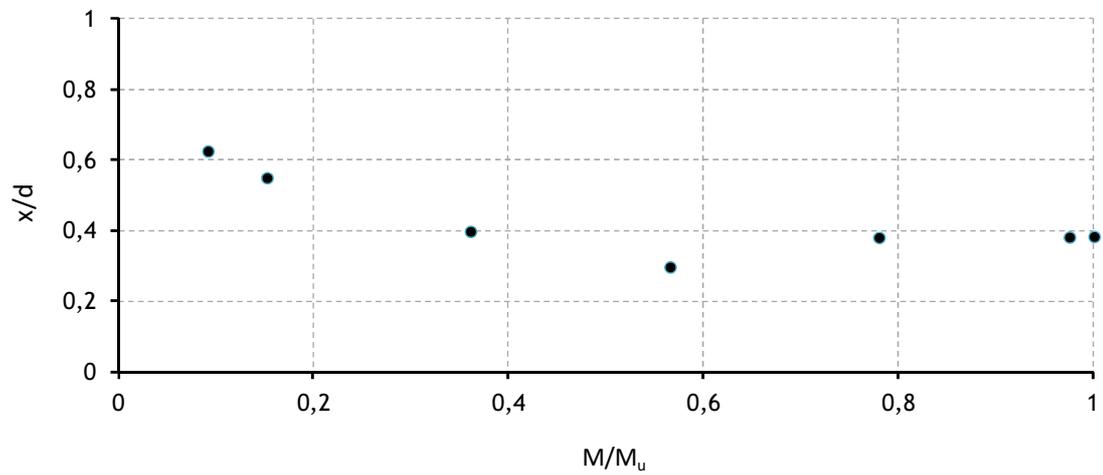


Figura 7.40. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-55,26-0,99)

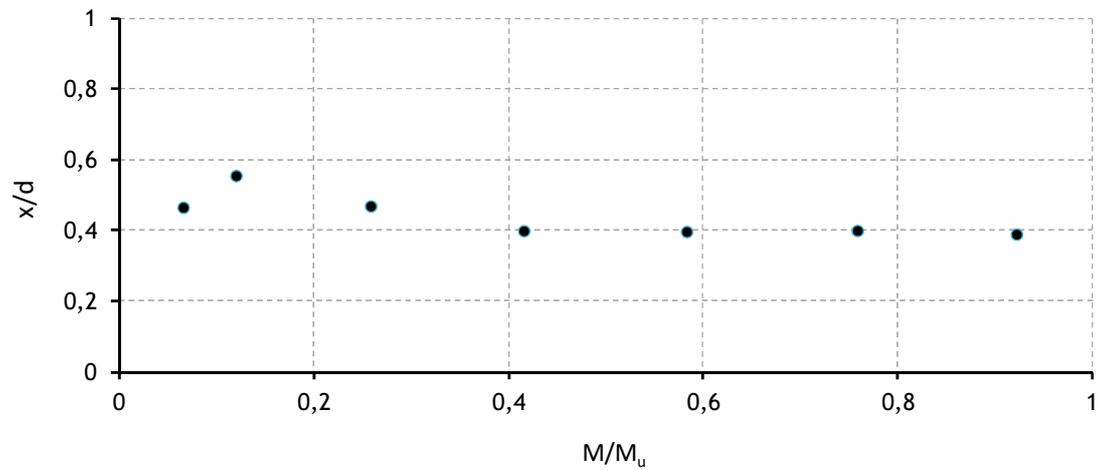


Figura 7.41. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-53,42-1,55)

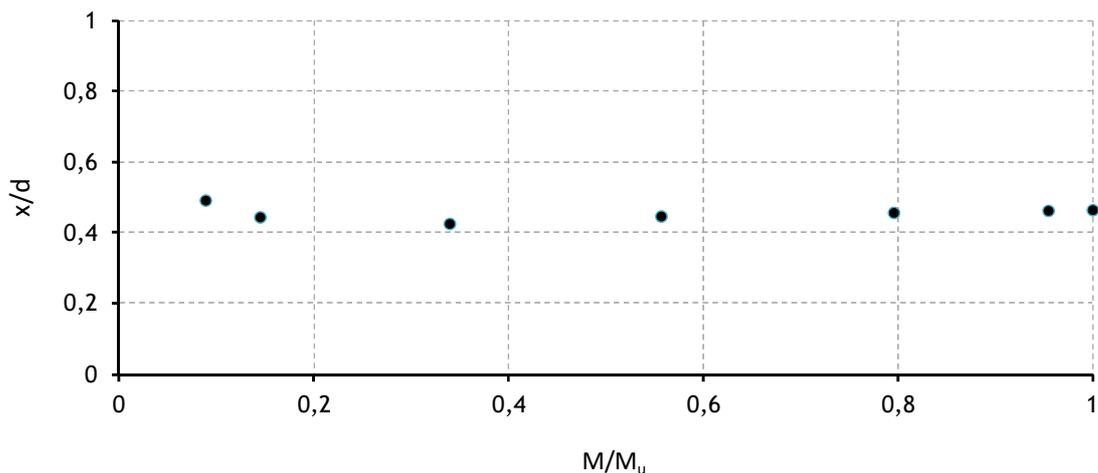


Figura 7.42. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-60,43-2,03)

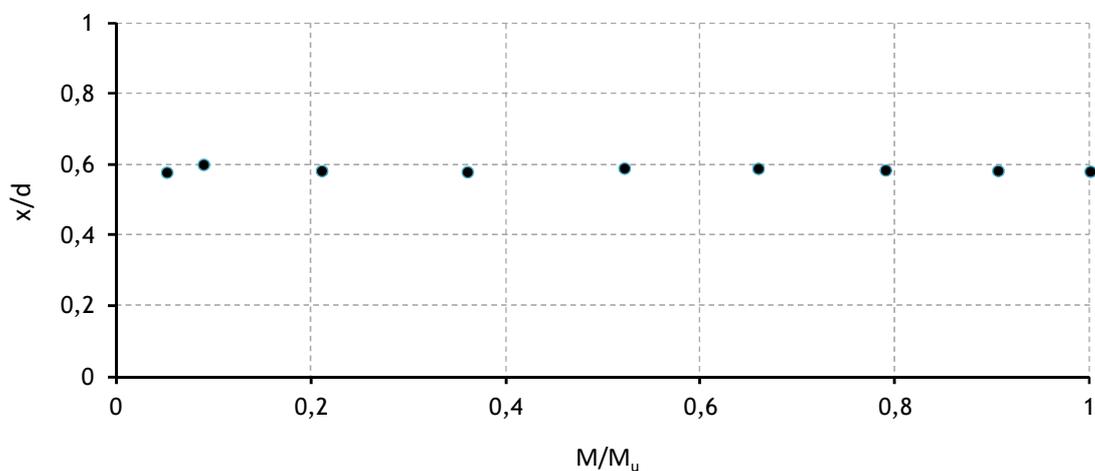


Figura 7.43. Evolução da profundidade da linha neutra (Viga S3-51,60-2,69)

A análise dos gráficos das Figuras 7.26 a 7.43 sugere, para as vigas em que foi possível obter um número suficiente de registos para caracterizar todas as fases comportamentais, a existência de três zonas distintas na evolução da profundidade da linha neutra ao longo dos ensaios.

Existe uma primeira zona em que a linha neutra sobe à medida que a carga cresce (note-se que a secção crítica está submetida a um momento positivo, logo, para uma subida da linha neutra na viga corresponde uma descida de x/d nos gráficos). No estado não fendilhado (Estado I) a linha neutra está sensivelmente a meio da altura da secção (por causa da influência das armaduras) e é a partir desta posição que esta evolui. Esta fase não aparece na maioria nos gráficos em estudo, uma vez que a fenda visível na secção de rotura surge normalmente para cargas baixas (geralmente 10 a 15% da carga de rotura), pelo que para as primeiras medições efetuadas existia já, em geral, fendilhação presente, embora por vezes ainda não visível. A repentina variação da profundidade da linha neutra logo nos primeiros pontos dos diagramas confirma este facto. A primeira zona de evolução corresponde assim ao desenvolvimento de uma fenda por flexão, que

vai crescendo (em profundidade e abertura) com a carga. Este comportamento é observado nos gráficos das Figuras 7.38 e 7.39.

A segunda zona corresponde a uma estabilização da profundidade da linha neutra ao longo de um grande patamar de carga. Tal comportamento deve-se à estabilização da fenda associada, existindo assim um intervalo de carga em que a fenda praticamente não se desenvolve mais.

Realça-se desde já duas observações da análise efetuada, acerca das duas primeiras zonas características dos gráficos das Figuras 7.26 a 7.43. A primeira é que em algumas vigas não surge o comportamento correspondente à primeira zona referida anteriormente, ou seja, uma subida da linha neutra para as primeiras cargas (Figuras 7.36, 7.37, 7.42 e 7.43). Tal pode ser explicado pelo facto de que, quando se efetuam as primeiras medições, a fenda na secção de rotura já está praticamente estabilizada. De facto, a velocidade da formação e evolução da fendilhação variou bastante de viga para viga. A segunda observação refere-se ao facto de que, em alguns gráficos, surgem por vezes, na sua fase inicial, pontos duvidosos correspondendo aparentemente a uma descida da linha neutra (Figuras 7.28, 7.30, 7.35 e 7.41). Tal explica-se devido ao facto de que, nesta fase inicial do carregamento (fase de formação das fendas), as distâncias entre as pastilhas “Demec” variam pouco, dando por vezes origem a medições com erros maiores devido à limitação da precisão do alongâmetro. Consequentemente, os pontos no início do diagrama têm uma validade limitada. Tais pontos têm assim pouco significado. Refere-se ainda que o problema da sensibilidade do alongâmetro e o facto de se calcular a posição da linha neutra através de um processo indireto (a posição da linha neutra é obtida a partir da reta de regressão linear dos pontos correspondentes às extensões experimentais) dão origem a que existam, por vezes, pequenas variações nos valores obtidos para a profundidade da linha neutra durante a segunda zona de comportamento (zona de estabilização).

Finalmente, a terceira zona de comportamento corresponde geralmente a uma subida brusca da linha neutra até ao momento último da secção crítica. Tal comportamento inicia-se com a cedência das armaduras longitudinais de tração, obrigando a fenda principal a evoluir novamente (devido ao aumento brusco do alongamento nas armaduras plastificadas) até à rotura da secção.

O Quadro 7.3 apresenta os valores obtidos para a profundidade da linha neutra na rotura caracterizada pelo parâmetro x/d . São apresentados dois tipos de valores para o referido parâmetro.

Um dos valores apresentados representa o valor experimental da posição da linha neutra para a rotura convencional das vigas ($(x/d)_{exp}$). Definiu-se que a secção crítica da viga atinge a sua rotura convencional quando a extensão na fibra mais comprimida do betão atinge o valor convencional $\epsilon_{cu} = 0,0035\eta_E$ (conforme referido na Secção 6.3.1) ou quando a extensão na armadura tracionada atinge o valor convencional $\epsilon_{su} = 0,010$. Os valores de $(x/d)_{exp}$ foram calculados com base nos diagramas experimentais das extensões obtidas ao longo da altura das

vigas e para as zonas críticas destas. Refere-se que, para a averiguação das extensões nas armaduras tracionadas, não se utilizaram as leituras experimentais a partir dos extensómetros de resistência colados nos varões. De facto, para os níveis de carga em estudo, tais leituras já não tinham validade por danificação dos referidos extensómetros.

O outro valor de x/d apresentado, para uma análise comparativa, refere-se ao valor teórico para a profundidade da linha neutra na rotura ($(x/d)_{teór}$). Tal parâmetro foi calculado com base numa análise teórica, em estado limite último, da secção da viga na zona crítica. Nesta análise foi utilizado, para caracterizar o estado de tensão da secção em estado limite último, o conhecido método simplificado do diagrama retangular. Para tal, considerou-se uma tensão igual a f_{lc} (tensão resistente à compressão do betão) para o betão comprimido e uma tensão igual a f_y (tensão de cedência das armaduras) para o aço tracionado.

Os cálculos que levaram à determinação dos parâmetros $(x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$ para cada viga podem ser encontrados em [29].

Quadro 7.3. Valores experimentais e teóricos da profundidade da linha neutra na rotura

Série	Vigas	$(x/d)_{exp}$	$(x/d)_{teór}$
1	S1-22,76-0,24	0,223	0,074
	S1-22,04-0,38	0,165	0,123
	S1-22,37-0,55	0,350	0,164
	S1-28,50-0,99	–	0,249
2	S2-42,07-0,24	0,163	0,040
	S2-47,07-0,38	0,299	0,057
	S2-49,19-0,55	0,238	0,075
	S2-43,92-0,99	0,258	0,161
	S2-46,98-1,55	0,369	0,236
	S2-43,02-2,03	0,370	0,339
3	S3-51,20-0,38	0,140	0,053
	S3-52,38-0,55	0,220	0,070
	S3-55,26-0,99	–	0,128
	S3-53,42-1,55	0,346	0,207
	S3-60,43-2,03	0,408	0,242
	S3-51,60-2,69	–	0,374

NOTA: (–) Valor não disponível

Para as vigas S1-28,50-0,99, S3-55,26-0,99 e S3-51,60-2,69 a ausência de valores para o parâmetro $(x/d)_{exp}$ explica-se pelo facto de que, como foi já referido na Secção 7.2.2, devido a problemas com o alongâmetro não foi possível medir as extensões experimentais sensivelmente a partir do ponto de cedência das armaduras. Assim, não foi possível obterem-se os diagramas experimentais das extensões na secção de rotura até ao final do ensaio da viga. Tendo-se confirmado que para o último diagrama experimental das extensões obtido não estavam ainda

reunidas as condições para ocorrer a rotura convencional da secção, não se colocou nenhum valor para a referida viga.

Da análise do Quadro 7.3 ressalta que os valores teóricos da posição da linha neutra na rotura $((x/d)_{teór})$ são inferiores aos correspondentes valores experimentais $((x/d)_{exp})$. Tal diferença poderá ser devida a uma certa inadequabilidade da análise teórica efetuada, na determinação dos valores de $(x/d)_{teór}$, para prever a profundidade da linha neutra na rotura das secções com betões de agregados leves. É possível que o método simplificado do diagrama retangular utilizado para a determinação dos valores de $(x/d)_{teór}$ necessite de algumas correções quando aplicado a secções com betões de agregados leves. Note-se que ao obterem-se, utilizando o referido diagrama, valores inferiores para x/d relativamente aos experimentais, obtêm-se valores menores para o coeficiente de redistribuição, o que leva a uma aparente maior capacidade de redistribuição de esforços. É possível apreciar-se uma tendência comum para ambos os parâmetros apresentados $((x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór})$. Para os grupos de vigas com resistências de betão semelhantes, parece existir uma tendência para que a profundidade da linha neutra na rotura aumente com a taxa de armadura longitudinal. Tal comportamento verifica-se para as secções com betões de densidade normal. De facto, para uma dada secção e para um determinado tipo de betão, o aumento da taxa de armadura tracionada faz descer a linha neutra. Este assunto será retomado nas secções seguintes deste estudo.

Na Secção 8.4 proceder-se-á à análise da variação dos valores experimentais e teóricos de x/d na rotura em função dos níveis de ductilidade obtidos para as vigas e dos parâmetros considerados como variáveis neste estudo, designadamente; a resistência à compressão do betão leve (f_{lc}) e a taxa de armadura longitudinal de tração (ρ e ρ_b).

8 Análise da ductilidade, da capacidade de rotação e da profundidade da linha neutra na rotura

8.1 Introdução

Neste capítulo é feita uma análise global da ductilidade em flexão das vigas através da utilização de índices de ductilidade, cujos valores caracterizam de uma forma direta e prática a aptidão para a ductilidade dos elementos em estudo. Analisa-se a evolução global destes índices e é feito um estudo dos fatores que influenciam a sua grandeza bem como a sua evolução. Os resultados são comparados com estudos anteriores de outros autores e no final, são apontadas as conclusões julgadas importantes.

É também utilizada uma abordagem para o estudo direto da capacidade de rotação das vigas, com a definição de um parâmetro caracterizador da capacidade de rotação plástica. Tal parâmetro é definido com base numa análise das curvas experimentais rotação plástica *versus* flecha. Tal como para os índices de ductilidade, também se analisa a evolução global deste novo parâmetro bem como os fatores que o influenciam. Os resultados são comparados com os obtidos através dos índices de ductilidade e são tiradas conclusões.

Por fim, é feito um estudo da evolução da posição da linha neutra ao longo dos ensaios e é calculado o valor experimental e teórico da profundidade da linha neutra na rotura, caracterizada pelo parâmetro x/d , sendo x a profundidade da linha neutra e d a altura útil da secção. Analisa-se a evolução deste parâmetro e é feito um estudo dos fatores que influenciam a sua grandeza bem como a sua evolução.

8.2 Análise da ductilidade com índices de ductilidade

8.2.1 Definição dos índices de ductilidade

Como refere Shin *et al.* [107], a ductilidade é melhor expressa em termos de deformações. De uma forma geral, é possível definir-se um índice de ductilidade de deformação da seguinte forma:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (8.1)$$

O parâmetro Δ_u representa a deformação da viga para a carga de rotura (carga última) e Δ_y a deformação da viga para a carga que provoca a cedência das armaduras tracionadas (carga de cedência).

Neste estudo foram utilizados dois índices de ductilidade diferentes, mas tendo por base a definição dada pela Equação 8.1. O primeiro índice, designado por índice de ductilidade de curvatura (μ_χ), referente à rotação da secção por unidade de comprimento, é obtido relacionando a curvatura (na zona de 1/2 vão da viga) correspondente ao momento último ($(1/r)_u$) com a mesma curvatura correspondente ao momento de cedência da armadura longitudinal de tração ($(1/r)_y$). A expressão para calcular este índice é a seguinte:

$$\mu_\chi = \frac{(1/r)_u}{(1/r)_y} \quad (8.2)$$

O outro índice, designado por índice de ductilidade de flecha (μ_δ), é obtido relacionando a flecha (a 1/2 vão da viga) correspondente à carga última (δ_u) com a mesma flecha correspondente à carga de cedência da armadura longitudinal de tração (δ_y). A expressão de cálculo é a seguinte:

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (8.3)$$

Os parâmetros necessários para o cálculo destes índices retiram-se dos resultados experimentais obtidos através dos ensaios das vigas.

Julga-se que estes dois índices, da forma como foram definidos atrás, conseguem quantificar perfeitamente a ductilidade das vigas em estudo, uma vez que o seu raio de ação é a zona das curvas de comportamento desde o ponto em que as armaduras de tração entram em cedência até ao ponto correspondente à carga última. Tal zona dos diagramas traduz a capacidade dos elementos susterem grandes deformações sem perda apreciável da capacidade de carga, ou seja, é nesta zona que se pode aferir da ductilidade das vigas em estudo. Além disso, é sabido que quanto mais extensa for essa zona, mais dúctil será a viga em estudo, pelo que a relação entre os pontos limites dessa zona fornece uma medida da referida extensão logo, uma medida da ductilidade.

Ao adotar neste estudo os dois índices definidos anteriormente é possível fazer também uma análise comparativa dos resultados obtidos para cada um deles, uma vez que os mesmos estão relacionados com o estado de deformação das vigas e, por isso, se espera que mostrem tendências semelhantes.

Se bem que o índice de ductilidade de flecha está relacionado com o índice de ductilidade de curvatura, este último tem a grande vantagem de depender unicamente da geometria da secção e das propriedades dos materiais, não dependendo do tipo ou arranjo da carga.

Tendo em conta as definições associadas às Equações 8.2 e 8.3, correspondentes aos índices de ductilidade a utilizar neste estudo, surge o problema da identificação do ponto correspondente à carga última nas curvas experimentais apresentadas no Capítulo 7 (Secções 7.2.1 e 7.2.2). Geralmente, define-se como ponto último, para efeitos de avaliação da ductilidade, o ponto do diagrama a partir do qual a viga deixa de ter capacidade de suportar cargas apreciáveis, mesmo mediante grandes deformações. Posta desta forma, esta definição é algo subjetiva. De facto, definir quando é que a viga deixa de ter capacidade para suportar cargas apreciáveis pode variar de autor para autor.

No seguimento da definição anterior surge outra dificuldade, que se prende com a diversidade das formas obtidas para a parte última dos diagramas experimentais de comportamento. De facto, algumas curvas experimentais apresentadas neste estudo acabam bruscamente sem se observar uma perda da capacidade de carga. Tal aconteceu, em geral, nos diagramas $M-1/r$ apresentados na Secção 7.2.2 devido sobretudo, como foi referido nessa secção, ao problema da limitação da abertura do alongâmetro para a medição experimental das extensões. Outras curvas experimentais apresentam já uma perda da capacidade de carga na sua zona final.

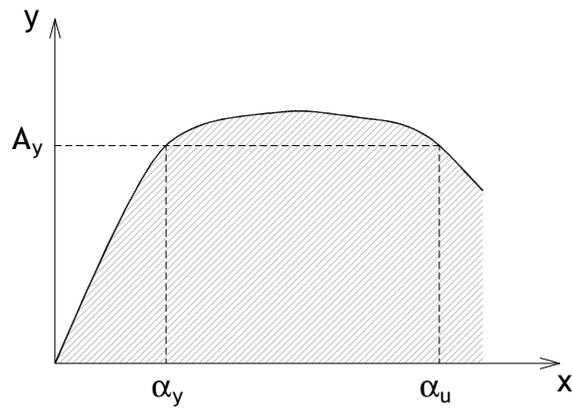
São vários os critérios utilizados em trabalhos anteriores de investigação para definir o ponto último dos diagramas de comportamento. Para alguns autores, como por exemplo Shin *et al.* [107], a curvatura última ou flecha última é considerada como sendo aquela a que corresponde um momento ou força igual a 80% do valor máximo obtido na curva experimental, ao longo do ramo descendente desta. A justificação desta opção prende-se com o facto dos referidos autores notarem que algumas das suas vigas ensaiadas continuaram a sustentar cargas substanciais bem para lá do pico do diagrama $P-\delta$ (a capacidade de carga caiu temporariamente imediatamente a seguir ao pico do diagrama, mas depois subiu novamente). Os autores Shehata e Shehata [105] referem que não é clara a razão para esta opção e que deveria ter sido tido em conta que a única forma de um elemento estrutural sustentar carga na zona descendente da sua curva de resistência, é fazendo parte de um sistema estrutural estaticamente não determinado, o que não é o caso geral. De facto, os elementos estruturais estaticamente determinados entram em colapso imediatamente após terem alcançado o seu momento resistente máximo porque não existe possibilidade de redistribuição de momentos.

Os autores Shin *et al.* [107] consideram também, no mesmo estudo, o ponto último como sendo o correspondente à carga máxima obtida nas vigas em estudo. No presente estudo verificou-se, através das curvas de comportamento, que algumas vigas ensaiadas continuaram a sustentar cargas substanciais, embora inferiores à máxima, para lá do pico do diagrama. O comportamento observado no presente estudo é semelhante ao relatado por Shin *et al.* [107]. Este comportamento associado a algumas vigas invalida assim a justificação do segundo critério adotado por Shin *et al.* [107], uma vez que este não engloba toda a zona de comportamento dúctil do elemento traduzido pela sua curva de comportamento.

Poder-se-ia também considerar o ponto último, de uma forma mais subjetiva, como sendo o ponto a partir do qual, durante o ensaio das vigas ou através das curvas de comportamento, se sente que a capacidade de carga baixa drasticamente. A subjetividade deste critério de escolha torna esta metodologia inviável se se pretender adotar um método consensual para a análise pretendida. Esta problemática é exemplificada por Shah e Ahmad [103]. Estes autores referem um estudo efetuado por Ahmad e Baker [17] no qual estes definiram a flecha última como sendo aquela correspondente ao ponto do diagrama de comportamento para além do qual sentiram, durante o ensaio, que a viga já não tinha capacidade para sustentar deformação adicional para a mesma intensidade de carga. Tal definição é bastante subjetiva e torna-se difícil de aplicar nos ensaios não contínuos em que existem paragens para efetuar leituras, como foi o caso dos ensaios realizados no presente estudo.

Finalmente, em alguns trabalhos não é definido o modo de obtenção dos parâmetros últimos, como por exemplo os efetuados por Leslie *et al.* [74] e Shehata e Shehata [105].

Pelo exposto anteriormente não se utilizou, neste estudo, nenhum dos critérios referidos para a definição dos parâmetros últimos de comportamento. No presente estudo avaliou-se e comparou-se a capacidade de ductilidade na rotura à flexão das vigas. Ao se pretender efetuar uma análise com o objetivo de comparar a ductilidade entre vigas (por exemplo, para se poder afirmar que uma determinada viga é mais dúctil do que outra), o facto de não se determinar os parâmetros últimos reais torna-se menos importante, uma vez que o critério é aplicado da mesma forma a todas as vigas. O critério escolhido neste estudo foi o mesmo adotado por Bernardo e Lopes [23, 24]. Estes autores fizeram corresponder o ponto último do diagrama de comportamento ao ponto de intersecção entre a parte final da curva com uma linha horizontal que passa no ponto onde as armaduras entram em cedência. Se a parte final da curva não intersectar a referida linha, como acontece em geral para as curvas $M-1/r$, o ponto último é simplesmente atribuído ao último ponto do diagrama. Este último procedimento não influenciará particularmente os resultados uma vez que o problema referido surgiu em geral para todas as curvas $M-1/r$, sendo as consequências desprezáveis face a uma análise do tipo comparativa. O critério da definição dos parâmetros últimos é ilustrado nas Figuras 8.1, 8.2 e 8.3, para os três tipos de traçado de curvas idealizadas (curvas A, B e C) obtidas na análise experimental em estudo.



α_y ; α_u - valor de cedência e último do parâmetro em estudo segundo x

A_y - valor de cedência do parâmetro em estudo segundo y

$$\text{Índice de ductilidade} = \alpha_u / \alpha_y$$

Figura 8.1. Definição dos parâmetros últimos (Curva A)

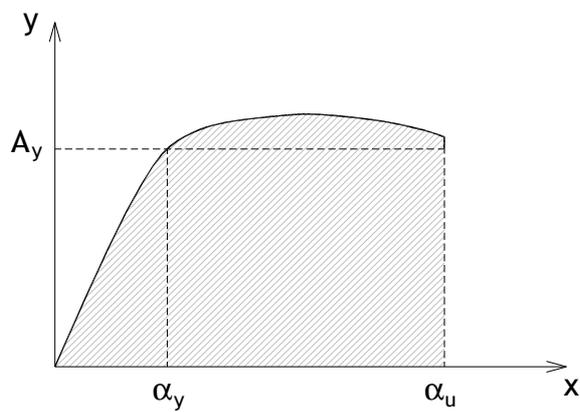


Figura 8.2. Definição dos parâmetros últimos (Curva B)

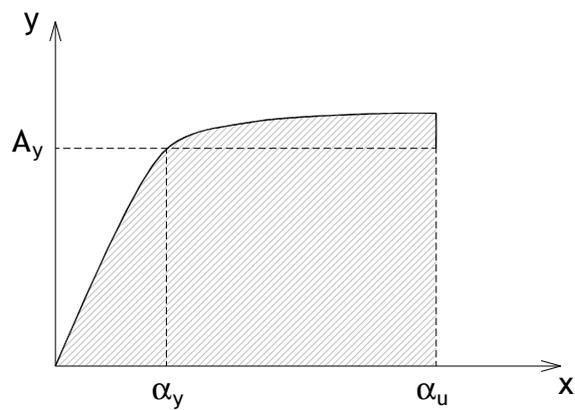


Figura 8.3. Definição dos parâmetros últimos (Curva C)

Os valores dos diagramas P- δ e M-1/r correspondente à cedência das armaduras foram já apresentados no Capítulo 7, para cada viga, nos Quadros 7.1 e 7.2. Os cálculos efetuados para a definição dos valores últimos da flecha e da curvatura, segundo o critério definido nesta secção, podem ser encontrados em [29]. Refere-se que, como será justificado já a seguir, nem todos os valores últimos da flecha e da curvatura presentes nos Quadros 7.1 e 7.2 podem ser utilizados para o cálculo dos índices de ductilidade. Refere-se ainda que o ponto de intersecção da parte final dos diagramas com a linha correspondente ao patamar de cedência das armaduras foi calculado por interpolação linear.

O Quadro 8.1 apresenta resumidamente os valores experimentais dos parâmetros necessários ao cálculo dos índices de ductilidade para as vigas ensaiadas: flecha de cedência (δ_y), flecha última (δ_u), curvatura de cedência ($(1/r)_y$) e curvatura última ($(1/r)_u$). Os valores últimos apresentados no Quadro 8.1 são iguais aos apresentados nos Quadros 7.1 e 7.2 para as curvas tipo B e C (Figuras 8.2 e 8.3). São obviamente diferentes para as curvas tipo A (Figura 8.1). O Quadro 8.1 apresenta também, para cada viga, os valores experimentais obtidos para os índices de ductilidade em estudo: índice de ductilidade de flecha (μ_δ) e índice de ductilidade de curvatura (μ_χ). Refere-se que, devido ao exposto na Secção 7.2.1 do Capítulo 7, para as primeiras vigas de cada série (vigas que tiveram uma rotura por insuficiência de armadura), optou-se por não incluir as mesmas para as análises subseqüentes.

Quadro 8.1. Valores experimentais dos índices de ductilidade

Série	Vigas	δ_y mm	δ_u mm	μ_δ	$(1/r)_y$ 10^{-3} m^{-1}	$(1/r)_u$ 10^{-3} m^{-1}	μ_χ
S1	S1-22,76-0,24	8,00	82,90	10,36	64,03	491,47	7,68
	S1-22,04-0,38	8,99	53,43	5,94	56,18	327,18	5,82
	S1-22,37-0,55	10,66	37,22	3,49	25,58	107,78	4,21
	S1-28,50-0,99	12,06	23,96	1,99	17,71	28,75	1,62
S2	S2-42,07-0,24	6,30	78,00	12,38	59,59	463,63	7,78
	S2-47,07-0,38	7,92	57,08	7,21	54,79	355,51	6,49
	S2-49,19-0,55	8,71	39,40	4,52	46,43	245,43	5,28
	S2-43,92-0,99	10,86	32,94	3,03	48,10	139,86	2,91
	S2-46,98-1,55	14,28	23,74	1,66	31,34	88,64	2,83
	S2-43,02-2,03	14,02	19,07	1,36	22,90	48,40	2,11
S3	S3-51,20-0,38	7,35	48,98	6,66	67,52	420,95	6,23
	S3-52,38-0,55	9,37	36,69	3,92	31,90	158,10	4,96
	S3-55,26-0,99	11,22	32,06	2,86	49,93	134,10	2,69
	S3-53,42-1,55	13,46	26,31	1,95	41,81	115,00	2,75
	S3-60,43-2,03	14,56	17,61	1,21	33,42	66,23	1,98
	S3-51,60-2,69	16,04	16,36	1,02	23,15	26,22	1,13

A análise da magnitude e da evolução dos valores obtidos para os índices de ductilidade é feita nas secções seguintes.

De seguida procede-se ao estudo dos parâmetros que influenciam os índices de ductilidade estudados, nomeadamente: a taxa de armadura longitudinal de tração e a resistência à compressão do betão.

8.2.2 Influência da resistência do betão nos índices de ductilidade de flecha e de curvatura

Para estudar a influência da resistência do betão nos índices de ductilidade de flecha e de curvatura, é necessário agrupar as vigas com taxas de armaduras longitudinais de tração iguais ou semelhantes. O Quadro 8.2 agrupa as vigas em função das taxas de armaduras. No mesmo quadro, e para cada grupo de vigas com taxas semelhantes de armaduras (ρ), é apresentado o valor médio da taxa de armadura longitudinal de tração ($\rho_{\text{médio}}$). Também são apresentados, como complemento, a taxa de armadura ρ_b definida no ACI318 [1] bem como a relação ρ/ρ_b e o seu valor médio ($(\rho/\rho_b)_{\text{médio}}$). A utilização do parâmetro ρ_b serve aqui essencialmente de referência para análises comparativas com outros estudos que o possam utilizar. Por último, o Quadro 8.2 apresenta também os valores dos índices de ductilidade de flecha (μ_δ) e de curvatura (μ_χ) definidos na secção anterior. Em cada agrupamento as vigas aparecem por ordem crescente da resistência do betão (f_{lc}).

Quadro 8.2. Agrupamento das vigas com taxas de armaduras semelhantes

Grupo	Vigas	ρ %	ρ_b %	ρ/ρ_b	$\rho_{\text{médio}}$ %	$(\rho/\rho_b)_{\text{médio}}$	f_{lc} MPa	μ_δ	μ_χ
2	S1-22,76-0,24	0,24	1,56	0,16	0,24	0,13	22,76	10,36	7,68
	S2-42,07-0,24	0,24	2,58	0,09			42,07	12,38	7,78
3	S1-22,04-0,38	0,38	1,45	0,26	0,38	0,18	22,04	5,94	5,82
	S2-47,07-0,38	0,38	2,66	0,14			47,07	7,21	6,49
	S3-51,20-0,38	0,38	2,80	0,14			51,20	6,66	6,23
4	S1-22,37-0,55	0,55	1,60	0,34	0,55	0,24	22,37	3,49	4,21
	S2-49,19-0,55	0,55	2,97	0,19			49,19	4,52	5,29
	S3-52,38-0,55	0,55	3,08	0,18			52,38	3,92	4,96
5	S1-28,50-0,99	0,99	1,82	0,54	0,99	0,43	28,50	1,99	1,62
	S2-43,92-0,99	0,99	2,48	0,40			43,92	3,03	2,91
	S3-55,26-0,99	0,99	2,84	0,35			55,26	2,86	2,69
6	S2-46,98-1,55	1,55	2,61	0,59	1,55	0,57	46,98	1,66	2,83
	S3-53,42-1,55	1,55	2,81	0,55			53,42	1,95	2,75
7	S2-43,02-2,03	2,03	2,45	0,83	2,03	0,76	43,02	1,36	2,11
	S3-60,43-2,03	2,03	2,96	0,69			60,43	1,21	1,98
8	S3-51,60-2,69	2,69	2,76	0,98	2,69	0,98	51,60	1,02	1,13

Analisando as colunas com os valores dos índices de ductilidade de flecha e de curvatura para os grupos com maior número de vigas (Grupos 3, 4 e 5), pode observar-se que os referidos índices de ductilidade tendem a crescer ligeiramente com o aumento da resistência do betão.

Os agrupamentos 2, 6, 7 e 8 são grupos com número de vigas insuficientes para permitir extrair ilações com alguma fiabilidade.

As tendências observadas nos agrupamentos com a amostra de vigas mais significativa (Grupos 3, 4 e 5) podem ser observadas graficamente nas Figuras 8.4 a 8.9. Nas referidas figuras apresenta-se, na forma de gráfico, a evolução dos valores obtidos para os índices de ductilidade de flecha (μ_δ) e de curvatura (μ_χ) com as resistências à compressão do betão (f_{lc}) cobertas neste estudo. É traçada também, em cada figura, uma linha de tendência (calculada em regressão linear) para realçar a evolução dos índices de ductilidade em estudo.

A análise das Figuras 8.4 a 8.9 mostra que, para uma taxa de armadura longitudinal de tração aproximadamente constante, os índices de ductilidade tendem a aumentar ligeiramente com a resistência à compressão do betão.

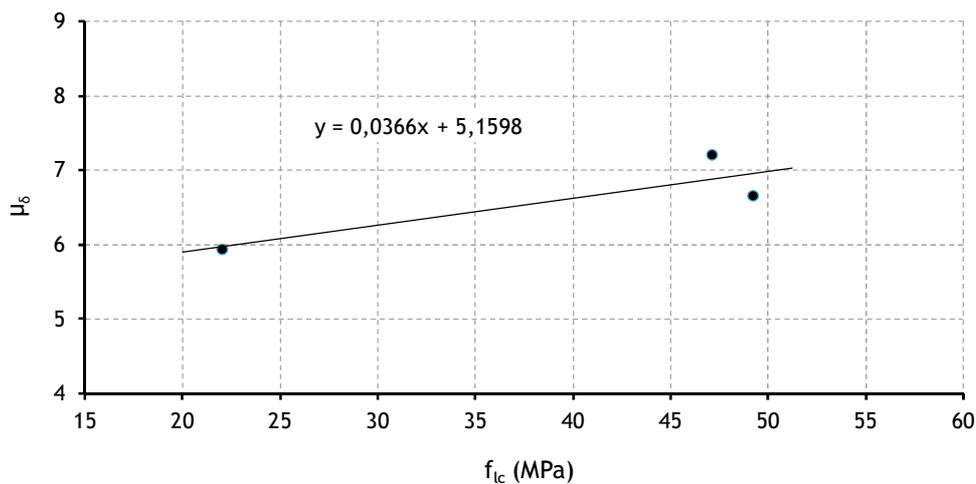


Figura 8.4. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de flecha
(Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 0,38\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,18$)

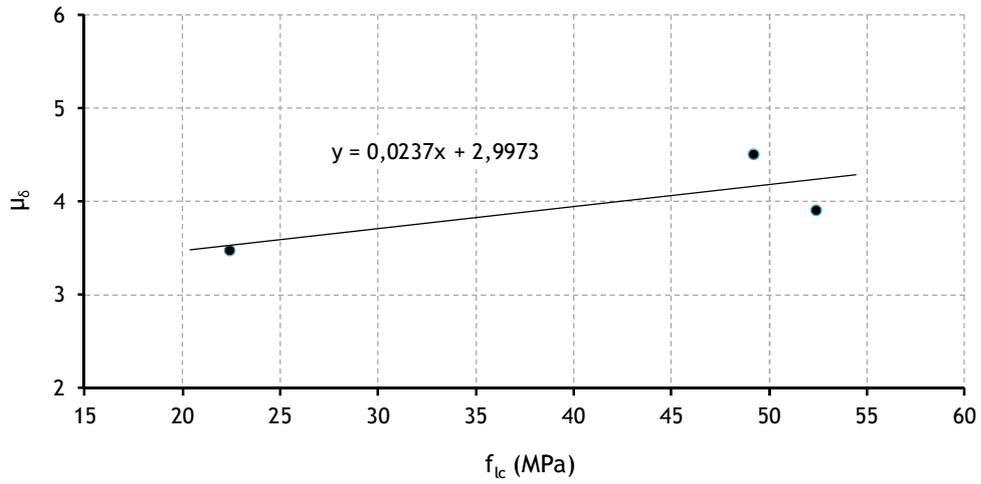


Figura 8.5. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de flecha
(Grupo 4: $\rho_{\text{médio}} = 0,55\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,24$)

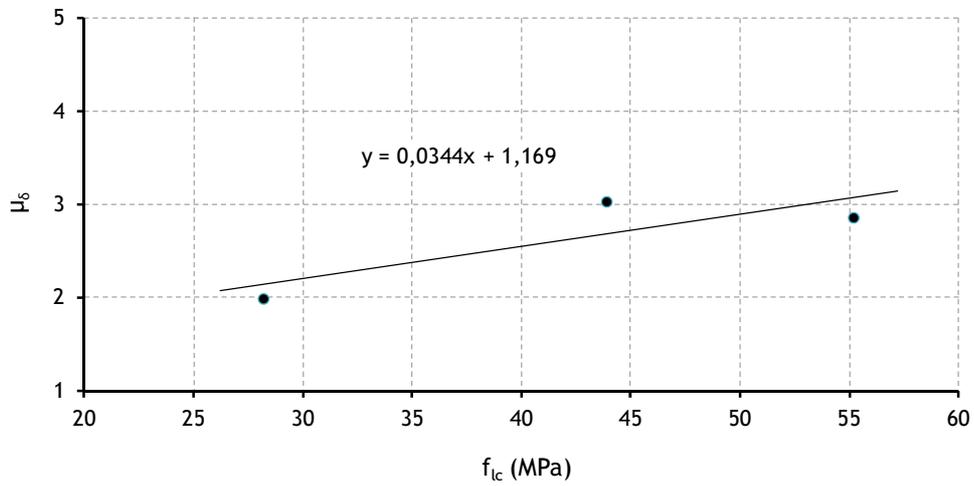


Figura 8.6. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de flecha
(Grupo 5: $\rho_{\text{médio}} = 0,99\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,43$)

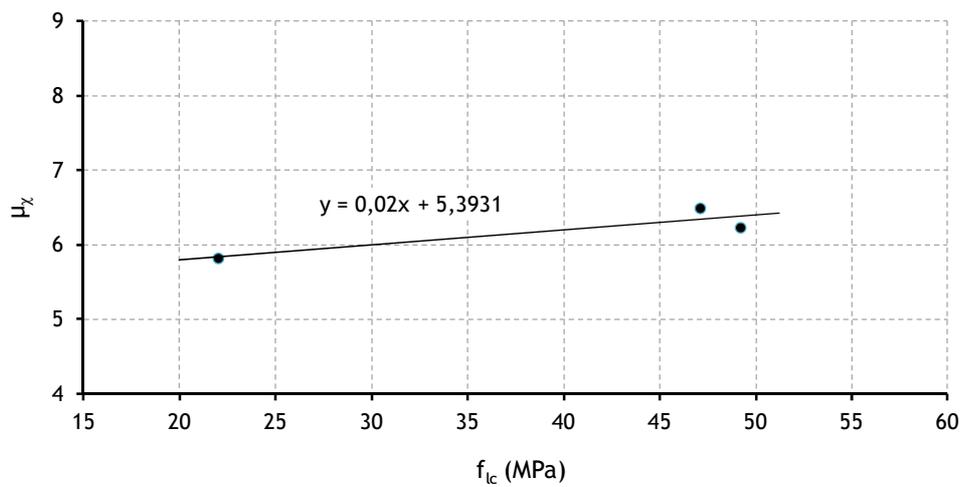


Figura 8.7. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de curvatura
(Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 0,38\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,18$)

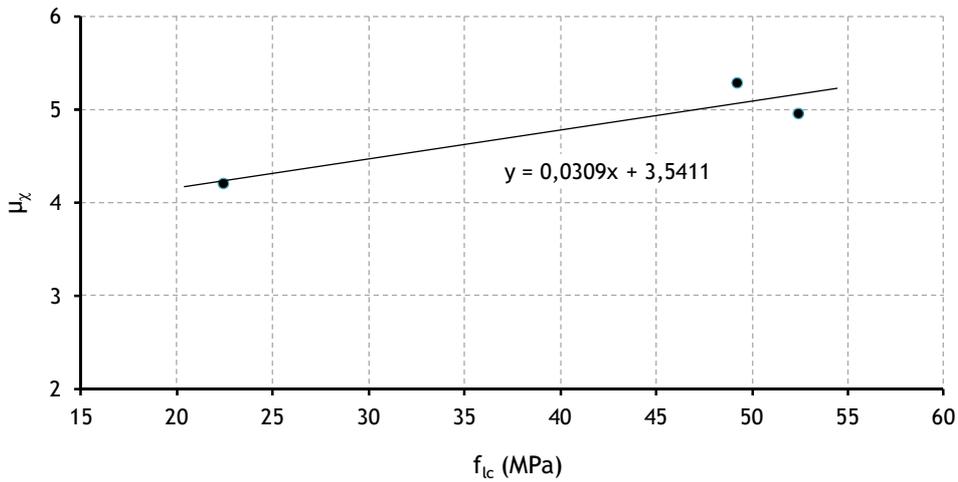


Figura 8.8. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de curvatura
(Grupo 4: $\rho_{\text{médio}} = 0,55\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,24$)

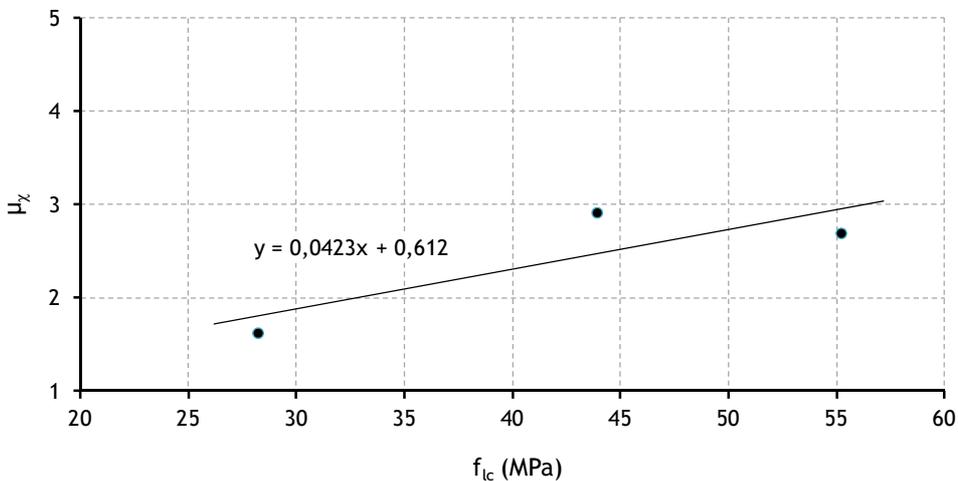


Figura 8.9. Influência da resistência do betão no índice de ductilidade de curvatura
(Grupo 5: $\rho_{\text{médio}} = 0,99\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,43$)

A tendência anteriormente verificada corrobora o observado por Bernardo e Lopes [23, 24] para vigas de betão de densidade normal. Os resultados observados nesta secção têm uma explicação física. Para taxas de armaduras aproximadamente constantes, a profundidade da linha neutra decresce com o aumento da resistência do betão, dando origem a uma tendência para uma rotura do tipo dúctil. Tal decréscimo da profundidade da linha neutra na rotura parece compensar, em termos de ganhos, a perda de ductilidade do material (só betão) para as classes de resistência mais elevadas de betões de agregados leves, devido à sua aparente maior fragilidade quando comparados com os betões de densidade normal. Isto parece provar que uma utilização racional e conjunta do betão de agregados leves com o aço elimina a aparente maior fragilidade do material.

8.2.3 Influência da taxa de armadura longitudinal nos índices de ductilidade de flecha e de curvatura

Para estudar a influência da taxa de armadura longitudinal nos índices de ductilidade de flecha e de curvatura, é necessário agrupar as vigas com resistências à compressão do betão iguais ou semelhantes. O Quadro 8.3 agrupa as vigas em função das resistências obtidas para o betão. No mesmo quadro, e para cada viga, é apresentado o valor da taxa de armadura longitudinal de tração (ρ), a taxa de armadura que provoca condições “balançadas” para as extensões (ρ_b), a relação ρ/ρ_b e os valores dos índices de ductilidade de flecha (μ_δ) e de curvatura (μ_χ). Por último, o Quadro 8.3 apresenta também, para cada agrupamento de vigas, a resistência média do betão ($f_{lc,médio}$). Em cada agrupamento, as vigas aparecem por ordem crescente da taxa de armadura longitudinal de tração (ρ).

Quadro 8.3. Agrupamento das vigas com resistências do betão semelhantes

Série	Vigas	f_{lc} MPa	$f_{lc,médio}$ MPa	ρ %	ρ_b %	ρ/ρ_b	μ_δ	μ_χ
1	S1-22,76-0,24	22,76	23,92	0,24	1,56	0,16	10,36	7,68
	S1-22,04-0,38	22,04		0,38	1,45	0,26	5,94	5,82
	S1-22,37-0,55	22,37		0,55	1,60	0,34	3,49	4,21
	S1-28,50-0,99	28,50		0,99	1,82	0,54	1,99	1,62
2	S2-42,07-0,24	42,07	45,38	0,24	2,58	0,09	12,38	7,78
	S2-47,07-0,38	47,07		0,38	2,66	0,14	7,21	6,49
	S2-49,19-0,55	49,19		0,55	2,97	0,19	4,52	5,28
	S2-43,92-0,99	43,92		0,99	2,48	0,40	3,03	2,91
	S2-46,98-1,55	46,98		1,55	2,61	0,59	1,66	2,83
	S2-43,02-2,03	43,02		2,03	2,45	0,83	1,36	2,11
3	S3-51,20-0,38	51,20	54,05	0,38	2,80	0,14	6,66	6,23
	S3-52,38-0,55	52,38		0,55	3,08	0,18	3,92	4,96
	S3-55,26-0,99	55,26		0,99	2,84	0,35	2,86	2,69
	S3-53,42-1,55	53,42		1,55	2,81	0,55	1,95	2,75
	S3-60,43-2,03	60,43		2,03	2,96	0,69	1,21	1,98
	S3-51,60-2,69	51,60		2,69	2,76	0,98	1,02	1,13

Analisando a coluna dos valores obtidos para ambos os índices de ductilidade de flecha e de curvatura pode-se afirmar que, em cada grupo de vigas, o índice de ductilidade decresce em geral com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Tal pode explicar-se pelo facto de que a perda de ductilidade com o incremento da referida taxa está associada sobretudo com o decréscimo na deformação última do elemento. Além disso, para a mesma resistência do betão, o acréscimo da taxa de armadura longitudinal de tração faz aumentar a profundidade da linha neutra na rotura, originando assim uma tendência para uma rotura menos dúctil.

Nas Figuras 8.10 a 8.13 apresenta-se graficamente a evolução dos índices de ductilidade em função da taxa de armadura longitudinal ρ e da relação ρ/ρ_b . As Figuras 8.10 e 8.11 referem-se aos índices de ductilidade de flecha (μ_δ), sendo a primeira desenhada em função do parâmetro ρ e a segunda em função da relação ρ/ρ_b . As Figuras 8.12 e 8.13 referem-se aos índices de ductilidade de curvatura (μ_χ), existindo também um gráfico em função de ρ e outro em função da relação ρ/ρ_b .

Como se observou na secção anterior, a influência da resistência à compressão do betão na ductilidade é pequena. Por isso, os gráficos das Figuras 8.10 a 8.13 incluem os resultados obtidos para todos os agrupamentos, independentemente das resistências dos betões. Houve, no entanto, o pormenor de distinguir os pontos dos gráficos referentes a grupos diferentes (identificados pela resistência média do betão, $f_{lc,médio}$).

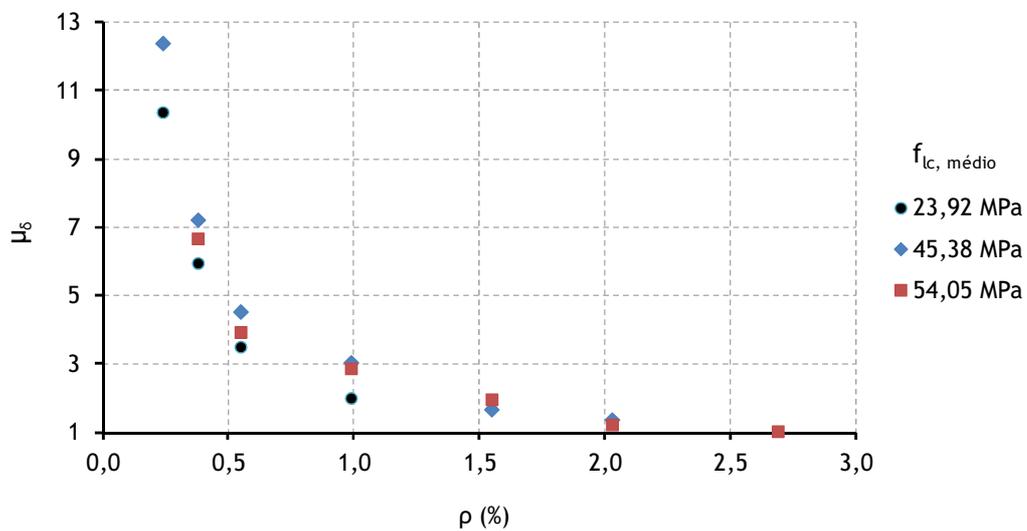


Figura 8.10. Influência da taxa de armadura longitudinal no índice de ductilidade de flecha

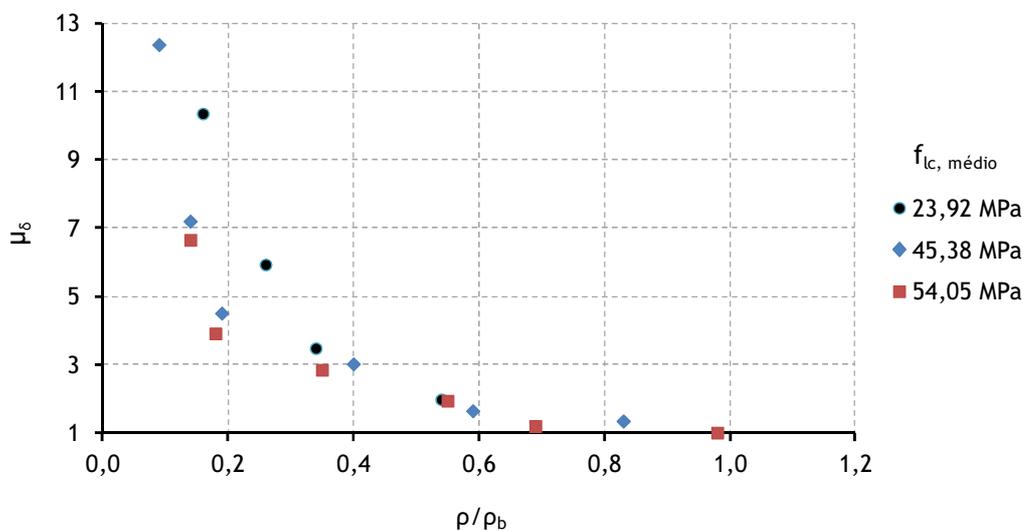


Figura 8.11. Influência da relação ρ/ρ_b no índice de ductilidade de flecha

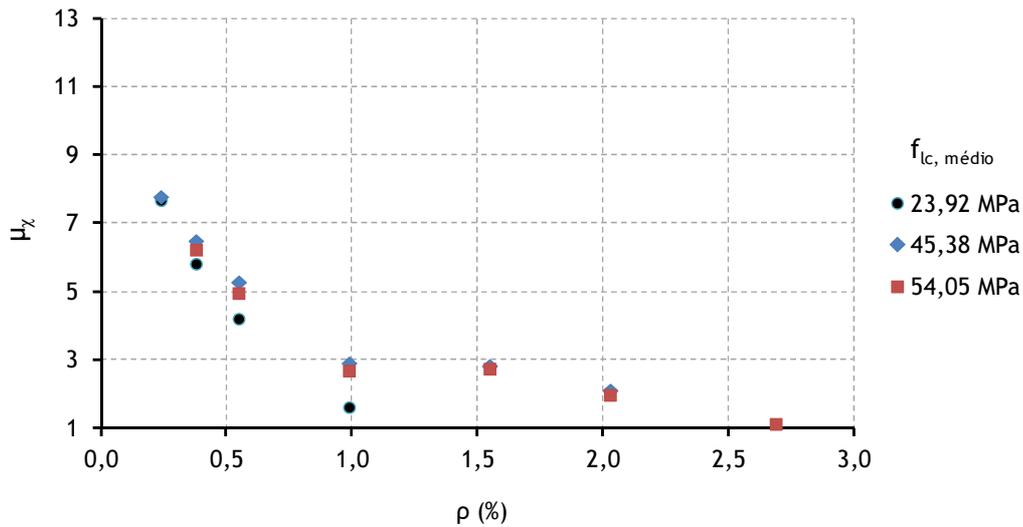


Figura 8.12. Influência da taxa de armadura longitudinal no índice de ductilidade de curvatura

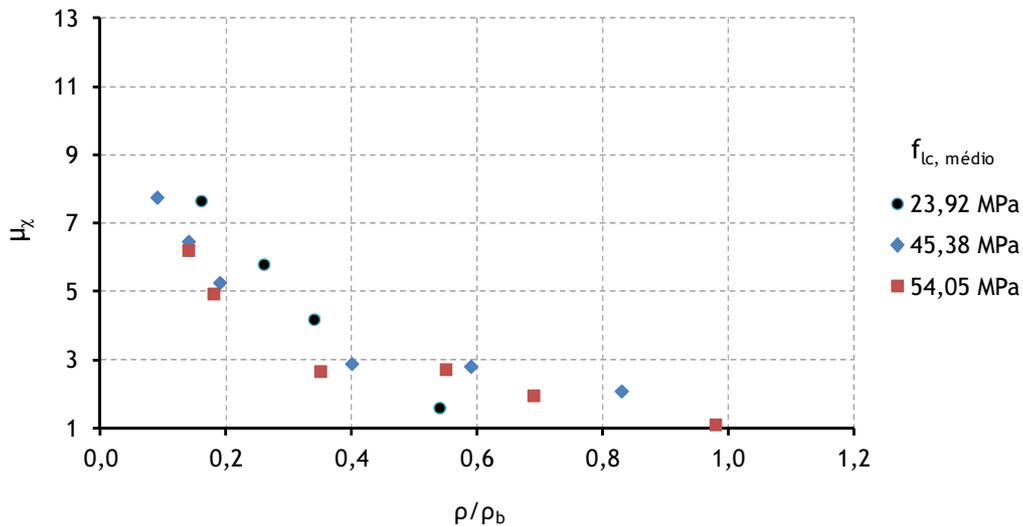


Figura 8.13. Influência da relação ρ/ρ_b no índice de ductilidade de curvatura

Através das Figuras 8.10 e 8.11 confirma-se assim, graficamente, a redução do índice de ductilidade de flecha, quer com o incremento da taxa da armadura longitudinal, quer com o incremento da relação ρ/ρ_b .

Quanto ao índice de ductilidade de curvatura, apesar de uma maior dispersão dos pontos comparativamente aos resultados obtidos para o índice de ductilidade de flecha, a análise dos gráficos das Figuras 8.12 e 8.13 permite no geral observar tendências idênticas às observadas para o índice de ductilidade de flecha, ou seja, o índice de ductilidade de curvatura reduz, quer com o aumento da taxa de armadura longitudinal, quer com o aumento da relação ρ/ρ_b .

Os gráficos das Figuras 8.10 e 8.11 mostram também uma grande redução dos índices de ductilidade de flecha à medida que a taxa de armadura longitudinal de tração aumenta até um

valor de aproximadamente $\rho \approx 2,0\%$ ou $\rho/\rho_b \approx 0,7$. A partir destes valores os gráficos sugerem que os índices de ductilidade de flecha para as vigas em estudo tendem para um valor aproximadamente constante e unitário, quase independentemente da resistência do betão, pois nessas zonas os valores parecem estar menos dispersos. Parece assim que a redução dos índices de ductilidade de flecha com o aumento da taxa de armadura longitudinal de tração é menos sensível a partir de um determinado valor da quantidade de armadura. Isto sugere que o incremento verificado nos índices de ductilidade de flecha com a resistência do betão (Secção 8.2.2) tende a decrescer com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Parece assim existir uma taxa limite de armadura longitudinal de tração para além da qual os valores dos índices de ductilidade de flecha são praticamente os mesmos independentemente da resistência do betão. Tal taxa limite parece situar-se acima de $\rho \approx 2,0\%$ ou $\rho/\rho_b \approx 0,7$. Refira-se que a um valor unitário do índice de ductilidade corresponde na realidade uma ductilidade nula da viga, ou seja, a uma rotura frágil por compressão do betão.

A tendência observada corrobora o observado por Bernardo e Lopes [23, 24, 26] em vigas de betão de densidade normal, usando o mesmo critério para definir o ponto último das curvas experimentais. Estes resultados também confirmam estudos de outros autores [17, 94, 105, 106] com outros critérios para definir o ponto último das curvas experimentais.

Nas Figuras 8.14 a 8.17 apresentam-se graficamente as curvas exponenciais que melhor se ajustaram à tendência de evolução dos índices de ductilidade em função da taxa de armadura longitudinal (ρ) e da relação ρ/ρ_b . Como se observou na secção anterior, a influência da resistência à compressão do betão na ductilidade é pequena. Por isso, os gráficos das Figuras 8.14 a 8.17 incluem os resultados obtidos para todos os agrupamentos, independentemente da resistência do betão. As curvas de tendência ilustradas nos gráficos das Figuras 8.14 a 8.17 traduzem de forma expressiva a redução do índice de ductilidade de flecha e de curvatura, quer com o incremento da taxa da armadura longitudinal, quer com o incremento da relação ρ/ρ_b .

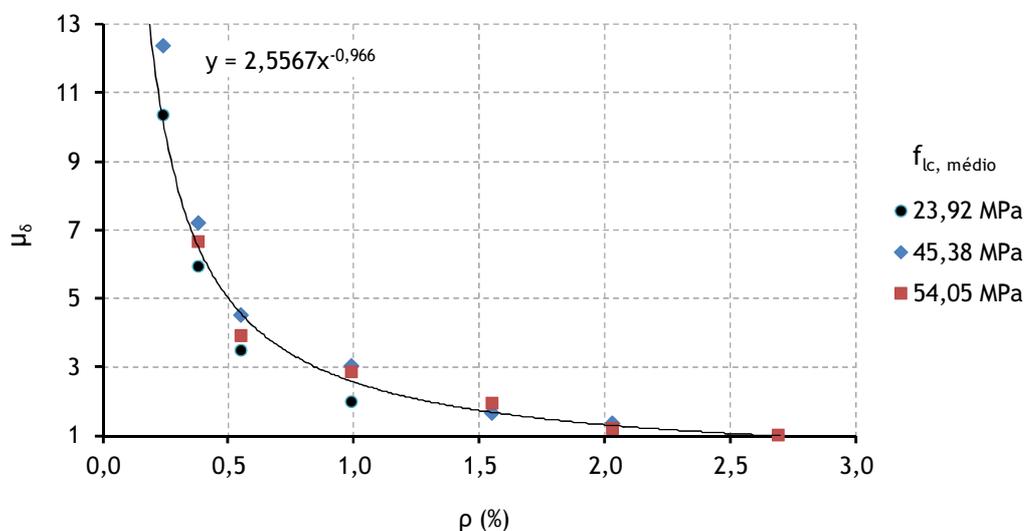


Figura 8.14. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.10

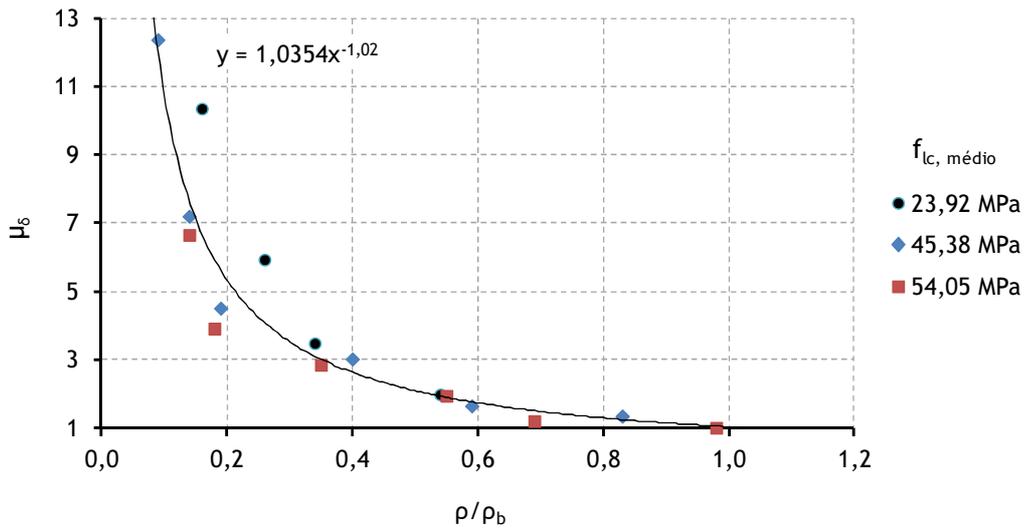


Figura 8.15. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.11

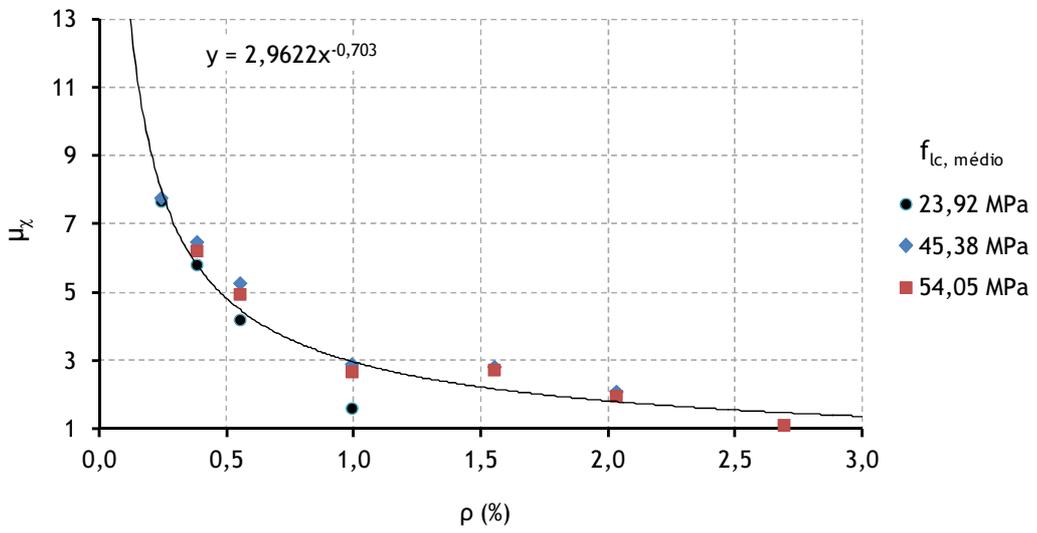


Figura 8.16. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.12

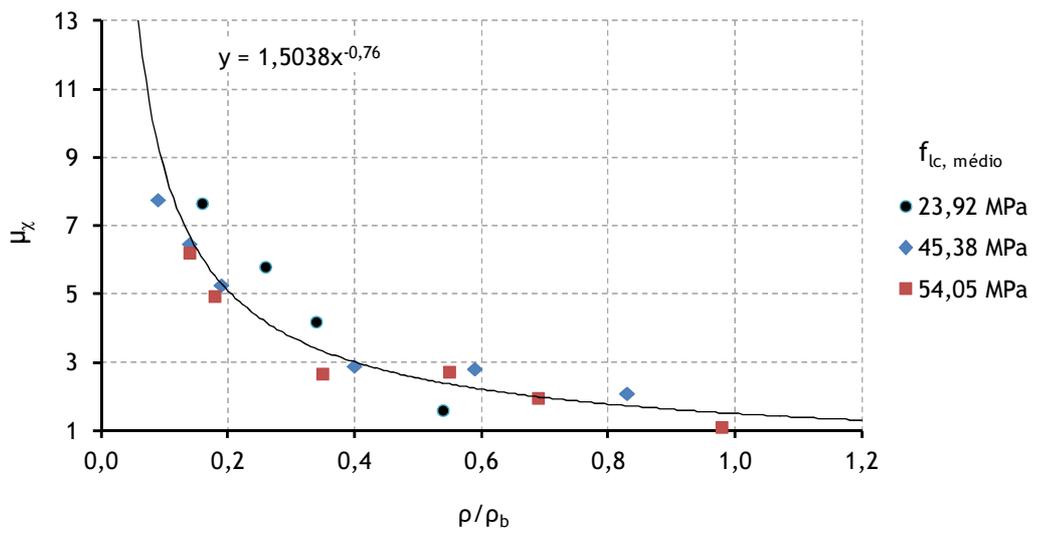


Figura 8.17. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.13

As observações anteriores confirmam os resultados gerais dos estudos de Shehata e Shehata [105] e Bernardo e Lopes [23, 24] para vigas de betão de densidade normal. No entanto, nesses estudos o valor limite observado para a taxa de armadura longitudinal de tração foi de $\rho \approx 3,0\%$, mostrando que existem diferenças comportamentais à flexão entre as vigas de betão de densidade normal e as vigas de betão de agregados leves.

Comparando os resultados obtidos nesta secção com os da secção anterior, torna-se evidente que a taxa de armadura longitudinal de tração (caracterizada neste estudo pelo parâmetro ρ e pela relação ρ/ρ_b) é o parâmetro mais influente na ductilidade das vigas.

8.3 Análise da capacidade de rotação plástica

8.3.1 Caracterização experimental da capacidade de rotação plástica

Pretende-se nesta secção estudar o comportamento puramente plástico das vigas ensaiadas através da análise dos valores experimentais da rotação plástica. É também objetivo utilizar um parâmetro que permita quantificar, numa análise comparativa entre vigas, a capacidade de rotação plástica. Tal parâmetro deve ser baseado nos valores experimentais obtidos para a rotação plástica e a sua análise servirá para comprovar os resultados obtidos com os índices de ductilidade de flecha (Secção 8.2). Para tal, será utilizada a mesma metodologia proposta por Bernardo e Lopes [23, 24].

Os valores experimentais das rotações relativas entre as secções envolventes da zona de rotura secções distanciadas de $1,2h$ apresentados graficamente, em função da flecha a $1/2$ vão, nas Figuras 7.7 a 7.25 (Secção 7.2.3) incluem as parcelas elástica e plástica da rotação. Com o objetivo de só se estudar a componente plástica é necessário, de alguma forma, eliminar a parcela elástica da rotação. Para tal calculou-se, para cada viga e para cada valor experimental obtido para a flecha a $1/2$ vão, a rotação elástica através das expressões que relacionam a flecha e a rotação, calculadas para uma análise das vigas em comportamento elástico e com a secção homogeneizada. Essas expressões foram apresentadas, para cada viga, no Quadro 6.2 da Secção 6.3.2. Para obter a componente plástica das vigas de ensaio basta então subtrair aos valores experimentais obtidos para a rotação a correspondente rotação elástica calculada pelas expressões atrás referidas. O uso das expressões teóricas é inteiramente aceitável uma vez que, na análise efetuada aos gráficos experimentais θ - δ (Secção 7.2.3), se concluiu que, durante a fase elástica, as vigas acompanhavam perfeitamente as previsões obtidas através da análise teórica em regime elástico com secção homogeneizada.

Com este procedimento é possível obter-se, para cada viga, os gráficos experimentais $\theta_{plást}$ - δ , em que $\theta_{plást}$ representa os valores experimentais da rotação plástica. Estes gráficos são

apresentados, para cada viga, nas Figuras 8.19 a 8.37 na forma adimensional para uma melhor interpretação e comparação. Os parâmetros representados nos gráficos das referidas figuras têm o seguinte significado:

$\theta_{plást}$: rotação plástica experimental;

$\theta_{plást, \text{últ, teór}}$: valor último da rotação plástica, em cálculo plástico teórico, correspondente ao valor último experimental da flecha (δ_u);

δ : flecha experimental observada a 1/2 vão da viga;

δ_u : valor último da flecha experimental (flecha máxima).

O valor último teórico da rotação plástica, $\theta_{plást, \text{últ, teór}}$, é obtido através da Equação 6.21 (Secção 6.4). Tal expressão, igual para todas as vigas e calculada com base numa análise teórica em fase plástica, dá, em função da flecha a 1/2 vão das vigas, a rotação plástica teórica entre as secções limitadoras da rótula plástica local. Assim, o valor último teórico da rotação plástica é calculado, para cada viga, introduzindo o valor último experimental observado (valor máximo) para a flecha na expressão referida.

Nos gráficos das Figuras 8.19 a 8.37 aparece novamente uma reta referente à análise plástica teórica das vigas, a qual corresponde à reta que aparecia nos gráficos das Figuras 7.7 a 7.25. A reta referente à análise em comportamento elástico das vigas que aparecia nas Figuras 7.7 a 7.25 (análise elástica) já não aparece nas Figuras 8.19 a 8.37, uma vez que a componente elástica da rotação foi eliminada nesta nova análise.

Com base nos gráficos apresentados nas Figuras 8.19 a 8.37 definem-se dois parâmetros designados por $C_{plást, \text{exp}}$ e $C_{plást, \text{teór}}$. Estes dois parâmetros representam, respetivamente, a área do gráfico rotação plástica *versus* flecha limitado pela curva experimental e a área do mesmo gráfico limitado pela reta referente à análise teórica plástica. A definição destes parâmetros está ilustrada na Figura 8.18, através da qual se pode também concluir que o valor do parâmetro $C_{plást, \text{teór}}$ é constante e igual a 0,5, uma vez que corresponde à área de um triângulo retângulo com catetos unitários. As áreas referidas são calculadas diretamente a partir dos gráficos apresentados nas Figuras 8.19 a 8.37.

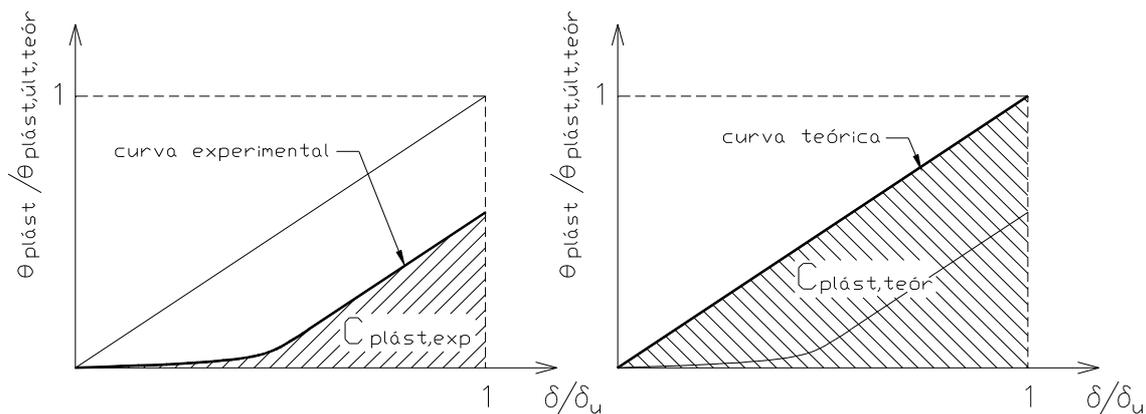


Figura 8.18. Definição dos parâmetros $C_{plást, exp}$ e $C_{plást, teor}$ [22]

Os parâmetros $C_{plást, exp}$ e $C_{plást, teor}$ são designados de parâmetro de capacidade de rotação plástica experimental e de parâmetro de capacidade de rotação plástica teórica, respetivamente. Tais parâmetros não têm unidades uma vez que são calculados a partir de um diagrama traçado num sistema de eixos adimensionais, não tendo, por isso, aparentemente nenhum significado físico. O parâmetro $C_{plást, exp}$ consegue, no entanto, traduzir a capacidade de rotação plástica observada através das curvas experimentais em estudo (Figuras 8.19 a 8.37). Este parâmetro é, por isso e para uma análise comparativa, um bom indicador da capacidade de rotação plástica das vigas ensaiadas. A relação $C_{plást, exp} / C_{plást, teor}$ permite avaliar o grau da capacidade de rotação plástica experimental observada relativamente ao mesmo valor previsto pela teoria, através de uma análise plástica teórica das vigas. É possível saber, por exemplo, se uma dada viga, relativamente a outra, teve ou não um comportamento mais próximo do plástico perfeito. A relação $C_{plást, exp} / C_{plást, teor}$ é designada por Parâmetro de Tendência Plástica (PTP). Os valores obtidos para o parâmetro PTP estão representados, em percentagem e para cada viga, nos respetivos gráficos das Figuras 8.19 a 8.37.

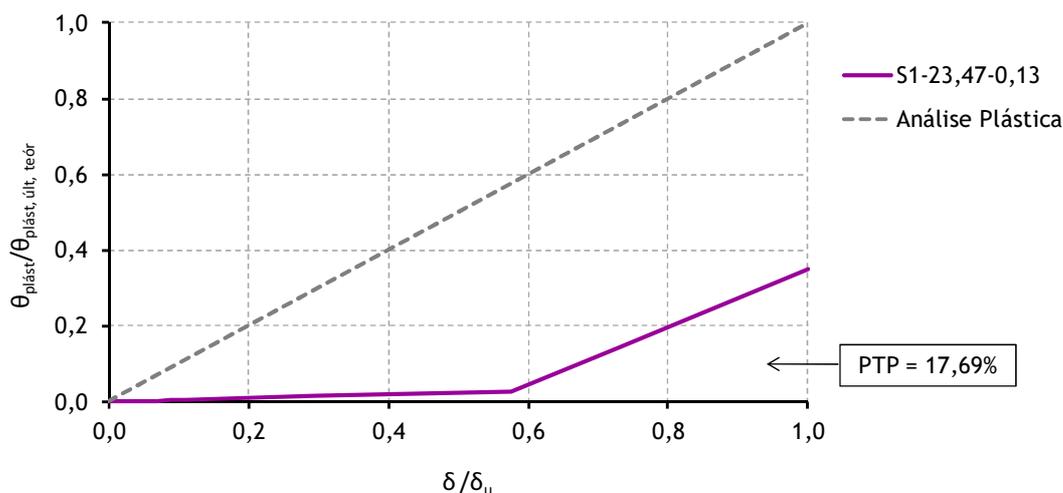


Figura 8.19. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-23,47-0,13)

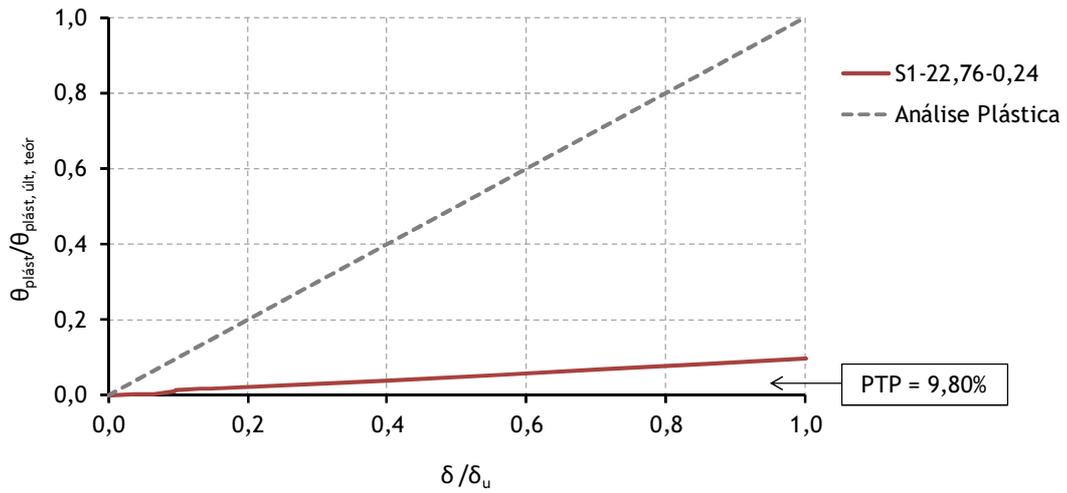


Figura 8.20. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-22,76-0,24)

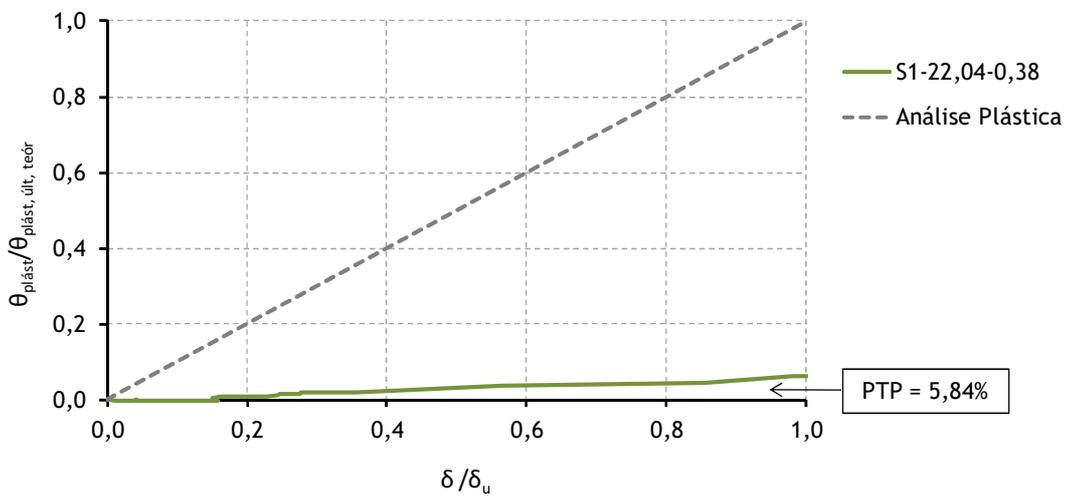


Figura 8.21. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-22,04-0,38)

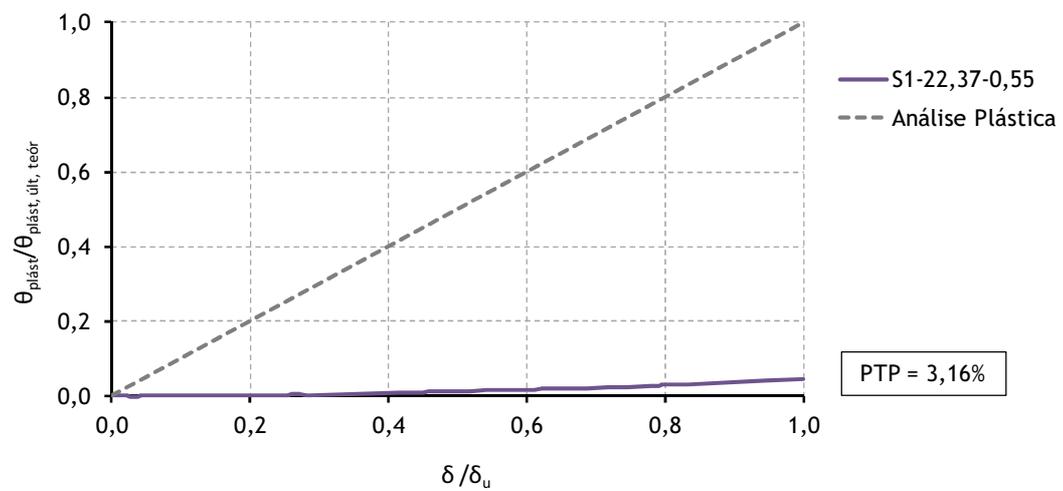


Figura 8.22. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-22,37-0,55)

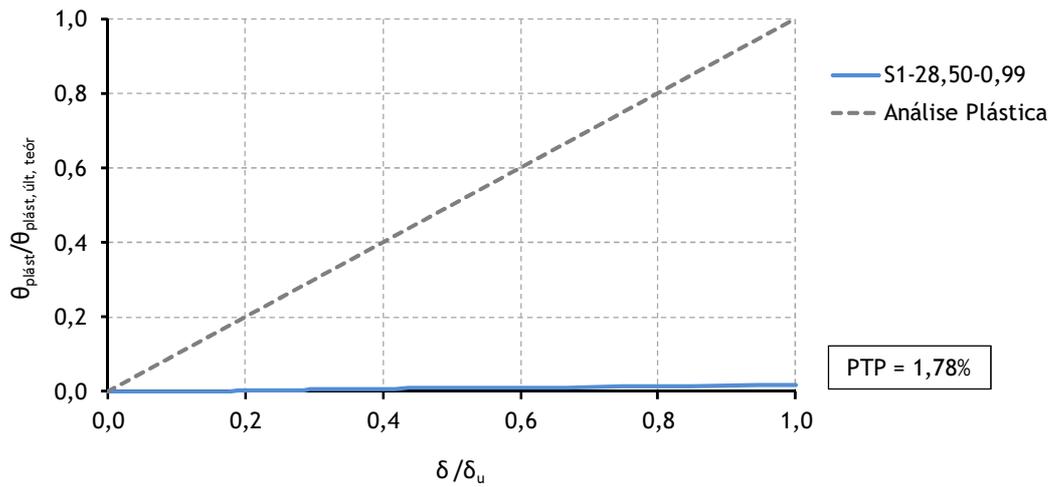


Figura 8.23. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S1-28,50-0,99)

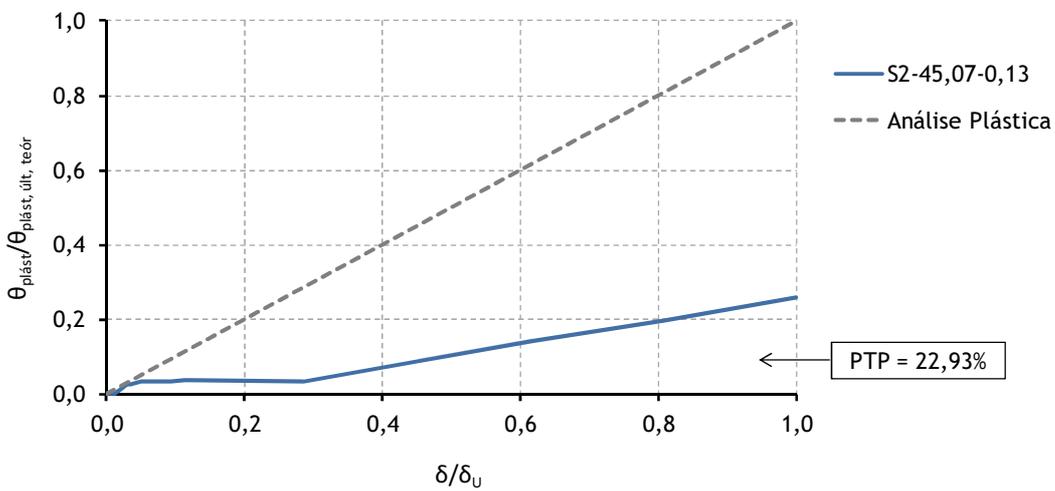


Figura 8.24. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-45,07-0,13)

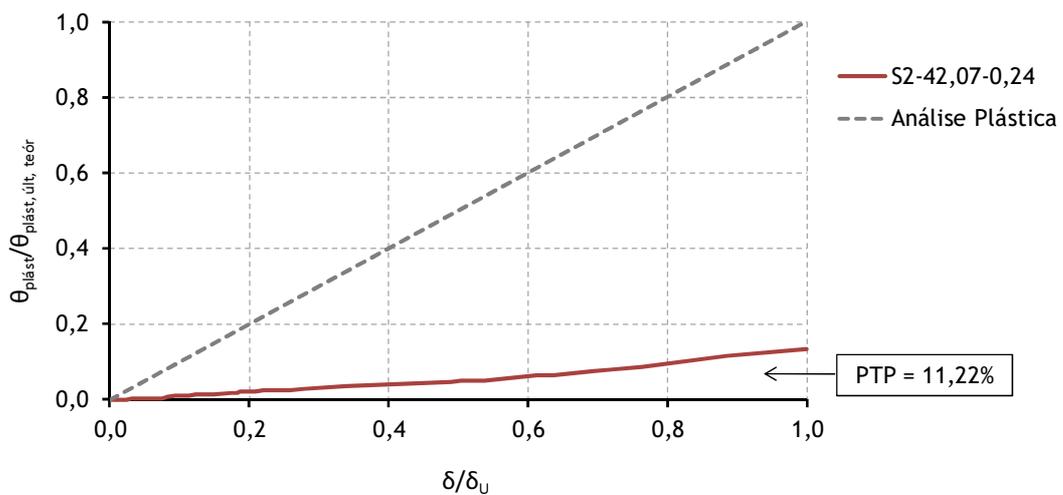


Figura 8.25. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-42,07-0,24)

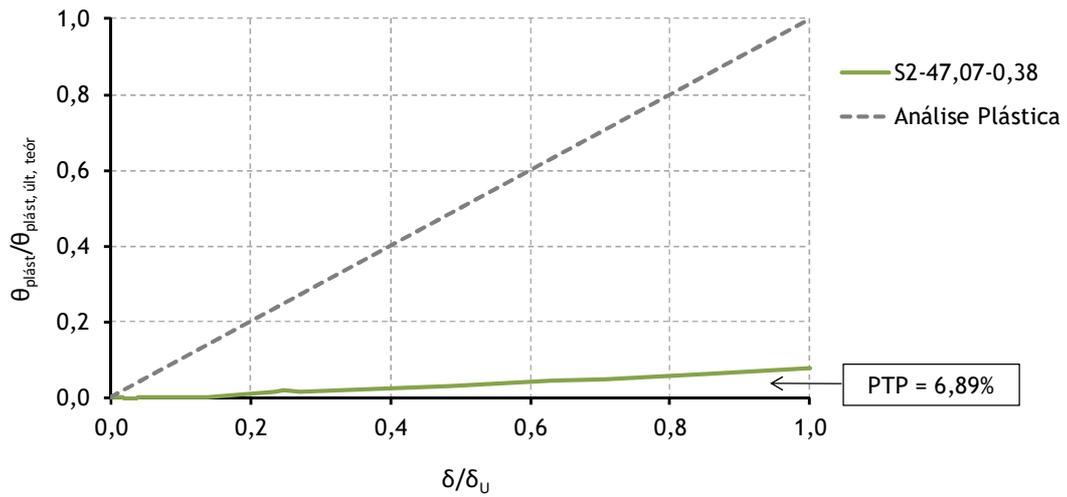


Figura 8.26. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-47,07-0,38)

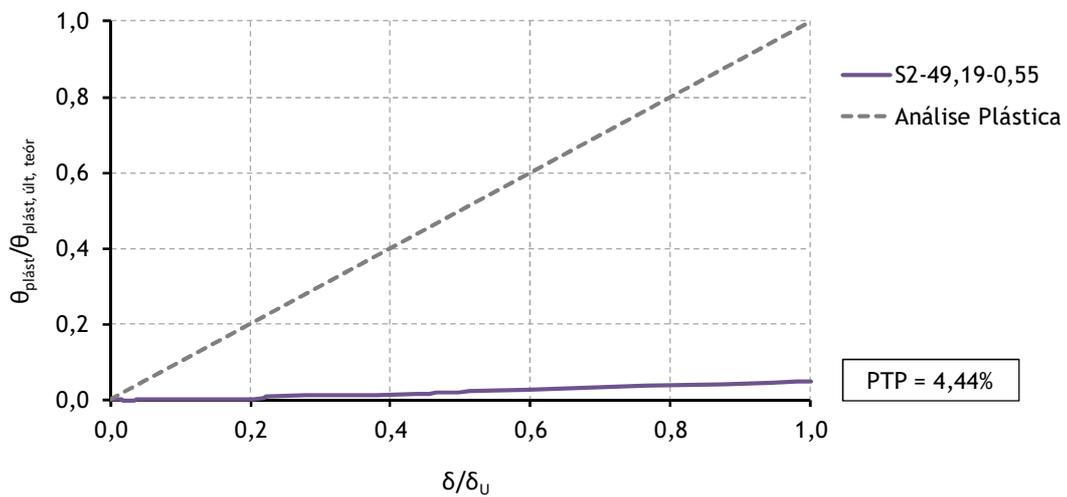


Figura 8.27. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-49,19-0,55)

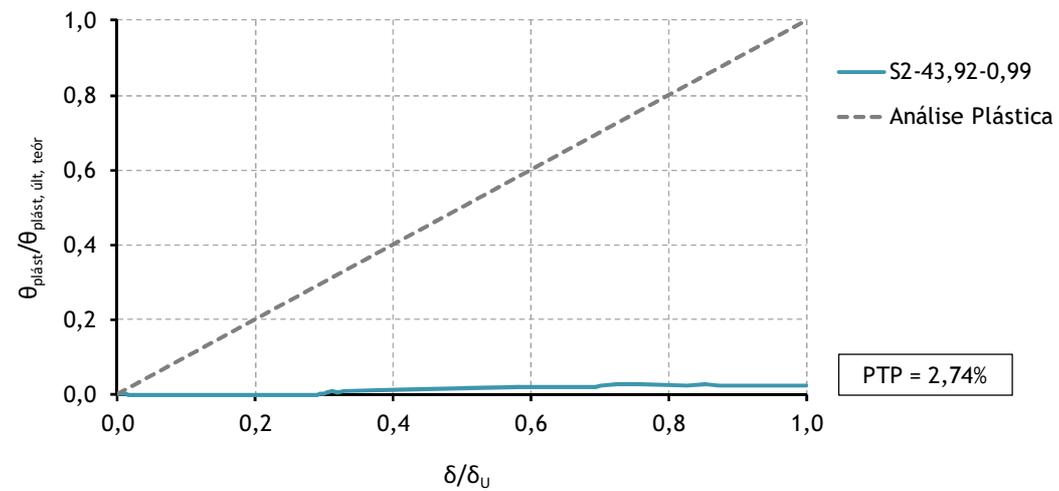


Figura 8.28. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-43,92-0,99)

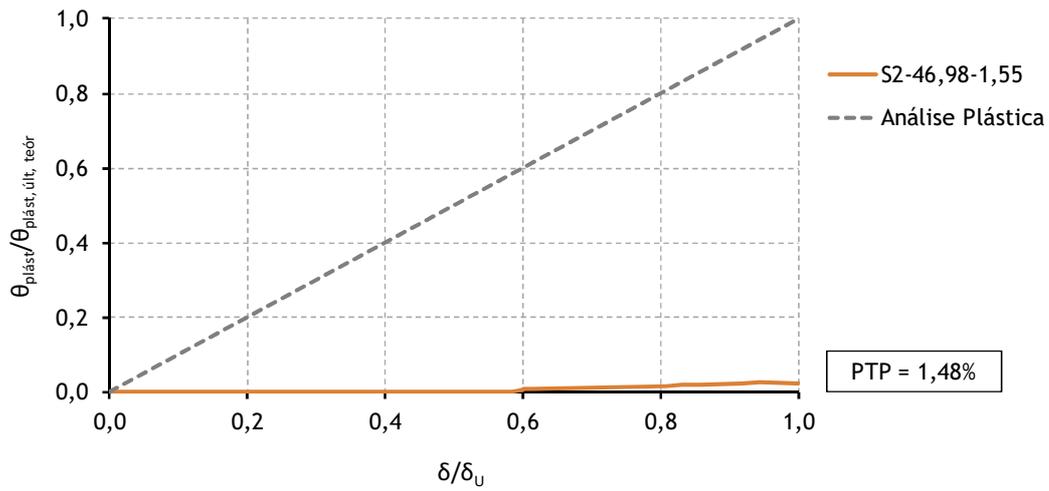


Figura 8.29. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-46,98-1,55)

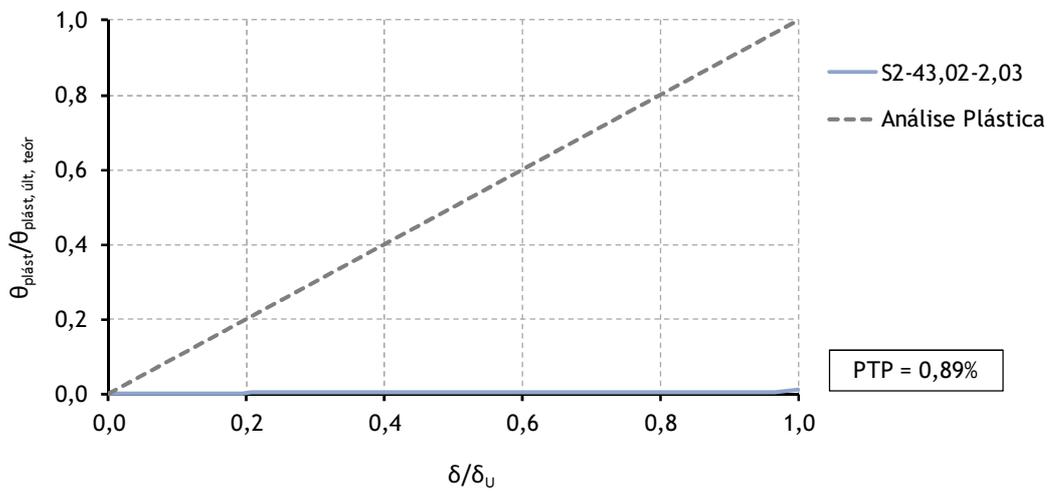


Figura 8.30. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S2-43,02-2,03)

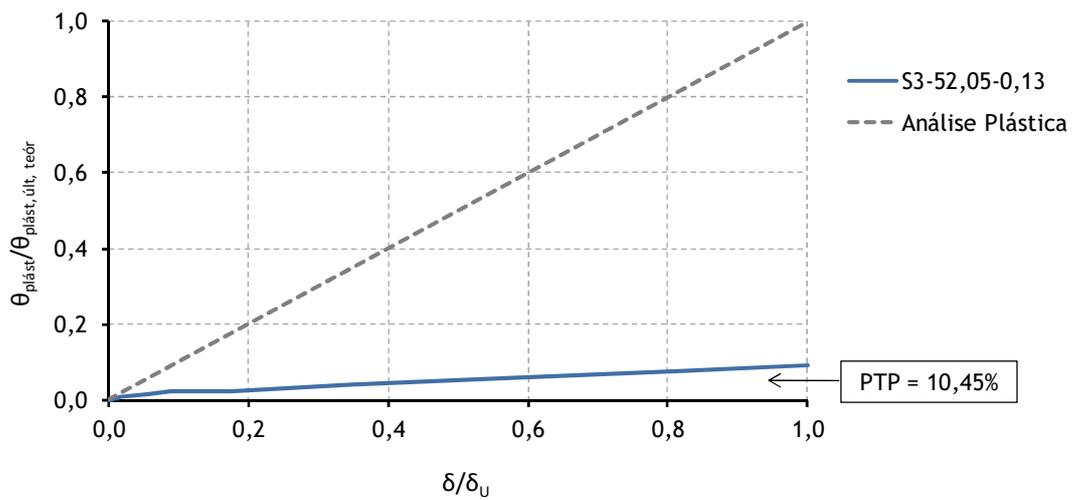


Figura 8.31. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-52,05-0,13)

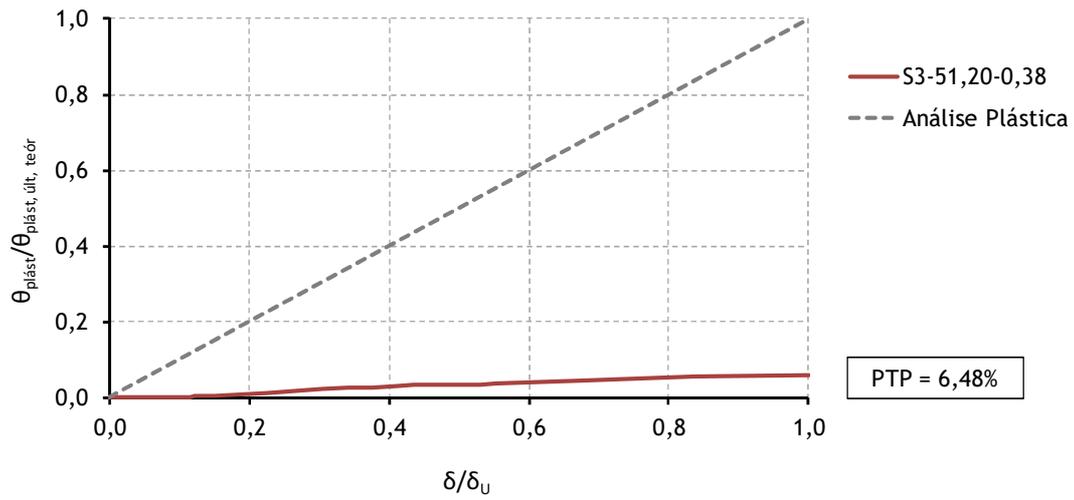


Figura 8.32. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-51,20-0,38)

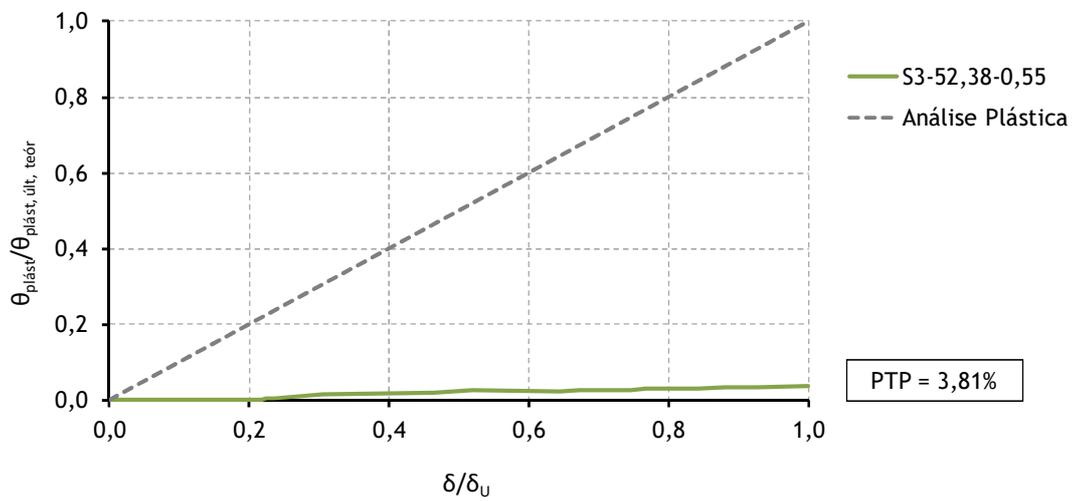


Figura 8.33. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-52,38-0,55)

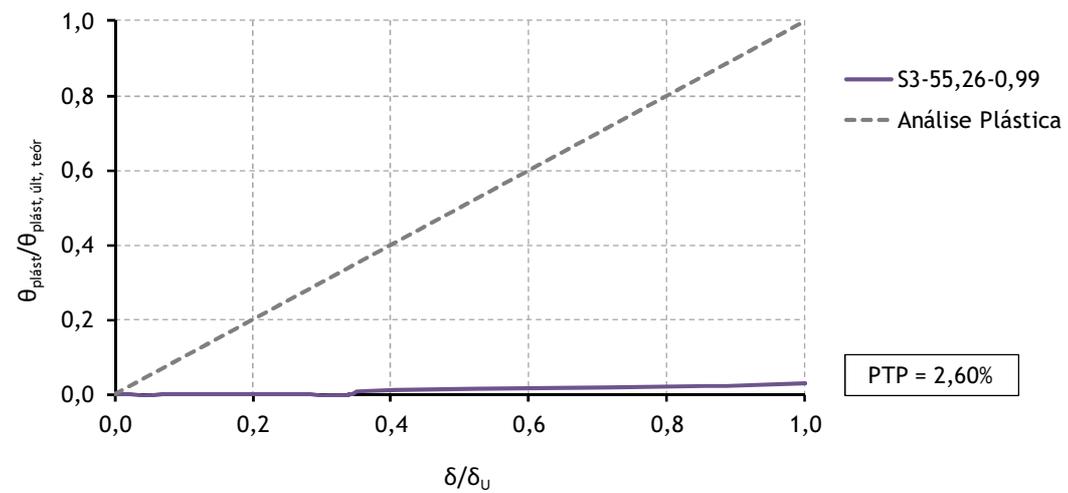


Figura 8.34. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-55,26-0,99)

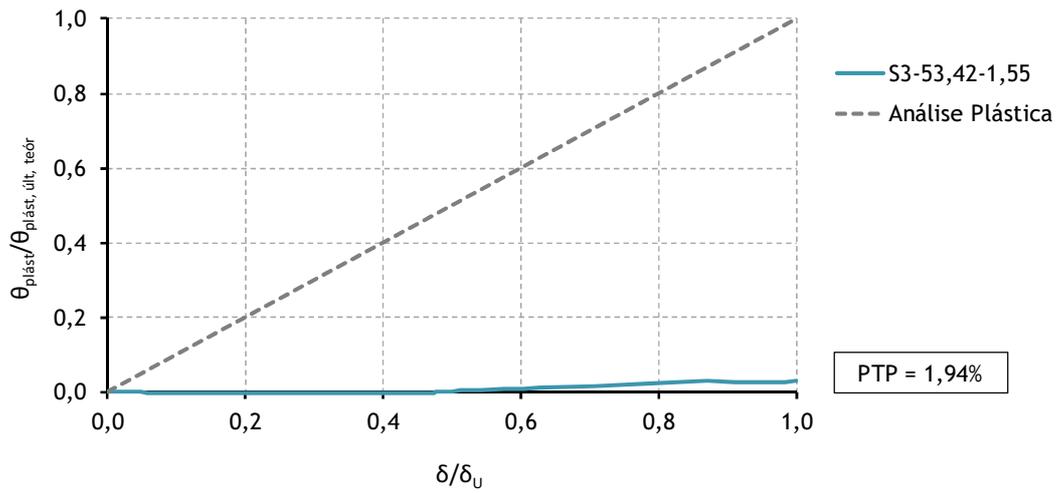


Figura 8.35. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-53,42-1,55)

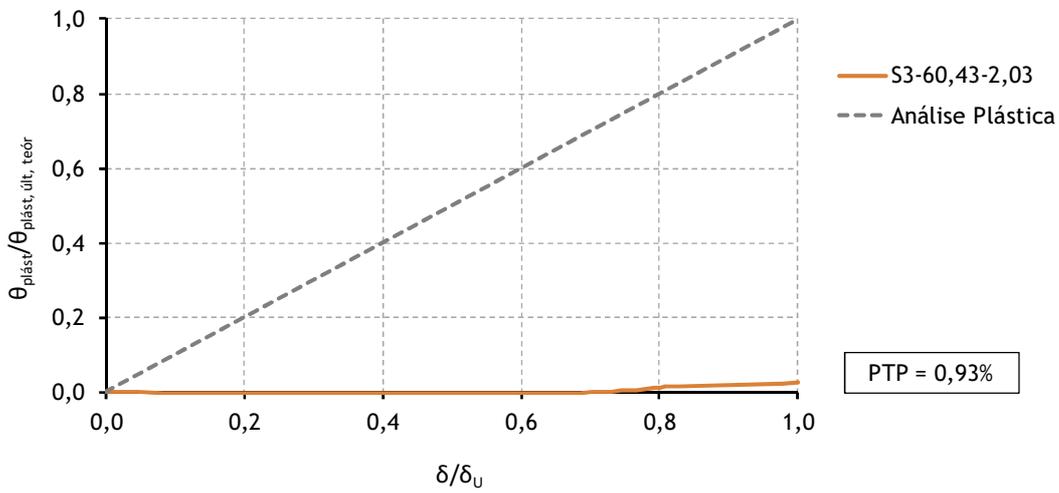


Figura 8.36. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-60,43-2,03)

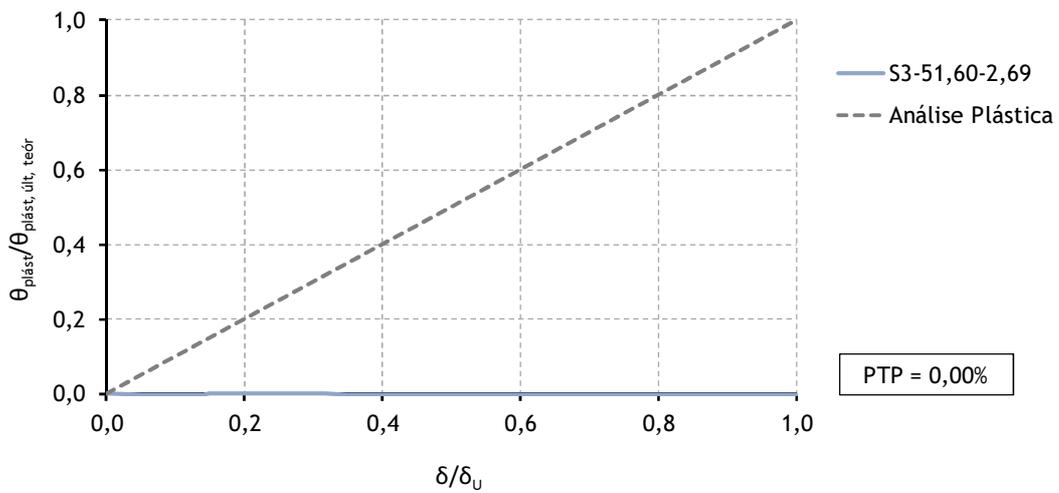


Figura 8.37. Evolução da flecha com a rotação plástica (Viga S3-51,60-2,69)

8.3.2 Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica

Para estudar a influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica, é necessário, tal como na Secção 8.2.2, agrupar as vigas com taxas de armaduras longitudinais de tração iguais ou semelhantes. O Quadro 8.4 agrupa as vigas em função das taxas de armaduras longitudinal (ρ) e apresenta, para cada grupo de vigas, o valor médio da taxa de armadura longitudinal de tração ($\rho_{\text{médio}}$). Para cada viga é apresentada também a taxa de armadura ρ e ρ_b , a relação ρ/ρ_b , a resistência à compressão do betão, f_{lc} , e o parâmetro PTP (em percentagem) obtido na secção anterior. Em cada agrupamento as vigas aparecem por ordem crescente da resistência do betão. Da mesma forma, como justificado na Secção 7.2.1 do Capítulo 7, as primeiras vigas de cada série (vigas com rotura frágil por insuficiência de armadura) não serão incluídas nas análises subsequentes.

Analisando, no Quadro 8.4, a coluna dos valores referentes ao parâmetro que caracteriza a capacidade de rotação plástica (PTP) para o Grupo 3, pode-se afirmar que a capacidade de rotação plástica aparenta crescer, em geral, ligeiramente com o aumento da resistência do betão (isto torna-se mais claro pela observação da Figura 8.38).

A evolução da capacidade de rotação plástica (caracterizada pelo parâmetro PTP) em função da resistência do betão (f_{lc}) pode ser observada graficamente nas Figuras 8.38 a 8.40 para os Grupos 3, 4 e 5 (grupos com maior número de vigas), respetivamente. É traçada também, em cada gráfico, uma linha de tendência (calculada em regressão linear) para realçar a evolução do parâmetro PTP.

Quadro 8.4. Agrupamento das vigas com taxas de armaduras semelhantes

Grupo	Vigas	ρ %	ρ_b %	ρ/ρ_b	$\rho_{\text{médio}}$ %	$(\rho/\rho_b)_{\text{médio}}$	f_{lc} MPa	PTP %
2	S1-22,76-0,24	0,24	1,56	0,16	0,24	0,13	22,76	9,80
	S2-42,07-0,24	0,24	2,58	0,09			42,07	11,22
3	S1-22,04-0,38	0,38	1,45	0,26	0,38	0,18	22,04	5,84
	S2-47,07-0,38	0,38	2,66	0,14			47,07	6,89
	S3-51,20-0,38	0,38	2,80	0,14			51,20	6,48
4	S1-22,37-0,55	0,55	1,60	0,34	0,55	0,24	22,37	3,16
	S2-49,19-0,55	0,55	2,97	0,19			49,19	4,44
	S3-52,38-0,55	0,55	3,08	0,18			52,38	3,81
5	S1-28,50-0,99	0,99	1,82	0,54	0,99	0,43	28,50	1,78
	S2-43,92-0,99	0,99	2,48	0,40			43,92	2,74
	S3-55,26-0,99	0,99	2,84	0,35			55,26	2,60
6	S2-46,98-1,55	1,55	2,61	0,59	1,55	0,57	46,98	1,48
	S3-53,42-1,55	1,55	2,81	0,55			53,42	1,94
7	S2-43,02-2,03	2,03	2,45	0,83	2,03	0,76	43,02	0,89
	S3-60,43-2,03	2,03	2,96	0,69			60,43	0,93
8	S3-51,60-2,69	2,69	2,76	0,98	2,69	0,98	51,60	0,00

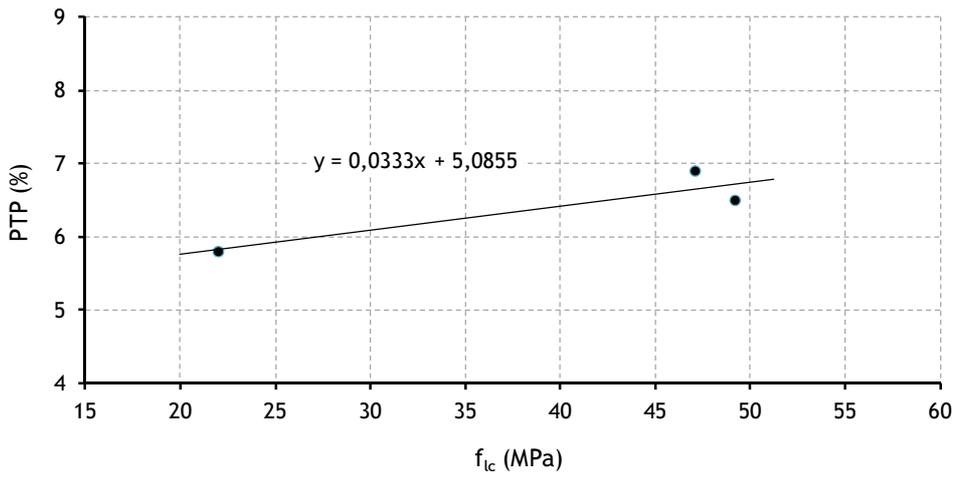


Figura 8.38. Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica
(Grupo 3: $\rho_{\text{médio}} = 0,38\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,18$)

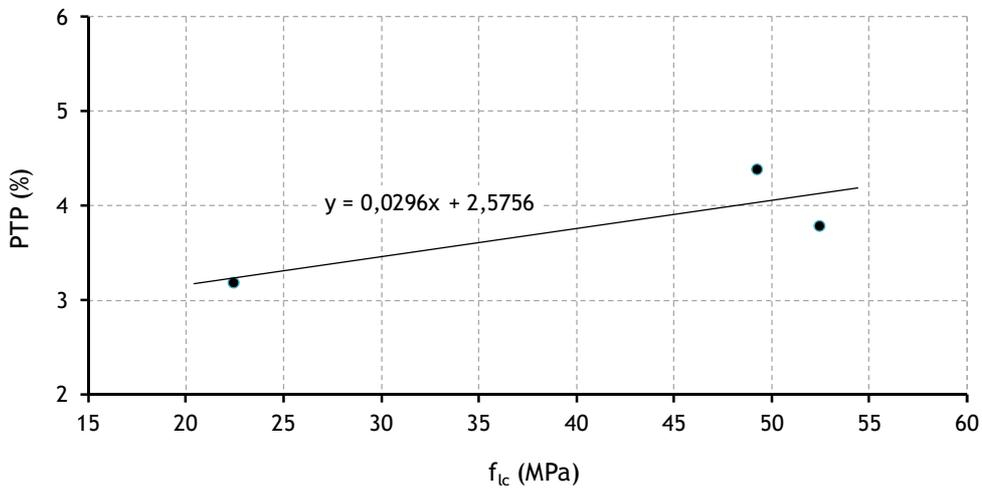


Figura 8.39. Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica
(Grupo 4: $\rho_{\text{médio}} = 0,55\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,24$)

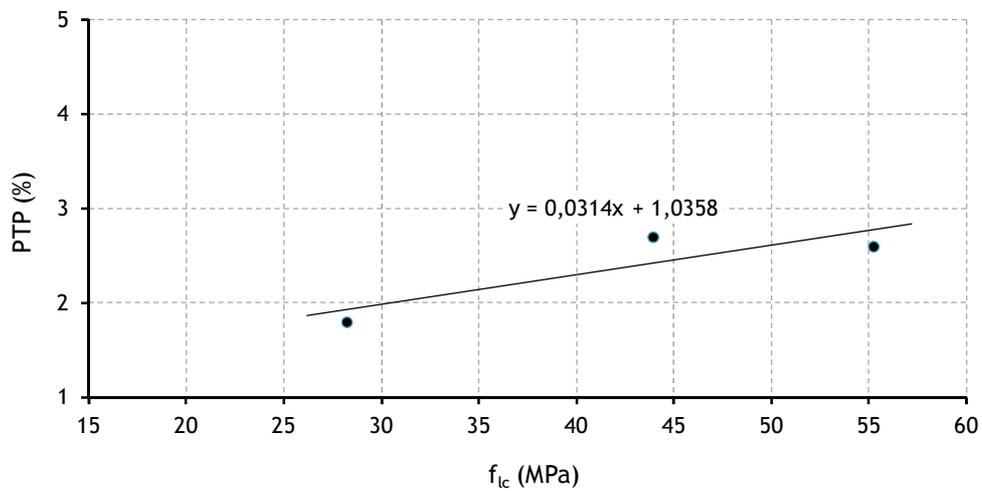


Figura 8.40. Influência da resistência do betão na capacidade de rotação plástica
(Grupo 5: $\rho_{\text{médio}} = 0,99\%$; $(\rho/\rho_b)_{\text{médio}} = 0,43$)

Confirma-se assim que, para os grupos analisados, a tendência geral é a de um ligeiro aumento da capacidade de rotação plástica com o aumento da resistência do betão.

Com esta nova abordagem do problema tratado neste estudo, confirmam-se assim os resultados principais obtidos na Secção 8.2.2, uma vez que, estando relacionado a ductilidade com a capacidade de rotação, se esta última aumenta com a resistência do betão também aumenta certamente a ductilidade.

8.3.3 Influência da taxa de armadura longitudinal na capacidade de rotação plástica

Para estudar a influência da taxa de armadura longitudinal na capacidade de rotação plástica, é necessário agrupar as vigas com resistências à compressão do betão iguais ou semelhantes. Tal também foi feito na Secção 8.2.3 para a análise com os índices de ductilidade. O Quadro 8.5 agrupa as vigas em função das resistências obtidas para o betão. No mesmo quadro, e para cada viga, é apresentado o valor da taxa de armadura longitudinal de tração ρ e ρ_b , a relação ρ/ρ_b e os valores da capacidade de rotação plástica (traduzidos pelo parâmetro PTP). Por último, o Quadro 8.5 apresenta também, para cada agrupamento, a resistência média do betão ($f_{lc,médio}$). Em cada agrupamento as vigas aparecem por ordem crescente da taxa de armadura longitudinal de tração (ρ).

Quadro 8.5. Agrupamento das vigas com resistências do betão

Série	Vigas	f_{lc} MPa	$f_{lc,médio}$ MPa	ρ %	ρ_b %	ρ/ρ_b	PTP %
1	S1-22,76-0,24	22,76	23,92	0,24	1,56	0,16	9,80
	S1-22,04-0,38	22,04		0,38	1,45	0,26	5,84
	S1-22,37-0,55	22,37		0,55	1,60	0,34	3,16
	S1-28,50-0,99	28,50		0,99	1,82	0,54	1,78
2	S2-42,07-0,24	42,07	45,38	0,24	2,58	0,09	11,22
	S2-47,07-0,38	47,07		0,38	2,66	0,14	6,89
	S2-49,19-0,55	49,19		0,55	2,97	0,19	4,44
	S2-43,92-0,99	43,92		0,99	2,48	0,40	2,74
	S2-46,98-1,55	46,98		1,55	2,61	0,59	1,48
	S2-43,02-2,03	43,02		2,03	2,45	0,83	0,89
3	S3-51,20-0,38	51,20	54,05	0,38	2,80	0,14	6,48
	S3-52,38-0,55	52,38		0,55	3,08	0,18	3,81
	S3-55,26-0,99	55,26		0,99	2,84	0,35	2,60
	S3-53,42-1,55	53,42		1,55	2,81	0,55	1,94
	S3-60,43-2,03	60,43		2,03	2,96	0,69	0,93
	S3-51,60-2,69	51,60		2,69	2,76	0,98	0,00

Analisando, no Quadro 8.5, a coluna dos valores obtidos para a capacidade de rotação plástica (PTP), pode-se afirmar em geral que, em cada grupo de vigas, a capacidade de rotação plástica decresce com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Confirmam-se assim os resultados obtidos na Secção 8.2.3, referentes à análise com índices de ductilidade.

Nas Figuras 8.41 e 8.42 apresenta-se a evolução do parâmetro PTP em função da taxa de armadura longitudinal de tração, ρ , e da relação ρ/ρ_b . Os gráficos das figuras referidas incluem os resultados obtidos para todos os agrupamentos independentemente da resistência do betão. Houve, no entanto, o cuidado de distinguir os pontos dos gráficos referentes a grupos diferentes de vigas (identificados pela resistência média do betão).

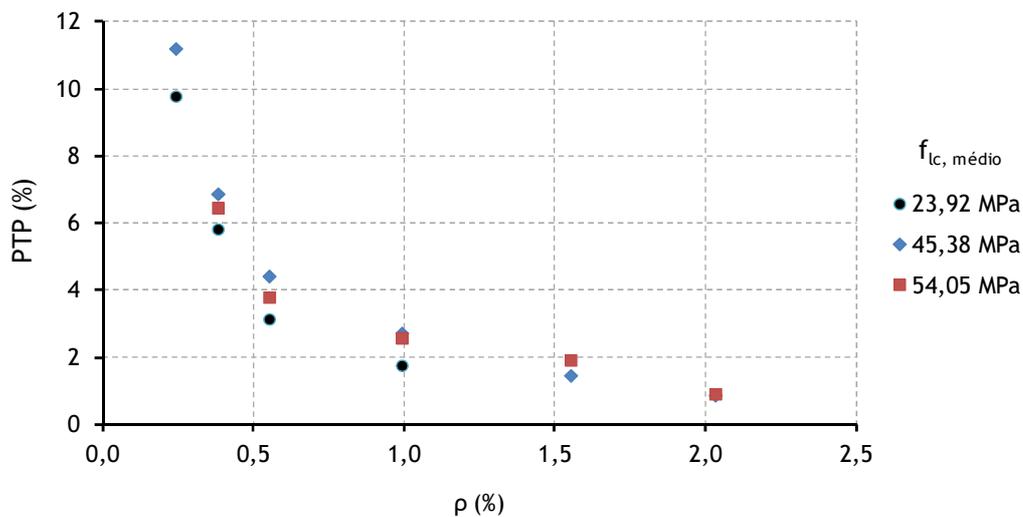


Figura 8.41. Influência da taxa de armadura longitudinal na capacidade de rotação plástica

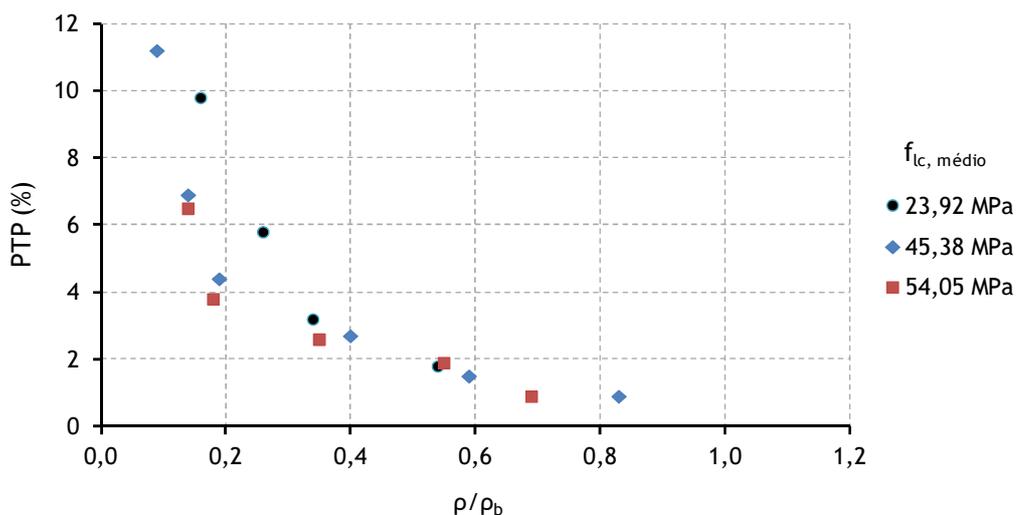


Figura 8.42. Influência da relação ρ/ρ_b na capacidade de rotação plástica

Através da análise das Figuras 8.41 e 8.42 parece confirmar-se assim, graficamente, a grande redução na capacidade de rotação plástica com o incremento da taxa de armadura longitudinal até valores da ordem de $\rho \approx 2,0\%$ e $\rho/\rho_b \approx 0,6$. A mesma conclusão foi referida na Secção 8.2.3.

Os gráficos das figuras anteriores parecem mostrar que, a partir dos valores limites referidos atrás para a taxa de armadura longitudinal, a capacidade de rotação plástica das vigas tende para um valor aproximadamente constante e bastante baixo.

As Figuras 8.43 e 8.44 apresentam os gráficos das figuras anteriores com o traçado de curvas de tendência exponenciais, independentemente da resistência à compressão do betão. Tal como sucedia na Secção 8.2.3, a taxa limite de armadura a partir da qual esta já não influencia muito a capacidade de rotação plástica parece também situar-se acima de $\rho \approx 2,0\%$ ou $\rho/\rho_b \approx 0,7$.

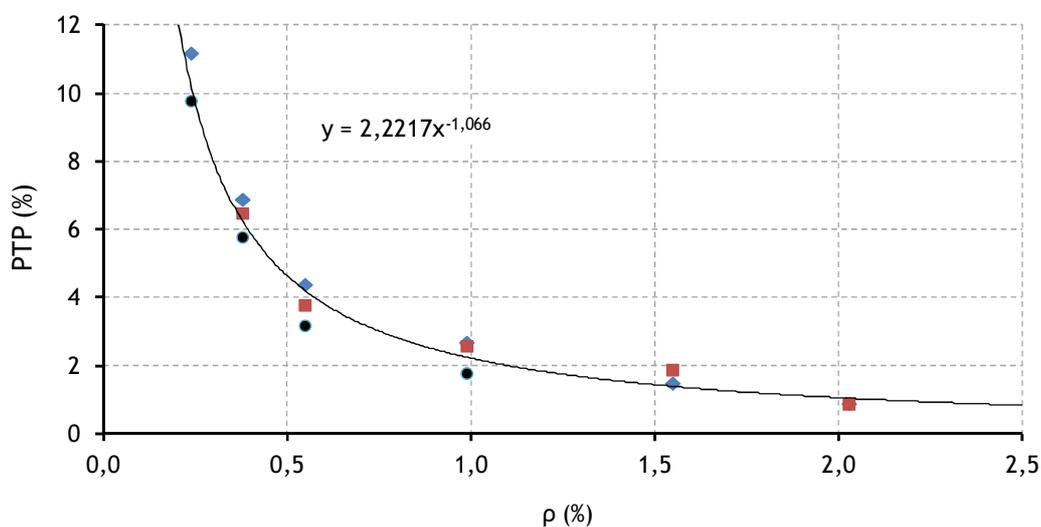


Figura 8.43. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.41

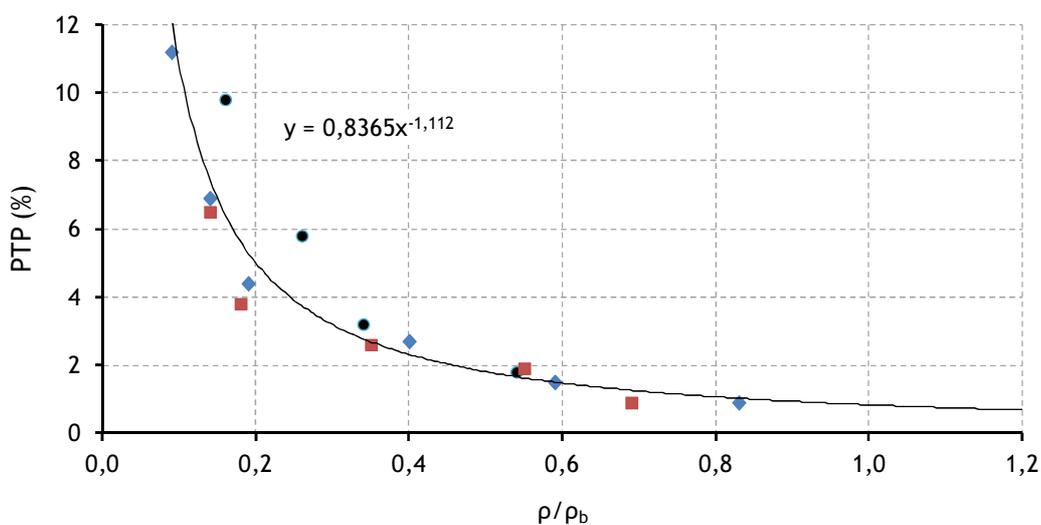


Figura 8.44. Curva de tendência do gráfico da Figura 8.42

Comparando os resultados obtidos com os da secção anterior (Secção 8.3.2), confirma-se assim que a taxa de armadura longitudinal é o parâmetro mais influente na capacidade de rotação plástica, logo também na ductilidade das vigas. Tal sucedeu também com o estudo efetuado com os índices de ductilidade (Secção 8.2).

8.4 Análise da profundidade da linha neutra na rotura

8.4.1 Variação da profundidade da linha neutra na rotura com a ductilidade

Nesta secção pretende-se estudar a evolução da profundidade da linha neutra na rotura, caracterizada pelos parâmetros $(x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$, com os níveis de ductilidade obtidos experimentalmente nas vigas ensaiadas.

O Quadro 8.6 apresenta, para cada viga, os valores obtidos para a capacidade de rotação plástica (PTP), o índice de ductilidade de flecha (μ_δ) e os valores da profundidade da linha neutra na rotura ($(x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$) definidos na secção anterior.

Quadro 8.6. Parâmetros para o estudo da variação da profundidade da linha neutra da rotura

Série	Vigas	μ_δ	PTP %	$(x/d)_{exp}$	$(x/d)_{teór}$
1	S1-22,76-0,24	10,36	9,80	0,223	0,074
	S1-22,04-0,38	5,94	5,84	0,165	0,123
	S1-22,37-0,55	3,49	3,16	0,350	0,164
	S1-28,50-0,99	1,99	1,78	—	0,249
2	S2-42,07-0,24	12,38	11,22	0,163	0,040
	S2-47,07-0,38	7,21	6,89	0,299	0,057
	S2-49,19-0,55	4,52	4,44	0,238	0,075
	S2-43,92-0,99	3,03	2,74	0,258	0,161
	S2-46,98-1,55	1,66	1,48	0,369	0,236
	S2-43,02-2,03	1,36	0,89	0,370	0,339
3	S3-51,20-0,38	6,66	6,48	0,140	0,053
	S3-52,38-0,55	3,92	3,81	0,220	0,070
	S3-55,26-0,99	2,86	2,60	—	0,128
	S3-53,42-1,55	1,95	1,94	0,346	0,207
	S3-60,43-2,03	1,21	0,93	0,408	0,242
	S3-51,60-2,69	1,02	0,00	—	0,374

NOTA: (—) Valor não disponível

Para caracterizar o nível de ductilidade consideram-se os valores experimentais da capacidade de rotação plástica, obtidos na Secção 8.3 e caracterizados pelo parâmetro PTP, e também os índices de ductilidade de flecha (μ_δ) obtidos na Secção 8.2. O índice de ductilidade de curvatura

(μ_χ) não é utilizado visto na Secção 8.2.3 terem sido observadas tendências muito semelhantes às obtidas para o índice de ductilidade de flecha (μ_δ).

As Figuras 8.45 a 8.48 apresentam graficamente a variação da profundidade da linha neutra na rotura, definida pelos parâmetros $(x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$, com o índice de ductilidade de flecha (μ_δ) e com o parâmetro PTP. Nos gráficos referidos são também traçadas as respetivas linhas de tendência (calculadas por regressão linear) para realçar a evolução dos parâmetros em estudo.

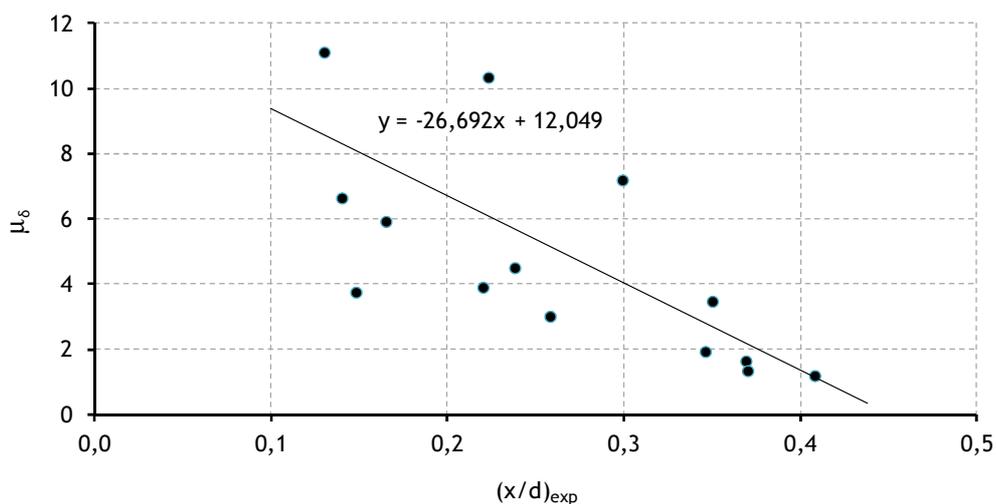


Figura 8.45. Evolução dos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura com o índice de ductilidade de flecha

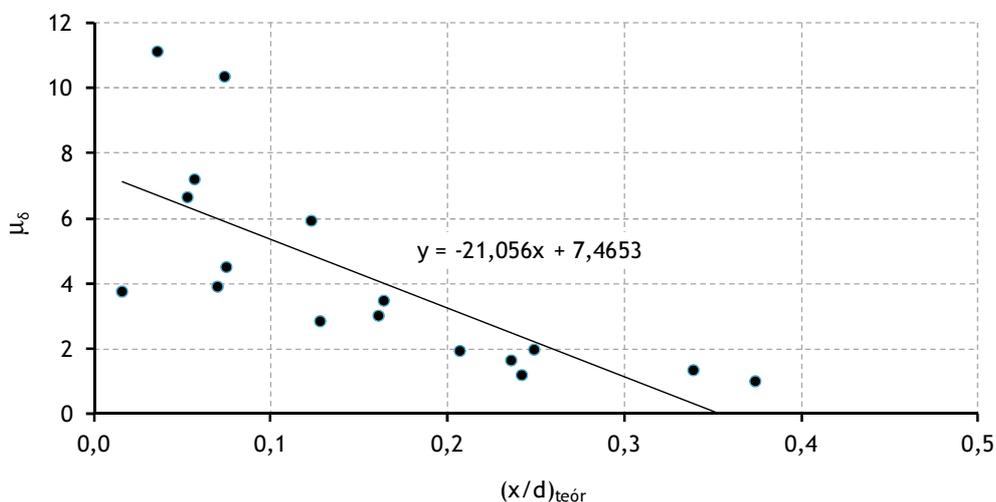


Figura 8.46. Evolução dos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura com o índice de ductilidade de flecha

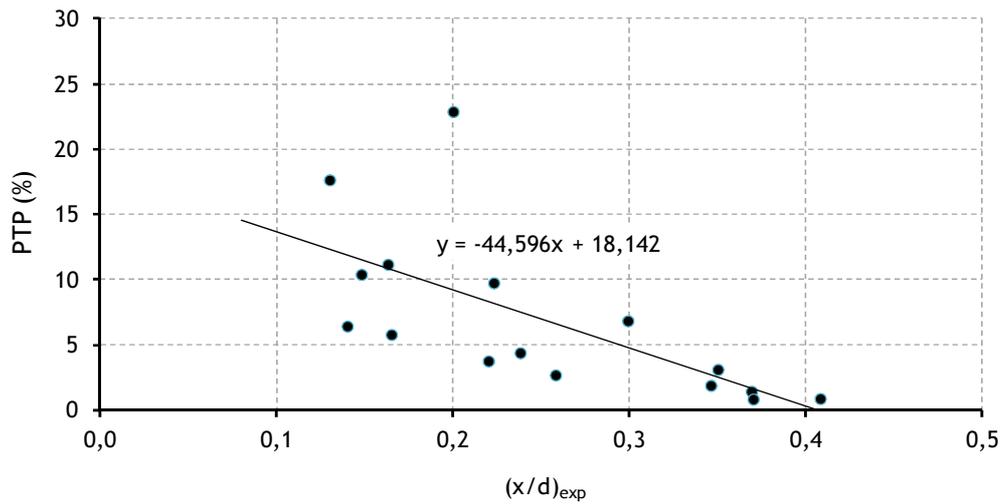


Figura 8.47. Evolução dos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura com a capacidade de rotação plástica

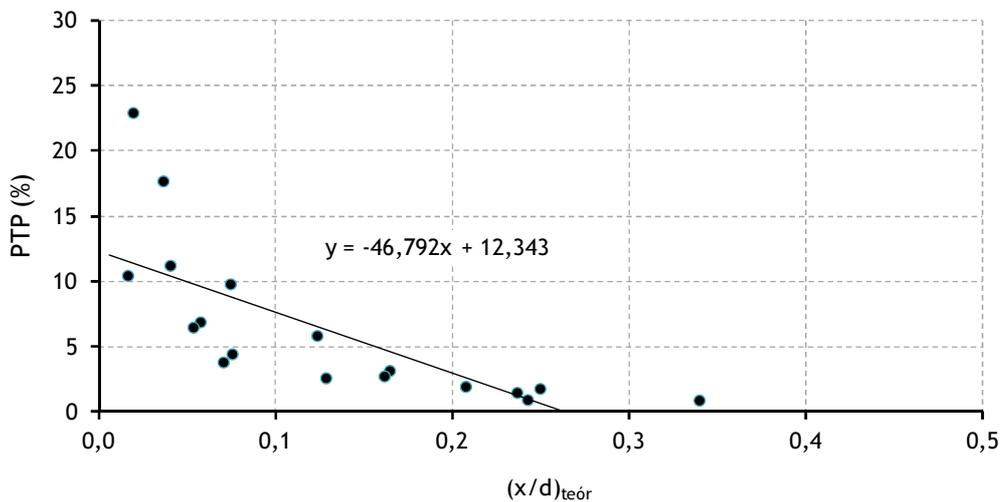


Figura 8.48. Evolução dos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura com a capacidade de rotação plástica

Apesar de alguma notável dispersão obtida para os resultados, observa-se, da análise das Figuras 8.45 a 8.48, que os valores experimentais obtidos para a profundidade da linha neutra na rotura acompanham a tendência verificada para os correspondentes valores teóricos. Tal tendência parece mostrar claramente que à medida que a profundidade da linha neutra na rotura aumenta, diminui a ductilidade das vigas. Esta tendência é confirmada para ambas as análises em estudo neste trabalho; a análise com índices de ductilidade (Figuras 8.45 e 8.46) e a análise da capacidade de rotação plástica (Figuras 8.47 e 8.48).

Assim, em geral, é possível afirmar que os resultados confirmam a validade da regra utilizada na prática de dimensionamento para garantir um nível adequado de ductilidade, de limitar a

profundidade da linha neutra na rotura para a secção em estudo. Tal regra da prática de dimensionamento parece assim ser válida também para vigas de betão de agregados leves.

8.4.2 Influência da resistência do betão na profundidade da linha neutra na rotura

O Quadro 8.7 agrupa as vigas com taxas de armaduras (ρ) semelhantes e apresenta, para cada grupo de vigas, os valores médios da taxa de armadura longitudinal de tração ($\rho_{\text{médio}}$) e da relação ρ/ρ_b ($(\rho/\rho_b)_{\text{médio}}$). Para cada viga é também apresentada a resistência à compressão do betão leve (f_{lc}) e os valores obtidos para a profundidade da linha neutra na rotura ($(x/d)_{\text{exp}}$ e $(x/d)_{\text{teór}}$) definidos na Secção 7.3.1. Em cada agrupamento as vigas aparecem por ordem crescente da resistência à compressão do betão.

Quadro 8.7. Agrupamento das vigas com taxas de armaduras

Grupo	Vigas	$\rho_{\text{médio}}$ %	$(\rho/\rho_b)_{\text{médio}}$	f_{lc} MPa	$(x/d)_{\text{exp}}$	$(x/d)_{\text{teór}}$
1	S1-22,76-0,24	0,17	0,08	22,76	0,22	0,07
	S2-42,07-0,24			42,07	0,16	0,04
2	S1-22,04-0,38	0,47	0,21	22,04	0,17	0,12
	S2-47,07-0,38			47,07	0,30	0,06
	S3-51,20-0,38			51,20	0,14	0,05
	S1-22,37-0,55			22,37	0,35	0,16
	S2-49,19-0,55			49,19	0,24	0,08
	S3-52,38-0,55			52,38	0,22	0,07
3	S1-28,50-0,99	1,21	0,49	28,50	–	0,25
	S2-43,92-0,99			43,92	0,26	0,16
	S3-55,26-0,99			55,26	–	0,13
	S2-46,98-1,55			46,98	0,37	0,24
	S3-53,42-1,55			53,42	0,35	0,21
4	S2-43,02-2,03	2,25	0,83	43,02	0,37	0,34
	S3-60,43-2,03			60,43	0,41	0,24
	S3-51,60-2,69			51,60	–	0,37

NOTA: (–) Valor não disponível

Analisando, no Quadro 8.7, a coluna dos valores referentes aos parâmetros que caracterizam a profundidade da linha neutra na rotura ($(x/d)_{\text{exp}}$ e $(x/d)_{\text{teór}}$), para os Grupos 2 e 3 (grupos com maior número de vigas), verifica-se que para os valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura $(x/d)_{\text{exp}}$ não é clara qual a sua variação com a resistência do betão. Para este estudo torna-se assim necessária outra abordagem, como por exemplo a utilização de uma análise gráfica. As Figuras 8.49 a 8.52 apresentam a evolução da profundidade da linha neutra na rotura, caracterizada pelos parâmetros $(x/d)_{\text{exp}}$ e $(x/d)_{\text{teór}}$, em função da resistência do betão

(f_{lc}), para as vigas dos Grupos 2 e 3. Os Grupos 1 e 4 não têm um número suficiente de vigas para se proceder a uma análise conclusiva. Os gráficos das referidas figuras apresentam também a respetiva linha de tendência (calculada por regressão linear) para realçar a evolução dos parâmetros em estudo. Para os valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura ($(x/d)_{teór}$) é claramente visível, a partir do Quadro 8.7, que estes decrescem à medida que aumenta a resistência do betão. Assim, a análise do parâmetro (x/d)_{teór} parece desde já confirmar o exposto na Secção 8.2.2. Em tal secção referia-se que o facto de se ter observado que a ductilidade das vigas crescia ligeiramente com a resistência do betão, poderia ser justificado da seguinte forma: para a mesma taxa de armadura longitudinal, a profundidade da linha neutra decresce com o aumento da resistência do betão, tal como acontece nas vigas de betão de densidade normal. É sabido que pequenas profundidades da linha neutra na rotura conduzem a uma maior ductilidade das secções, daí a justificação da tendência observada na Secção 8.2.2.

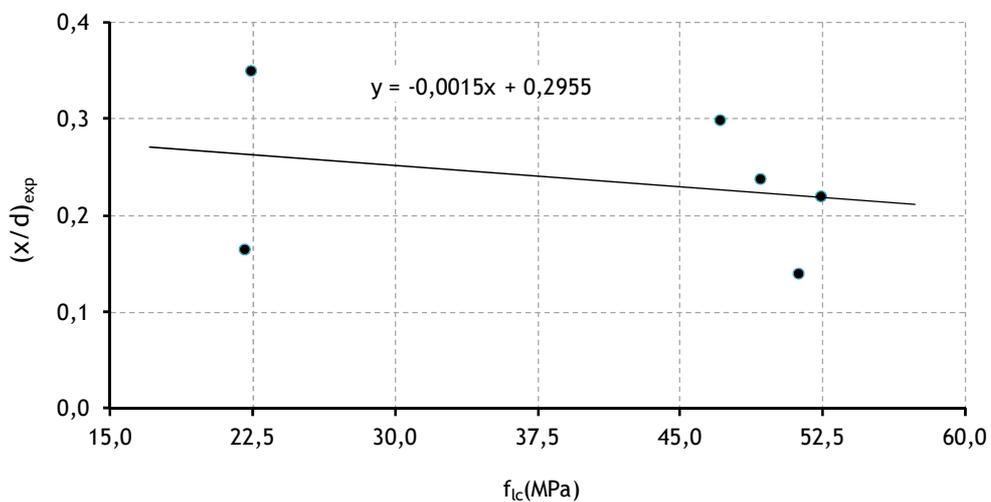


Figura 8.49. Influência da resistência do betão nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 2: $\rho_{médio} = 0,47\%$; $(\rho/\rho_b)_{médio} = 0,21$)

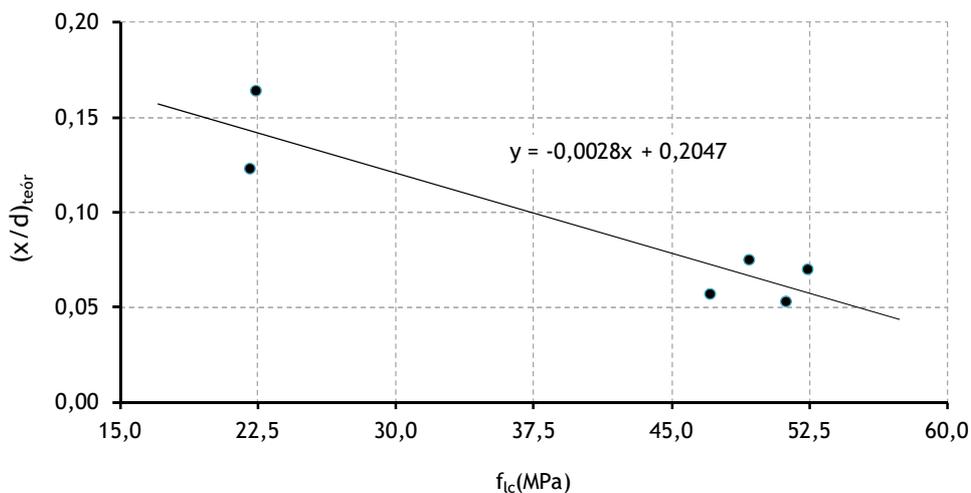


Figura 8.50. Influência da resistência do betão nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 2: $\rho_{médio} = 0,47\%$; $(\rho/\rho_b)_{médio} = 0,21$)

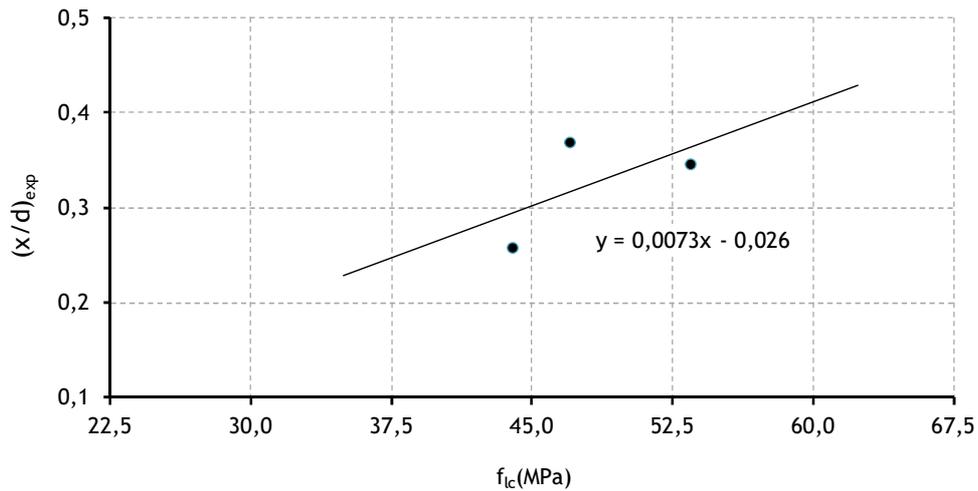


Figura 8.51. Influência da resistência do betão nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 3: $\rho_{médio} = 1,21\%$; $(\rho/\rho_b)_{médio} = 0,49$)

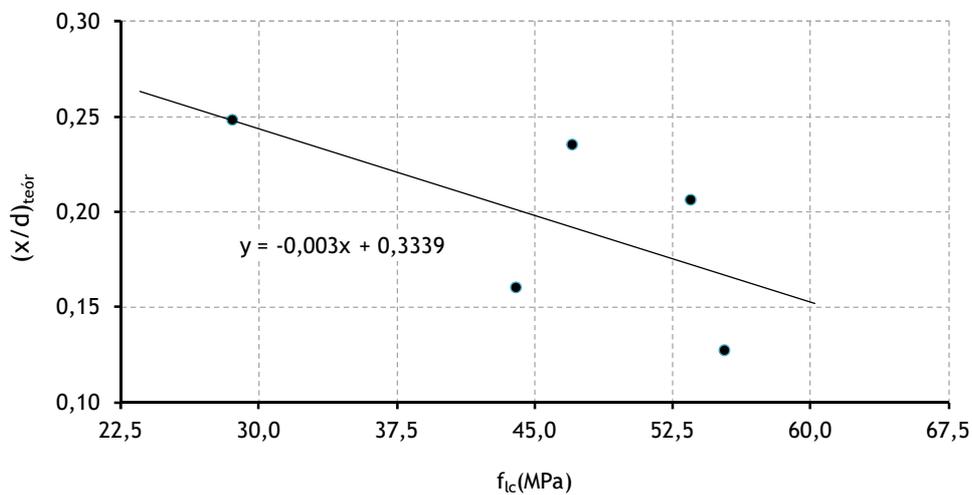


Figura 8.52. Influência da resistência do betão nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura (Grupo 3: $\rho_{médio} = 1,21\%$; $(\rho/\rho_b)_{médio} = 0,49$)

Para os valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura $(x/d)_{exp}$, a tendência observada nos correspondentes valores teóricos só é confirmada para as vigas do Grupo 2 (Figuras 8.49 e 8.50). Para as vigas do Grupo 3 observa-se uma inversão da tendência, contrariamente ao esperado (Figura 8.51). Note-se, no entanto, que as tendências observadas nos parâmetros $(x/d)_{exp}$ são menos pronunciadas do que as observadas para os correspondentes valores teóricos $(x/d)_{teór}$. Além disto, os resultados associados aos parâmetros $(x/d)_{exp}$ aparecem mais dispersos em relação aos parâmetros teóricos $(x/d)_{teór}$. Acredita-se que estas constatações, associado ao facto de se ter verificado que a influência da resistência do betão era relativamente pequena (Secção 8.2.2 e 8.3.2), justificam uma certa reserva quanto à aceitação da tendência observada na Figura 8.51. Acredita-se, por isso, que a tendência geral e real é aquela observada para os valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura (Figuras 8.50 e 8.52).

O objetivo desta secção era confirmar se, com o aumento da resistência do betão, diminuía a profundidade da linha neutra na rotura, evidenciando assim um ganho de ductilidade, tal como verificado nas Secções 8.2.2 e 8.3.2 e geralmente comprovado para as vigas de betão de densidade normal. Pelo exposto no parágrafo anterior crê-se que, de facto, é isso que se verifica, embora se considere necessário e justificado proceder a mais estudos sobre este assunto, com o objetivo de se chegar a uma conclusão definitiva.

8.4.3 Influência da taxa de armadura longitudinal na profundidade da linha neutra na rotura

O Quadro 8.8 agrupa as vigas em função das resistências obtidas para o betão. No mesmo quadro, e para cada viga, é apresentado o valor da taxa de armadura longitudinal de tração (ρ), a relação ρ/ρ_b e os valores da profundidade da linha neutra na rotura ($(x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$). O Quadro 8.8 apresenta também, para cada agrupamento, a resistência média do betão ($f_{lc,médio}$).

Quadro 8.8. Vigas com resistências do betão semelhantes

Série	Vigas	$f_{lc,médio}$ MPa	ρ %	ρ_b %	ρ/ρ_b	$(x/d)_{exp}$	$(x/d)_{teór}$
1	S1-22,76-0,24	23,92	0,24	1,56	0,16	0,223	0,074
	S1-22,04-0,38		0,38	1,45	0,26	0,165	0,123
	S1-22,37-0,55		0,55	1,60	0,34	0,350	0,164
	S1-28,50-0,99		0,99	1,82	0,54	—	0,249
2	S2-42,07-0,24	45,38	0,24	2,58	0,09	0,163	0,040
	S2-47,07-0,38		0,38	2,66	0,14	0,299	0,057
	S2-49,19-0,55		0,55	2,97	0,19	0,238	0,075
	S2-43,92-0,99		0,99	2,48	0,40	0,258	0,161
	S2-46,98-1,55		1,55	2,61	0,59	0,369	0,236
	S2-43,02-2,03		2,03	2,45	0,83	0,370	0,339
3	S3-51,20-0,38	54,05	0,38	2,80	0,14	0,140	0,053
	S3-52,38-0,55		0,55	3,08	0,18	0,220	0,070
	S3-55,26-0,99		0,99	2,84	0,35	—	0,128
	S3-53,42-1,55		1,55	2,81	0,55	0,346	0,207
	S3-60,43-2,03		2,03	2,96	0,69	0,408	0,242
	S3-51,60-2,69		2,69	2,76	0,98	—	0,374

NOTA: (-) Valor não disponível

Analisando a coluna dos valores referentes aos parâmetros que caracterizam a profundidade da linha neutra na rotura ($(x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$), verifica-se que para os valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura $(x/d)_{exp}$ e para a Séries 2 e 3 (com maior número de resultados) se observa um aparente aumento destes com o aumento da taxa de armadura

longitudinal. Para os valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura $(x/d)_{teór}$ é claramente visível que estes aumentam com a taxa de armadura longitudinal.

Os gráficos das Figuras 8.53 a 8.56 apresentam a evolução da profundidade da linha neutra na rotura, caracterizada pelos parâmetros $(x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$, com a taxa de armadura longitudinal, ρ , e com a relação ρ/ρ_b . Os referidos gráficos incluem os resultados obtidos para todos os agrupamentos de vigas, independentemente das resistências dos betões, e apresentam também a respetiva linha de tendência (calculada por regressão linear) para realçar a evolução dos parâmetros em estudo.

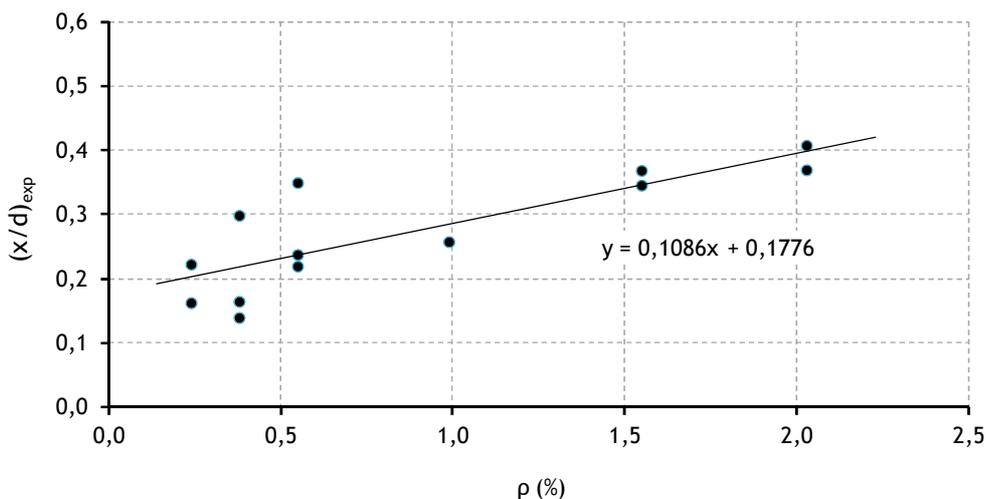


Figura 8.53. Influência da taxa de armadura longitudinal nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura

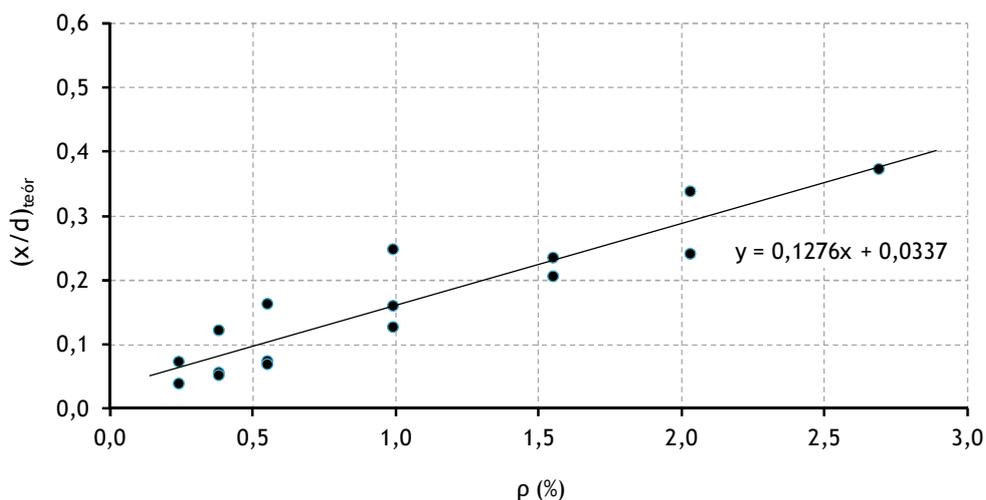


Figura 8.54. Influência da taxa de armadura longitudinal nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura

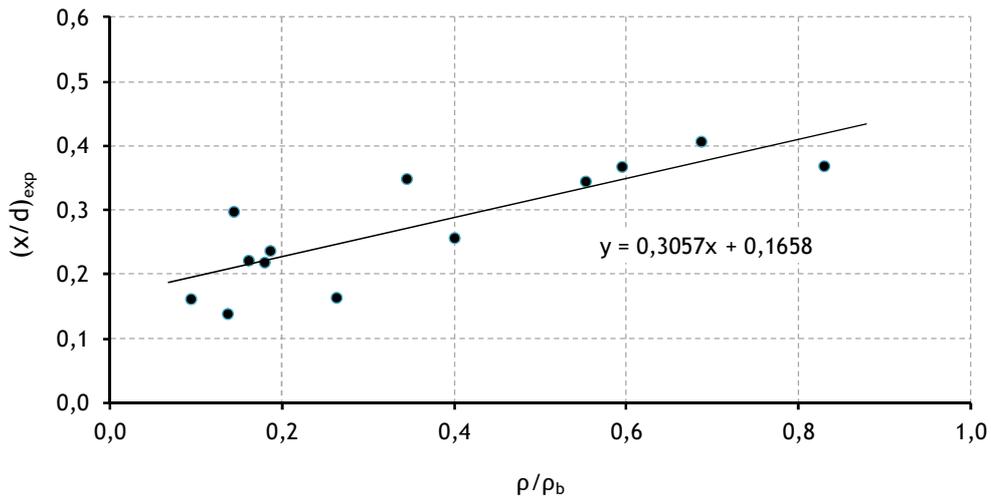


Figura 8.55. Influência da relação ρ/ρ_b nos valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura

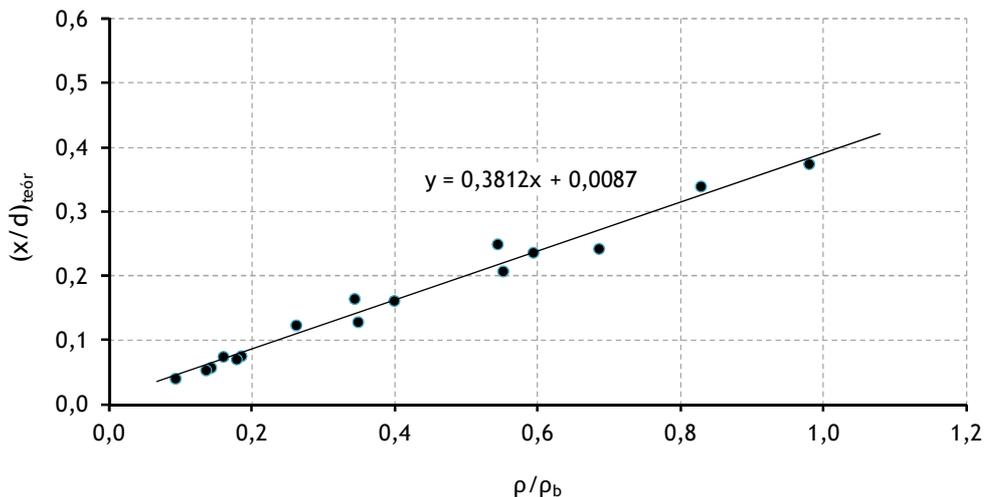


Figura 8.56. Influência da relação ρ/ρ_b nos valores teóricos da profundidade da linha neutra na rotura

As Figuras 8.53 a 8.56 mostram claramente que a profundidade da linha neutra na rotura aumenta com a taxa de armadura longitudinal, inclusive para os valores experimentais da profundidade da linha neutra na rotura. Esta tendência confirma os resultados obtidos num estudo efetuado por Pastor *et al.* [94] para vigas de betão de densidade normal [23, 24].

Desde que os valores que caracterizam a profundidade da linha neutra na rotura $((x/d)_{exp}$ e $(x/d)_{teór}$) reflitam a influência das propriedades fundamentais dos materiais, tais como a resistência à compressão do betão (f_{lc}) e a tensão de cedência das armaduras (f_y), o comportamento demonstrado nas Figuras 8.53 a 8.56 fornece uma explicação básica para aquilo que é demonstrado nos gráficos referentes à influência da quantidade de armadura longitudinal na ductilidade (Secções 8.2.3 e 8.3.3). Assim, a perda de ductilidade nas vigas com o acréscimo da quantidade de armadura longitudinal pode ser explicada pelo facto da profundidade da linha

neutra na rotura aumentar também com o mesmo parâmetro. Nestas condições, a rotura tende a ser menos dúctil. A garantia da ductilidade passa assim, na fase de dimensionamento, precisamente por uma limitação da profundidade da linha neutra na rotura, sendo tal regra, normalmente aplicada a vigas de betão de densidade normal, também válida para as vigas de betão de agregados leves.

Note-se que os pontos do gráfico da Figura 8.56 definem uma tendência quase perfeita e com uma dispersão muito pequena. Este gráfico é puramente teórico e não reflete perfeitamente os valores obtidos a partir do comportamento experimental das respetivas vigas ensaiadas. O gráfico da Figura 8.54 também é puramente teórico. Comparando os dois gráficos, é óbvio que o gráfico da Figura 8.56 apresenta uma menor dispersão do que o gráfico da Figura 8.54. Desta comparação poderia concluir-se que o parâmetro ρ/ρ_b (Figura 8.56) seria melhor do que o parâmetro ρ (Figura 8.54) para caracterizar a quantidade de armadura longitudinal de tração. No entanto, aos gráficos puramente teóricos das Figuras 8.54 e 8.56 correspondem, respetivamente, os gráficos de ensaios das Figuras 8.53 e 8.55. Comparando os gráficos dos ensaios obtidos a partir dos valores experimentais, facilmente se aceita que o nível de dispersão dos dois gráficos é parecido. Os desvios que existem sempre no comportamento de uma viga real quanto comparados com os desvios da previsão teórica desse comportamento faz com que a perfeição do ajustamento do parâmetro ρ/ρ_b se perca, tornando desnecessário o acréscimo de trabalho de cálculo na obtenção dos valores de ρ/ρ_b em relação aos valores de ρ . Assim, tendo em conta apenas esta análise, pode-se concluir que se considera suficiente a utilização do parâmetro ρ para a análise experimental das vigas, mais simples de calcular do que o parâmetro ρ/ρ_b .

9 Análise comparativa com disposições normativas

9.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se comparar os valores normativos das quantidades mínimas e máximas impostas para a armadura longitudinal de tração face às taxas utilizadas nas vigas experimentais e em função dos níveis de ductilidade obtidos. O objetivo é averiguar se tais disposições normativas atingem os seus objetivos nas vigas em estudo, objetivos estes associados à garantia de níveis adequados para a ductilidade.

9.2 Códigos analisados

No que se refere a peças submetidas à flexão, e para a análise de secções, as disposições normativas permitem controlar essencialmente a taxa de armadura longitudinal de tração, impondo um limite superior e inferior para esta. Alguns códigos também impõem limites para a profundidade da linha neutra na rotura, em função do grau de exigência que se pretende quanto à capacidade de redistribuição de esforços.

Pretende-se nesta secção discutir e analisar as disposições normativas com interesse para o tema em estudo.

Neste estudo foram analisados os seguintes códigos: *Model Code* 1990 - MC90 [3], *Model Code* 2010 - MC2010 [7], EC2 [10] e ACI318 [1]. Tais disposições normativas são importantes pela sua abrangência territorial. Serão somente analisadas as disposições normativas referentes à garantia da ductilidade para peças submetidas à flexão pura na zona de rotura e somente em elementos estruturais do tipo tratado neste estudo (vigas).

Com o objetivo de garantir uma ductilidade suficiente, todo o elemento estrutural deve estar corretamente armado: as regras de pormenorização previstas para este efeito, sobretudo em normas e códigos, devem ser respeitadas.

A adoção de uma armadura mínima é também indispensável para que uma rotura prematura não ocorra no momento do aparecimento das primeiras fissuras. Esta armadura deve ser suficiente para receber a força de tração do betão libertada no momento da fissuração.

Da mesma forma, deve ser estabelecido um valor máximo apropriado, a ser respeitado, para a taxa de armadura longitudinal. O objetivo é o de assegurar um nível mínimo de ductilidade, pois a existência de uma taxa de armadura longitudinal exagerada pode levar a uma rotura do betão

por esmagamento antes das armaduras tracionadas entrarem em cedência. A consequência deste tipo de rotura é a de uma rotura frágil da secção, sem aviso prévio.

Segundo Bernardo e Lopes [23, 24] quando o betão alcança a sua extensão última, a extensão na armadura tracionada pode: somente alcançar a primeira extensão de cedência (correspondente ao fim do limite elástico), ser inferior a essa extensão de cedência ou exceder a referida extensão. A verificação de uma das condições anteriores, em termos de extensão do aço, depende da proporção relativa da quantidade de aço relativamente ao betão, e também das resistências dos materiais: f_c' (resistência do betão à compressão) e f_y (tensão de cedência do aço). Se o valor de $\rho(f_y/f_c')$ for suficientemente baixo, a extensão na armadura tracionada excederá grandemente a extensão de cedência na altura em que a extensão no betão alcança o seu valor último. Esta situação corresponde a uma situação de grandes deformações e aviso prévio de rotura iminente (rotura do tipo dúctil). Com um valor alto de $\rho(f_y/f_c')$, a extensão na armadura tracionada pode não atingir a extensão de cedência quando o betão alcança a sua extensão última. Deste modo, as deformações são pequenas e o aviso de rotura iminente é praticamente inexistente (rotura do tipo frágil).

9.2.1 Códigos europeus - MC90, MC2010 e EC2

O MC90 [3] prevê uma área mínima de armadura longitudinal de tração com o objetivo de se evitar uma rotura frágil e prematura no caso de uma súbita perda de resistência à tração do betão. Este código refere que a percentagem da armadura longitudinal de tração das vigas não deve ser inferior a 0,15% ($\rho_{\min}=0,15\%$) para armaduras de aço S400 e S500. A área mínima de armadura longitudinal de tração ($A_{s,\min}$) é definida pela seguinte condição:

$$A_{s,\min} \geq 0,0015b_t d \quad (9.1)$$

onde o parâmetro b_t representa a largura média da zona tracionada e d a altura útil da secção.

Da mesma forma, deve ser estabelecido um valor máximo apropriado, a ser respeitado, para a taxa de armadura longitudinal ($A_{s,\max}$). O objetivo é o de assegurar um nível mínimo de ductilidade, pois a existência de uma área de armadura longitudinal exagerada pode levar a que o betão rompa por esmagamento mesmo antes das armaduras tracionadas entrarem em cedência. A consequência deste tipo de rotura é a de uma rotura frágil da secção, sem aviso prévio. A este respeito, o MC90 [3] refere que, se um estudo específico não for levado a cabo sobre este assunto, a área máxima para a armadura longitudinal de tração não deve exceder 4% da área total da secção da viga (A_c).

$$\rho_{\max} = \frac{A_{s,\max}}{b_t d} = 0,04 \frac{h}{d} \quad (9.2)$$

onde o parâmetro h representa a altura total da secção e d a altura útil da secção.

O MC90 [3] não faz referência a vigas de betão de agregados leves.

O MC2010 [7] (na sua extensão recomendada para betão de agregados leves) não incorpora alterações adicionais nas Equações 9.1 e 9.2 do MC90 [3]. Este código, na Secção 7.13.5.2, refere que a área de armadura longitudinal de tração não deve ser inferior a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (9.3)$$

em que:

$A_{s,min}$: representa a área mínima da armadura longitudinal de tração;

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

f_{yk} : valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;

b_t : largura média da zona tracionada;

d : altura útil da secção.

Para as vigas de betão de agregados leves, o valor médio da tensão de rotura do betão de densidade normal (f_{ctm}) deve ser substituído por f_{lctm} para betões de agregados leves. A partir da Equação 9.3 obtém-se a taxa mínima de armadura longitudinal de tração do MC2010 [7]: $\rho_{min}=0,26f_{ctm}/f_{yk}$.

O valor médio da tensão de rotura à tração do betão de agregados leves (f_{lctm}) pode ser calculado a partir da equação para calcular o valor médio da tensão de rotura do betão de densidade normal. Nesta substitui-se o valor característico da tensão de rotura do betão (f_{ck}) por f_{lck} para betões de agregados leves.

Para os betões de agregados leves, a Equação 9.4 deve ser multiplicada por um fator de redução η_1 (Secção 5.1.5.1 do MC2010):

$$f_{lctm} = \eta_1 0,3(f_{lck})^{2/3} \quad (f_{lck} \leq 50 \text{ MPa}) \quad (9.4)$$

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \quad (9.5)$$

sendo ρ (kg/m^3) o limite da massa volúmica do betão seco em estufa.

O valor característico da tensão de rotura para o betão de agregados leves (f_{lck}) pode ser calculado a partir do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (f_{lcm}):

$$f_{lck} = f_{lcm} - \Delta f \quad (9.6)$$

onde: $\Delta f = 8 \text{ MPa}$.

Os requisitos do EC2 [10] são os mesmos do MC2010 [7] (Secção 9.2.1.1 e Secção 11.3.1 do EC2), a única diferença está relacionada com a Equação 9.3. O EC2 [10] especifica que a área mínima de armadura longitudinal de tração calculada a partir da Equação 9.3 não deve ser inferior a $0,0015b_t d$. A percentagem da armadura longitudinal de tração não deve ser inferior a 0,15% ($\rho_{\min}=0,15\%$).

9.2.2 Código americano - ACI318

O ACI318 [1] atribui uma grande importância à quantidade de armadura longitudinal na garantia de uma ductilidade adequada.

O ACI318 [1] refere ainda, no seu Comentário R10.3.4, que para o dimensionamento estrutural a limitação de $0,75\rho_b$ para a quantidade máxima de armadura longitudinal garantirá um comportamento dúctil adequado.

Na Secção 10.5.1, o ACI318 [1] exige para cada secção submetida à flexão, onde a armadura longitudinal é exigida, que a quantidade mínima de armadura longitudinal de tração ($A_{s,\min}$) respeite a seguinte condição:

$$A_{s,\min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq 1,4 \frac{b_w d}{f_y} \quad (9.7)$$

onde b_w representa a largura da secção transversal, d a altura útil da secção, f'_c a resistência do betão à compressão em MPa e f_y a tensão de cedência do aço em MPa.

A partir da Equação 9.7 obtêm-se a taxa de armadura mínima à tração do ACI318 [1]:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y} \quad (9.8)$$

sendo ρ_{\min} a taxa de armadura mínima, f'_c a resistência do betão à compressão e f_y a tensão de cedência do aço, em MPa.

Para as vigas de betão de agregados leves, a Secção 8.6.1 do ACI318 [1] estabelece que um fator de modificação λ deve multiplicar $\sqrt{f'_c}$ na Equação 9.8. O fator λ reflete a menor resistência à tração dos betões de agregados leves e pode ser determinado com base no pressuposto de que a resistência à tração dos betões de agregados leves é uma fração fixa da resistência dos betões de densidade normal (Comentário R8.6.1).

O betão utilizado neste estudo incorpora agregados leves grossos, então $\lambda=0,85$ (Secção 8.6.1 do ACI318 [1]). A Secção 10.2.5 do ACI318 [1] estabelece que, para os elementos à flexão, a deformação por tração do aço para níveis elevados de carregamento, ϵ_t , deve ser inferior a 0,004. Este limite impõe um comportamento dúctil mínimo (a rotura das secções é principalmente controlada pela armadura tracionada).

9.3 Comparação com os resultados experimentais

O Quadro 9.1 apresenta, para cada viga, a taxa de armadura longitudinal associada (ρ), as taxas mínima e máxima da armadura longitudinal (ρ_{\min} e ρ_{\max}) impostas pelos códigos em estudo, bem como a ductilidade e a capacidade de rotação plástica (caracterizados pelo índice de ductilidade de flecha (μ_δ) e pelo parâmetro PTP, respetivamente) obtidos para cada viga ensaiada. O objetivo é verificar se os limites impostos pelos documentos normativos, quando aplicados às vigas em estudo, asseguram uma ductilidade e capacidade de rotação adequada.

Quadro 9.1. Taxas mínimas e máximas para a quantidade de armadura longitudinal

			MC90	MC2010	EC2	ACI318					
ρ_{\min} (%)			0,15	$0,26 \frac{f_{lctm}}{f_{yk}}$	$0,26 \frac{f_{lctm}}{f_{yk}} \geq 0,15$	$0,25\lambda \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$					
ρ_{\max} (%)			4h/d	4h/d	4h/d	$0,75\rho_b$					
Vigas	μ_δ	PTP (%)	ρ (%)	ρ_{\min} (%)	ρ_{\max} (%)	ρ_{\min} (%)	ρ_{\max} (%)	ρ_{\min} (%)	ρ_{\max} (%)	ρ_{\min} (%)	ρ_{\max} (%)
S1-23,47-0,13	---	---	0,13	0,15	4,33	0,09	4,33	0,15	4,33	0,35	1,38
S1-22,76-0,24	10,36	9,80	0,24	0,15	4,35	0,10	4,35	0,15	4,35	0,35	1,17
S1-22,04-0,38	5,94	5,84	0,38	0,15	4,36	0,09	4,36	0,15	4,36	0,35	1,09
S1-22,37-0,55	3,49	3,16	0,55	0,15	4,38	0,09	4,38	0,15	4,38	0,35	1,20
S1-28,50-0,99	1,99	1,78	0,99	0,15	4,41	0,12	4,41	0,15	4,41	0,35	1,37
S2-45,07-0,13	---	---	0,13	0,15	4,33	0,18	4,33	0,18	4,33	0,35	2,31
S2-42,07-0,24	12,38	11,22	0,24	0,15	4,35	0,17	4,35	0,17	4,35	0,35	1,94
S2-47,07-0,38	7,21	6,89	0,38	0,15	4,36	0,19	4,36	0,19	4,36	0,35	2,00
S2-49,19-0,55	4,52	4,44	0,55	0,15	4,38	0,20	4,38	0,20	4,38	0,35	2,23
S2-43,92-0,99	3,03	2,74	0,99	0,15	4,41	0,18	4,41	0,18	4,41	0,35	1,86
S2-46,98-1,55	1,66	1,48	1,55	0,15	4,44	0,19	4,44	0,19	4,44	0,35	1,96
S2-43,02-2,03	1,36	0,89	2,03	0,15	4,55	0,17	4,55	0,17	4,55	0,35	1,84
S3-52,05-0,13	---	---	0,13	0,15	4,33	0,21	4,33	0,21	4,33	0,35	2,51
S3-51,20-0,38	6,66	6,48	0,38	0,15	4,36	0,20	4,36	0,20	4,36	0,35	2,10
S3-52,38-0,55	3,92	3,81	0,55	0,15	4,38	0,21	4,38	0,21	4,38	0,35	2,31
S3-55,26-0,99	2,86	2,60	0,99	0,15	4,41	0,22	4,41	0,22	4,41	0,35	2,13
S3-53,42-1,55	1,95	1,94	1,55	0,15	4,44	0,21	4,44	0,21	4,44	0,34	2,11
S3-60,43-2,03	1,21	0,93	2,03	0,15	4,55	0,24	4,55	0,24	4,55	0,37	2,22
S3-51,60-2,69	1,02	0,00	2,69	0,15	4,71	0,20	4,71	0,20	4,71	0,35	2,07

Da análise do Quadro 9.1 ressalta que o ACI318 [1] restringe mais a quantidade de armadura longitudinal das vigas, através da fixação de valores máximos e mínimos para as taxas de armadura longitudinal, comparativamente ao MC90 [3], MC2010 [7] ou EC2 [10].

Esta constatação deve-se provavelmente ao facto das Equações 9.7 e 9.8 para as taxas limites de armaduras do ACI318 [1] incluírem, para além da tensão de cedência da armadura (f_y), também a resistência do betão à compressão (f_c'). Na verdade, a relação entre estes parâmetros condiciona bastante o comportamento último à flexão das vigas.

Nos códigos europeus, a taxa de armadura longitudinal de tração máxima, é fixada através de uma simples percentagem constante da área da secção transversal.

De uma forma geral observa-se que, exceto para as primeiras vigas de cada série, todas as outras vigas ensaiadas são permitidas pelos códigos europeus analisados, inclusive as vigas com as taxas de armaduras mais elevadas e com uma rotura do tipo frágil. No entanto, observa-se que estas últimas vigas não seriam permitidas pelo ACI318 [1].

No que se refere às vigas com maior taxa de armadura, nem todas são aceites pelo ACI318 [1], designadamente as vigas: S2-43,02-2,03 e S3-51,60-2,69. Tais vigas, com rotura tendencialmente frágil, possuem taxas de armadura longitudinal que respeitam os limites máximos fixados pelo MC90 [3], MC2010 [7] e EC2 [10]. No entanto, as referidas taxas de armaduras não respeitam os limites máximos impostos pelo ACI318 [1].

Note-se que, em geral, as vigas referidas (S2-43,02-2,03 e S3-51,60-2,69) possuem a menor ductilidade e as menores capacidades de rotação plástica (menores valores de PTP), com o parâmetro μ_δ igual a 1,36 e 1,02, e o parâmetro PTP igual a 0,89% e 0,00%, respetivamente (os valores dos parâmetros para a viga S3-51,60-2,69 é indicativo de uma rotura totalmente frágil por compressão do betão).

No que se refere às vigas com menor taxa de armadura (vigas com uma rotura pelas armaduras tendencialmente frágil e prematura), com uma única exceção, observa-se que todos os códigos analisados não permitem as vigas S1-23,47-0,13; S2-45,07-0,13 e S3-52,05-0,13. A exceção é a viga S1-23,47-0,13 que é permitida pelo MC2010 [7].

As vigas S1-22,76-0,24 e S2-42,07-0,24 possuem taxas de armadura longitudinal que não respeitam o limite mínimo imposto pelo ACI318 [1]. Tais vigas deveriam ser permitidas pelo ACI318 [1] visto que constituem as vigas com maior ductilidade e capacidade de rotação. Nesta linha de raciocínio, os limites mínimos para a taxa de armadura longitudinal de tração especificada pelo ACI318 [1] parecem ser excessivos quando aplicados às vigas de betão de agregados leves ensaiadas.

As Figuras 9.1 a 9.5 apresentam graficamente o índice de ductilidade de flecha (μ_δ) em função da taxa de armadura longitudinal de tração (ρ). Nos referidos gráficos também são apresentados os intervalos obtidos, através dos códigos estudados, para a taxa mínima e máxima de armadura longitudinal. Os pontos correspondentes às primeiras vigas de cada uma das séries foram marcados com o símbolo “x”. Uma vez que o índice de ductilidade não foi calculado para as referidas vigas, pelos motivos referidos na Secção 7.2.1, assumiu-se um valor mínimo tendo por base as leituras efetivamente realizadas durante os ensaios. A seta desenhada sobre os pontos significa que o índice de ductilidade de flexão é na realidade maior. Apesar da ductilidade ser aparentemente elevada para as referidas vigas, na verdade tais vigas não são desejáveis visto terem sofrido uma rotura prematura pela armadura aquando da fissuração do betão.

As Figuras 9.4 e 9.5 estão relacionadas com o ACI318 [1]. Uma vez que a taxa de armadura máxima de reforço à tração está relacionada com a resistência do betão à compressão, se todas as vigas fossem incluídas no mesmo gráfico o intervalo dos valores para esta taxa de armaduras seria demasiado grande. A fim de permitir uma melhor interpretação dos resultados, a Figura 9.4 inclui apenas as vigas da Série 1, enquanto a Figura 9.5 inclui vigas das Séries 2 e 3. Para estas últimas duas séries a classe de resistência do betão à compressão não é significativamente diferente.

Observando as Figuras 9.1 a 9.5, confirma-se que os requisitos do ACI318 [1] dão mais garantias quanto à ductilidade das vigas analisadas, sobretudo devido ao limite superior da taxa de armadura longitudinal de tração.

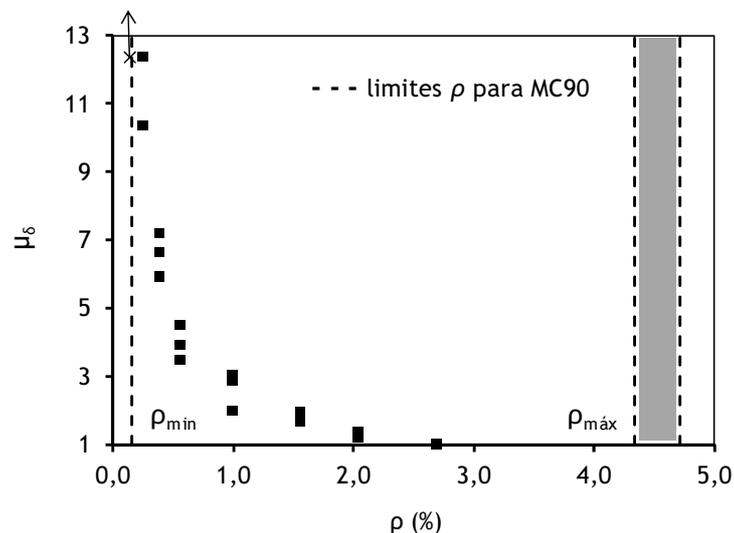


Figura 9.1. Gráfico $\rho - \mu_\delta$ (MC90 [3])

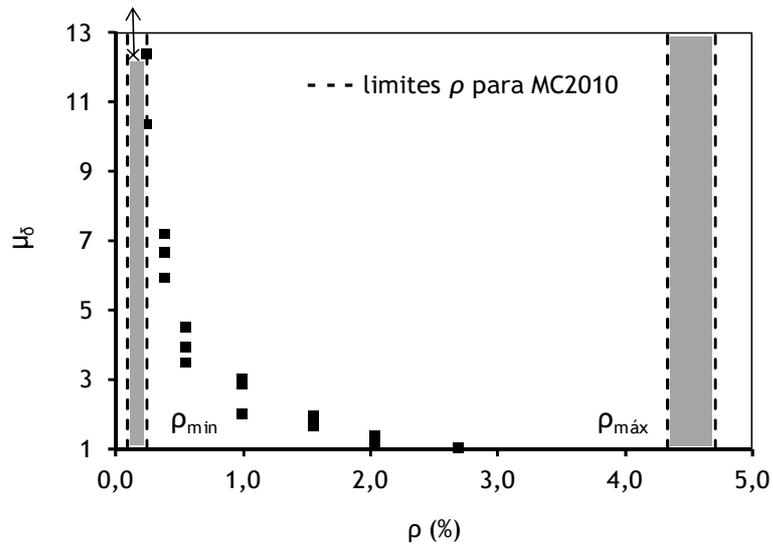


Figura 9.2. Gráfico $\rho - \mu_\delta$ (MC2010 [7])

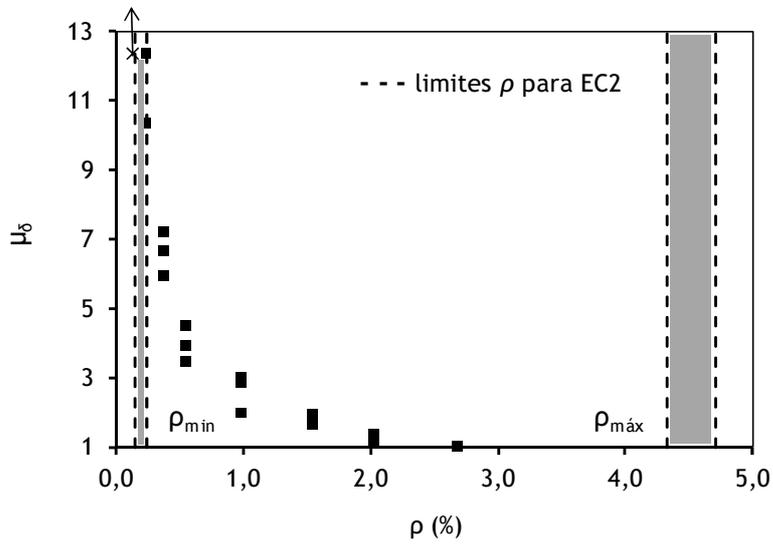


Figura 9.3. Gráfico $\rho - \mu_\delta$ (EC2 [10])

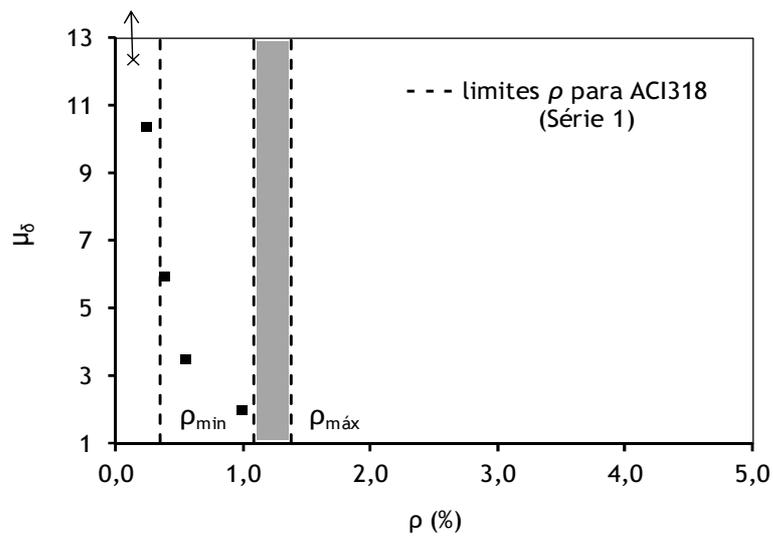


Figura 9.4. Gráfico $\rho - \mu_\delta$: Série 1 (ACI318 [1])

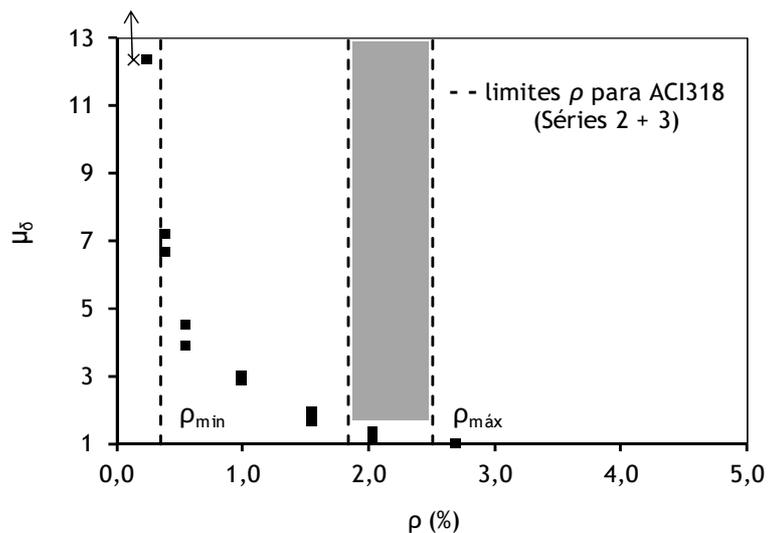


Figura 9.5. Gráfico $\rho - \mu_\delta$: Série 2 + 3 (ACI318 [1])

Quando se comparam os valores limite para a quantidade da taxa longitudinal do aço à tração em diferentes códigos, observa-se que Código do ACI (ACI318) é mais restritivo do que os códigos europeus (MC90, MC2010 e EC2). A diferença é mais perceptível para o limite superior da taxa de armadura. Desta forma, observa-se que código ACI318 garante mais a ductilidade à flexão para vigas de betão de agregados leves ensaiadas do que os códigos europeus.

De forma semelhante às Figuras 9.1 a 9.5, as Figuras 9.6 a 9.10 apresentam, independentemente da resistência do betão, a evolução da capacidade de rotação plástica (caracterizada pelo parâmetro PTP) em função da taxa de armadura longitudinal de tração (ρ).

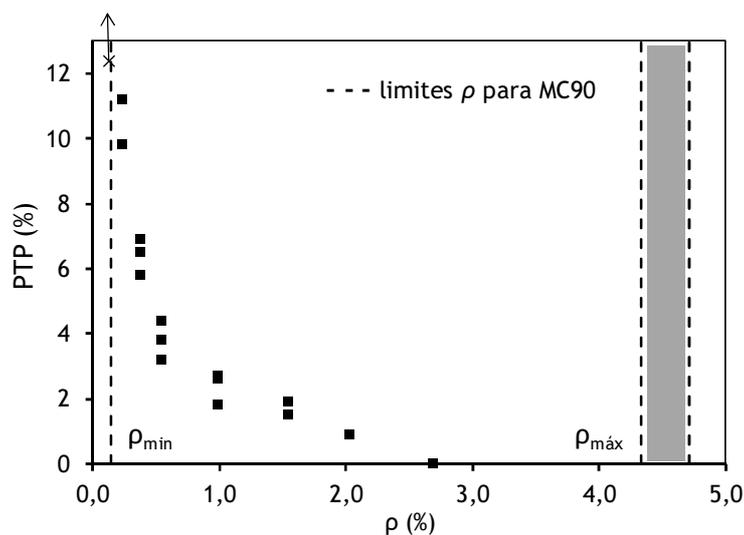


Figura 9.6. Gráfico $\rho - PTP$ (MC90 [3])

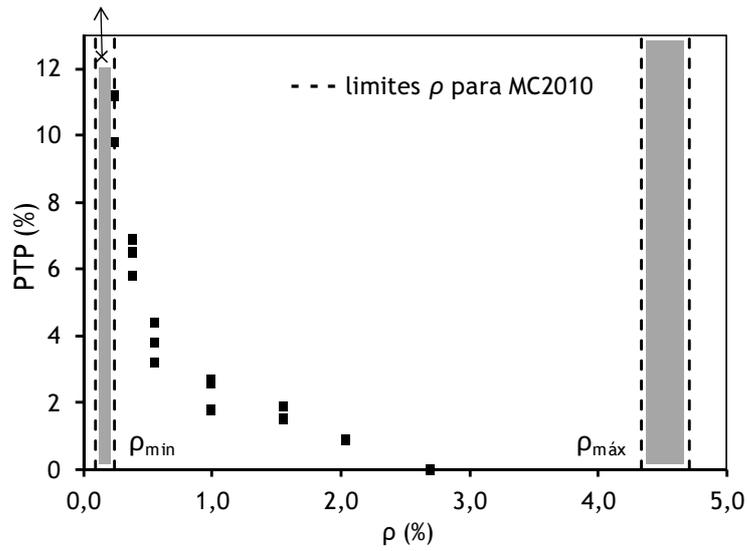


Figura 9.7. Gráfico ρ - PTP (MC2010 [7])

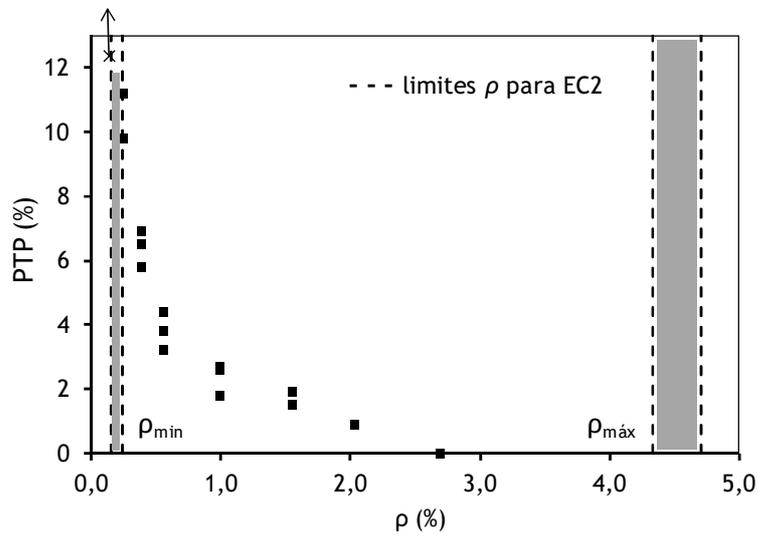


Figura 9.8. Gráfico ρ - PTP (EC2 [10])

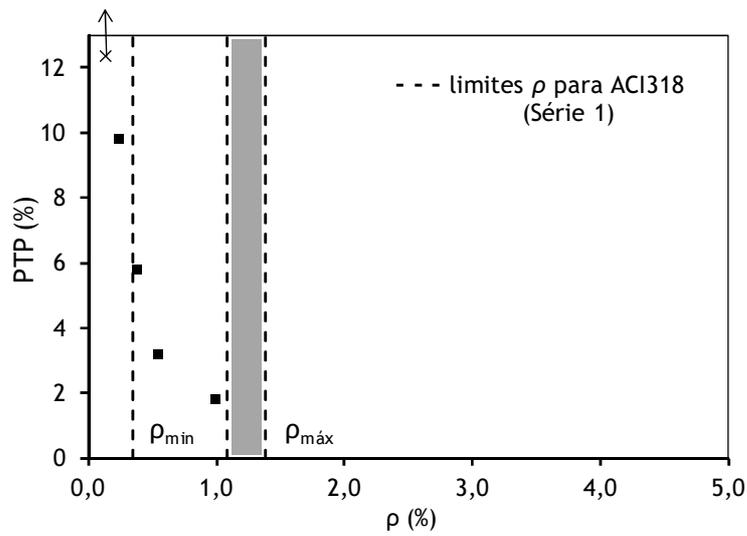


Figura 9.9. Gráfico ρ - PTP: Série 1 (ACI318 [1])

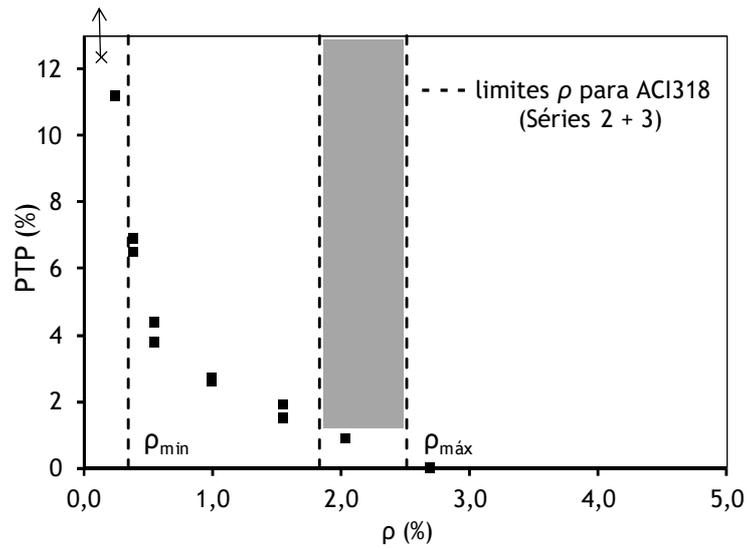


Figura 9.10. Gráfico ρ - PTP: Séries 2 + 3 (ACI318 [1])

Os resultados experimentais obtidos, utilizando o Parâmetro Tendência Plástico para estudar a capacidade de rotação plástica, mostram boa concordância com os resultados obtidos anteriormente para as mesmas vigas com base no estudo de ductilidade à flexão através de índices de ductilidade (Figuras 9.1 a 9.5).

10 Conclusões e recomendações para estudos futuros

10.1 Introdução

Ao longo do presente documento foi descrito um trabalho experimental que visou o estudo da ductilidade e o estudo do comportamento plástico de vigas de betão de agregados leves sujeitas a flexão pura na zona de rotura. No total foram ensaiadas 19 vigas de betão de agregados leves simplesmente apoiadas e com duas cargas simétricas aproximadamente a terços de vão. Os únicos parâmetros que foram tomados como variáveis foram a taxa de armadura longitudinal de tração (ρ) e a resistência à compressão do betão (f_{lc}). A opção por considerar somente estes dois parâmetros como variáveis deveu-se ao facto de o estudo ser suficientemente extenso e específico para constituir matéria para um trabalho deste tipo e com potencial para se poderem tirar conclusões relevantes.

A taxa de armadura longitudinal de tração (ρ) variou entre 0,13% e 2,69%, enquanto a resistência à compressão do betão (f_{lc}) variou entre os 22 e os 60 MPa, situando-se a massa volúmica seca entre 1651 e 1953 kg/m³. A ductilidade foi avaliada através dos índices de ductilidade de flecha e de curvatura (μ_δ e μ_χ), enquanto a capacidade de rotação plástica foi avaliada por um parâmetro denominado de Parâmetro de Tendência Plástica (PTP). Em relação às vigas ensaiadas, admitiu-se que estas permitiram simular convenientemente os problemas físicos estudados e a uma escala que se pode considerar real, não tendo sido por isso aplicadas as teorias da modelação.

Na generalidade considera-se que foram alcançados todos os objetivos propostos nas várias fases do estudo realizado, nomeadamente:

- A revisão bibliográfica visou essencialmente a caracterização das principais especificidades do betão de agregados leves, passando em revista de forma sucinta algumas das suas propriedades, características peculiares e potenciais aplicações;
- A primeira etapa do programa experimental incluiu o estudo da composição e produção do betão de agregados leves de argila expandida, necessária para produzir as vigas para ensaio. Ainda que se aceite que a informação relativamente ao estudo composição dos betões de agregados leves vibrados esteja relativamente consolidada, fruto das inúmeras aplicações nesta área, sabe-se que as suas propriedades no estado endurecido são fortemente influenciadas pelas características e dosagens do agregado leve. Nesse sentido, foi necessário realizar uma campanha experimental para assegurar com a necessária fiabilidade a obtenção das gamas de resistências e de densidades pretendidas,

sob pena de comprometer o estudo posterior relativo ao comportamento último à flexão das vigas de betão de agregados leves. Os resultados obtidos foram satisfatórios e permitiram inclusive fornecer alguns parâmetros sobre a formulação deste tipo de betões para agregados leves de argila expandida;

- A segunda etapa do programa experimental, mais extensa, e considerada mais relevante à luz dos objetivos preconizados, incluiu o ensaio à flexão das vigas de betão de agregados leves sujeitas à flexão pura na zona de rotura para avaliação da ductilidade e da capacidade de rotação plástica. Neste âmbito, considera-se igualmente que foram alcançados todos os objetivos preconizados, tendo sido avaliada a variação dos índices de ductilidade com a resistência à compressão e a taxa de armadura longitudinal de tração. No que respeita à capacidade de rotação plástica, foi avaliada a variação do parâmetro PTP com a resistência à compressão e a taxa de armadura longitudinal de tração e foi definida a gama de variação da taxa de armadura longitudinal de tração que permite assegurar a adequada capacidade de rotação plástica. Adicionalmente, esses resultados foram comparados com os códigos estruturais europeus e do ACI.

De referir ainda que durante o desenvolvimento do presente estudo foram escritos e submetidos vários artigos científicos, os quais foram aceites para publicação, designadamente: dois artigos numa revista internacional indexada à ISI [27, 28] e dois artigos publicados e apresentados oralmente em congressos nacionais [91, 97].

Na secção seguinte apresentam-se as conclusões principais da investigação realizada, subdividida pelas duas etapas principais da campanha experimental, nomeadamente, o estudo da composição e produção do betão de agregados leves e o ensaio à flexão das vigas. Na última secção apresentam-se algumas propostas para estudos futuros.

10.2 Conclusões

Relativamente ao estudo da composição e produção do betão de agregados leves de argila expandida a investigação realizada permitiu formular as seguintes conclusões:

- Os resultados obtidos revelaram que é possível produzir satisfatoriamente betões de agregados leves de elevada resistência em estaleiro com distribuição homogénea, sem segregação, mesmo para aplicações estruturais em vigas de betão armado;
- Demonstrou-se ser possível obter em estaleiro as gamas de resistência e massas volúmicas secas pretendidas com um grau de segurança satisfatório quando suportadas em amassaduras experimentais e correlações especificamente desenvolvidas para os materiais seleccionados e desde que exista um controlo de produção adequado;

- O estudo realizado mostrou uma boa correlação de âmbito geral entre a resistência à compressão dos betões aos 28 dias de idade e a razão água/materiais cimentícios (W/B). A correlação obtida é válida apenas para os materiais adotados no presente estudo e não distingue o tipo de cimento ou de materiais cimentícios usados. Salienta-se no entanto que o cimento CEM II/B-L32,5N foi usado apenas para a gama de resistência mais baixa, sendo que na gama seguinte se usou apenas o CEM I 42,5R e nas duas gamas mais resistentes uma mistura de CEM I 42,5R com adição de microssilica. Ainda que os resultados deste estudo sejam em número insuficiente para o demonstrar inequivocamente, acredita-se que correlações mais precisas possam ser obtidas se estas forem separadas pelo tipo de materiais cimentícios usados, pelo que as correlações de âmbito geral aqui apresentadas devem ser usadas com a devida reserva. Ainda assim, estas correlações demonstraram a sua validade para as condições particulares do presente estudo;
- O estudo realizado mostrou uma boa correlação entre a resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade e a sua massa volúmica, se esta correlação for diferenciada em função do tipo de cimento usado;
- O valor do desvio padrão da resistência à compressão aumentou com a resistência à compressão, independentemente do tipo de amostragem adotado;
- O processo de amostragem definido para o controlo de produção em estaleiro é determinante para a estimativa do valor do desvio padrão da resistência à compressão. Os resultados mostraram que se o controlo de produção for rigoroso e a amostragem for definida por amassadura, os valores do desvio padrão não diferem significativamente daqueles obtidos em laboratório, ainda que apresentem valores ligeiramente superiores. Pelo contrário, se a amostragem for definida por séries de amassaduras diferentes do mesmo betão, os desvios padrão aumentam significativamente face aos anteriores;
- Em geral, os coeficientes de endurecimento dos betões de agregados leves aos 3 e 7 dias mostraram-se superiores àqueles correntemente verificados em betões normais, da mesma gama de resistência e usando o mesmo tipo de ligante.

Relativamente ao ensaio à flexão das vigas de betão de agregados leves sujeitas à flexão pura na zona de rotura, para avaliação da ductilidade e da capacidade de rotação plástica, a investigação realizada permitiu formular as seguintes conclusões:

- Os resultados obtidos indicam que o parâmetro mais influente na ductilidade das vigas é a taxa de armadura longitudinal de tração. Tal facto é confirmado tanto pela análise das vigas através dos índices de ductilidade de flecha e de curvatura (μ_δ e μ_χ) como através da análise do comportamento plástico realizada através da utilização de um parâmetro caracterizador da capacidade de rotação plástica (Parâmetro de Tendência Plástica -

PTP). Apesar de se ter notado alguma dispersão em alguns resultados dos ensaios, sobretudo para os índices de ductilidade de curvatura, os resultados experimentais obtidos através dos parâmetros caracterizadores da ductilidade, a partir das várias abordagens efetuadas, mostram uma boa concordância entre si e as tendências observadas são similares às observadas em anteriores trabalhos de investigação, designadamente em vigas de betão de densidade normal. Tais resultados experimentais indicam, para valores aproximadamente constantes da resistência à compressão do betão, uma razoável redução da ductilidade das vigas com o incremento da taxa de armadura longitudinal. A gama de taxas de armaduras estudadas neste trabalho, para a qual se verificou esta tendência, rondou o seguinte intervalo: $0,13\% \leq \rho \leq 2,69\%$ ou $0,04 \leq \rho/\rho_b \leq 0,98$;

- Para as vigas ensaiadas observou-se que os parâmetros caracterizadores da ductilidade e da capacidade de rotação plástica utilizados neste estudo (μ_δ , μ_χ e PTP) parecem tender para um valor aproximadamente constante à medida que a taxa de armadura longitudinal aumenta, aparentemente sem influência da resistência do betão (f_{lc}). O acréscimo que se verificou em alguns dos referidos parâmetros (μ_δ e PTP) com a resistência à compressão do betão parece tender a decrescer com o aumento da taxa de armadura longitudinal de tração. Por outras palavras, o incremento verificado na ductilidade com a resistência do betão *per si* tende a decrescer com o aumento da taxa de armadura longitudinal de tração. Embora esta tendência observada necessite de confirmação com base em mais estudos sobre o assunto, parece assim existir uma taxa limite de armadura longitudinal tracionada a partir da qual a ductilidade deixa praticamente de decrescer, independentemente da resistência à compressão do betão. Tal taxa limite parece localizar-se imediatamente acima de $\rho \approx 2,0\%$ ou $\rho/\rho_b \approx 0,7$;
- As observações anteriores confirmam os resultados gerais dos estudos de Shehata e Shehata [105] e Bernardo e Lopes [23, 24, 26] para vigas de betão de densidade normal (betão de alta resistência e de resistência normal). No entanto, nesses estudos os limites observados para a taxa de armadura de tração foram de $\rho \approx 3,0\%$, mostrando que existem diferenças comportamentais à flexão entre vigas de betão de densidade normal e de agregados leves;
- A observação anterior parece mostrar que a limitação superior da taxa de armadura longitudinal de tração é compatível com um bom nível de ductilidade e capacidade de rotação plástica. Tal limite aparenta ser um pouco menor para as vigas de betão de agregados leves, quando comparado com vigas de betão de agregados de densidade normal;
- Em relação à ductilidade das vigas, para taxas de armaduras aproximadamente constantes verifica-se uma pequena influência da resistência à compressão do betão. O que confirma alguns estudos anteriores e contraria outros estudos relativos a vigas de

betão de densidade normal. Observou-se que, para taxas de armaduras semelhantes, o aumento da resistência à compressão do betão faz aumentar a ductilidade. Tal comportamento foi observado tanto pela análise das vigas através do índice de ductilidade de flecha (μ_δ) como através da análise do comportamento plástico efetuada através da definição do Parâmetro de Tendência Plástica (PTP). Este comportamento foi observado para a seguinte gama de resistências de betões estudada neste trabalho: $22 \text{ MPa} \leq f_{lc} \leq 60 \text{ MPa}$. Assim, os resultados indicam que a ductilidade de uma secção de betão simplesmente armada cresce com o valor da resistência à compressão do betão, para o mesmo valor da taxa de armadura longitudinal de tração. Esta aparente contradição é facilmente entendida se se reparar que mantendo a taxa de armadura, as vigas com betão mais resistente apresentam menores valores de x/d na rotura, fazendo com que a rotura da secção tenda a ser mais dúctil. A aceitação deste comportamento em vigas de betão de agregados leves necessita porém de mais estudos para sua confirmação;

- Na fase de comportamento das vigas anterior à cedência das armaduras, os resultados experimentais obtidos através dos gráficos de comportamento rotação-flecha ($\theta-\delta$) mostram uma boa concordância com a análise teórica em regime elástico efetuada. Após a cedência das armaduras as vigas desenvolvem um comportamento para o qual as rotações são, em geral, incrementadas de acordo com a análise plástica teórica efetuada neste estudo, indiciando assim a formação de uma rótula plástica quase perfeita e localizada num pequeno comprimento (hipótese inicial da análise plástica teórica). Tal comportamento desenvolve-se ao longo de um determinado patamar de deformação, que é tanto maior quanto maior for a capacidade de rotação plástica da viga. A observação deste comportamento justifica assim a utilização de uma análise plástica para estudar as vigas ensaiadas neste estudo;
- O parâmetro desenvolvido para a análise do comportamento em fase plástica das vigas (PTP) permitiu caracterizar perfeitamente a capacidade de rotação plástica destas. O estudo efetuado com este parâmetro confirmou todas as tendências de comportamento observadas através de uma análise com índices de ductilidade;
- Encontrou-se também que a modulação teórica (por exemplo o uso do método do diagrama retangular) para prever a profundidade da linha neutra na rotura *per si* não fornece valores próximos dos obtidos diretamente a partir dos ensaios. A modulação teórica conduziu a valores inferiores para a profundidade da linha neutra na rotura, relativamente aos valores observados experimentalmente. Sendo assim, a modulação teórica conduz a coeficientes de redistribuição menores, logo corresponde também a uma aparente maior capacidade de redistribuição de esforços relativamente à real;
- Verificou-se que, à medida que a profundidade da linha neutra na rotura aumenta, diminui a ductilidade das vigas, confirmando-se assim, para as vigas de betão de

agregados leves, a tendência geralmente aceita para as vigas de betão de densidade normal. Assim, é possível afirmar-se que a regra prática de limitar a profundidade da linha neutra, nas secções críticas, para garantir níveis adequados de ductilidade também é válida para vigas de betão de agregados leves;

- Apesar de alguma dispersão observada para os resultados, parece confirmar-se a tendência de que, para taxas de armaduras aproximadamente constantes, a profundidade da linha neutra na rotura diminui com o aumento da resistência do betão. Tal tendência permitiria explicar o aumento da ductilidade observado com o aumento da resistência do betão, uma vez que a diminuição da profundidade da linha neutra na rotura conduz a um aumento da ductilidade. São necessários, no entanto, mais estudos sobre o assunto de forma a se chegar a uma conclusão definitiva;
- Encontrou-se que a profundidade da linha neutra na rotura aumenta com a taxa de armadura longitudinal de tração. Tal comportamento explica o facto de se ter observado uma perda de ductilidade nas vigas com o acréscimo da quantidade de armadura longitudinal de tração, uma vez que o aumento da profundidade da linha neutra na rotura conduz a uma perda de ductilidade;
- De uma forma geral, parece poder afirmar-se que as variações da ductilidade em função da profundidade da linha neutra na rotura que se verificam para as vigas de betão de densidade normal seguem as mesmas tendências nas vigas de betão de agregados leves e, por isso, podem ser aplicadas na prática de dimensionamento geral;
- De uma análise comparativa observou-se que o ACI318 [1] restringe mais a quantidade de armadura longitudinal nas vigas, através da fixação de valores máximos e mínimos para as taxas de armadura longitudinal, do que o MC90 [3], o MC2010 [7] ou o EC2 [10]. A diferença é grande principalmente na fixação do limite máximo da armadura longitudinal. Foi observado que, devido a este facto, o ACI318 [1] é mais restritivo e garante com isso uma ductilidade e capacidade de rotação mais elevada do que outros códigos estudados. De facto, foi observado que, ao contrário do ACI318 [1], os outros regulamentos permitem a existência de vigas com ductilidade e capacidade de rotação muito baixas. O limite fixado pelo ACI318 [1] para a taxa máxima de armadura longitudinal, igual a $0,75\rho_b$, parece assim adequado para as vigas de betão de agregados leves utilizadas neste estudo, uma vez que abaixo deste valor não se encontraram vigas com ductilidade e capacidade de rotação muito baixa, ao contrário do que sucedeu com as vigas aceites pelo MC90 [3], MC2010 [7] e EC2 [10]. Faltará comprovar, em vigas contínuas, se ainda assim conseguem garantir uma redistribuição de momentos aceitável;
- O estudo realizado levanta algumas questões que não foi possível elucidar na totalidade. Tais questões prendem-se com a influência da resistência do betão na ductilidade e adequação de certas disposições regulamentares existentes, estudadas neste trabalho, para as vigas executadas com betões de agregados leves. Relativamente ao primeiro

aspecto focado, é necessário descobrir qual a razão de continuarem a existir resultados contraditórios em vários trabalhos de investigação que focaram este assunto, com a finalidade de se resolver definitivamente a questão. Quanto ao segundo aspecto focado, relaciona-se com o limite máximo da armadura longitudinal fixado pelo MC90 [3], MC2010 [7] e o EC2 [10]. Tal limite parece muito elevado, permitindo assim a existência de vigas com ductilidade e capacidade de rotação muito baixa.

10.3 Recomendações para estudos futuros

Como extensão do trabalho desenvolvido considera-se de interesse os seguintes estudos, referentes às vigas de betão de agregados leves:

- A influência do confinamento da armadura transversal (estribos) na ductilidade, através do estudo da influência da taxa de armadura transversal;
- A influência da existência de armadura de compressão (devidamente contraventada) na ductilidade, através do estudo da influência da taxa de armadura longitudinal de compressão;
- O alargamento do estudo geral das vigas de agregados leves para outros tipos de esforços internos, nomeadamente o esforço transversal e a torção (em estado puro e combinados);
- O alargamento do estudo das vigas de agregados leves para as condições de utilização em serviço, através do estudo da evolução da fendilhação e da deformação ao longo tempo, tendo em conta os efeitos diferidos, nomeadamente a fluência e a retração do betão;
- O alargamento dos temas anteriores, em geral, a vigas onde seja utilizada a técnica do pré-esforço;
- A capacidade de redistribuição de momentos flectores em vigas contínuas.

Referências Bibliográficas

Documentos normativos e especificações

- [1] ACI - *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*. American Concrete Institute (ACI): EUA, 2011.
- [2] CEB - *CEB-FIP - Lightweight aggregate concrete. Bulletin d'information 8*. Lausanne, Switzerland: FIB - Fédération Internationale du Béton, 2000.
- [3] CEB - *CEB-FIP Model Code 1990: Design code*. Lausanne, Switzerland: Comité Euro-International du Béton, 1990.
- [4] CEB - *Ductility of reinforced concrete structures. Bulletin d'information 242*. Lausanne, Switzerland: Comité Euro-International du Béton, 1998.
- [5] Especificação LNEC E 226 - *Betão, ensaio de compressão*. Lisboa: LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1968.
- [6] Fib - *Lightweight aggregate concrete: Part 1 - Recommended extensions to model code 90. Part 2 - Identification of research needs; Part 3 - Application of lightweight aggregate concrete. Bulletin d'information 8*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete, 2000.
- [7] Fib - *Model Code 2010 - First complete draft, Vol. 1. Bulletin d'information 55*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib), 2010.
- [8] NP EN 10002-1 - *Materiais Metálicos. Ensaio de Tração. Parte 1: Método de Ensaio (à temperatura ambiente)*. Caparica: IPQ - Instituto Português da Qualidade, 1990.
- [9] NP EN 12390-7 - *Ensaio do betão endurecido, Parte 7: Massa volúmica*. Caparica: IPQ - Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [10] NP EN 1992-1-1 - *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Caparica: IPQ - Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [11] NP EN 206-1 - *Norma portuguesa para betão, Parte 1: Especificação, desempenho, produção*. Caparica: IPQ - Instituto Português da Qualidade, 2007.

Documentos eletrónicos

- [12] FONTES DE MELO, A.C. - *Comportamento de betão com argila expandida* [Em linha], 2010. [consultado em 12 de maio de 2013 - 10:30]. Disponível em: <http://www.engenhariacivil.com/comportamento-betao-argila-expandida-leca>
- [13] MAXIT - *Aplicações Leca* [Em linha]. Algarve: Universidade do Algarve, 2008. [consultado em 14 de março de 2013 - 16:56]. Disponível em: <http://w3.ualg.pt/~mjolivei/Agregados%20e%20Bet%C3%A3o%20Leve.pdf>

- [14] MINERAL INFORMATION INSTITUTE - *Minerals and elements* [Em linha]. *Minerals Education Coalition*: Englewood, 2001. [consultado em 5 de novembro de 2011 - 10:10]. Disponível em: <http://www.mii.org/Minerals/photopumice.html>
- [15] SECIL - *CIMENTO PORTLAND CEM I 52,5R - Ficha técnica* [Em linha]. Lisboa, 2004. [consultado em 18 de novembro de 2013 - 12:10]. Disponível em: <http://www.secil.pt/pdf/CEMI525R>

Outras referências

- [16] ADELL, V.; CHEESEMAN, C. R.; DOEL, A. - Comparison of rapid and slow sintered pulverised fuel ash. *Fuel*. Vol. 87, n.º 2, (2008), p. 187-195.
- [17] AHMAD, S. H.; BARKER, R. - Flexural Behavior of Reinforced High-Strength Lightweight Concrete Beams. *ACI Structural Journal*. Vol. 88, n.º 1, (1991), p. 69-77.
- [18] AITCIN, P. C. - *Concreto de alto desempenho*. São Paulo, Brasil: Edições PINI, 2000, p. 667.
- [19] AMORIM, T. O. - *Plataformas offshore uma breve análise desde a construção ao descomissionamento*. Rio de Janeiro, Brasil: Centro Universitário Estadual da Zona Oeste, 2010. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Tecnologia em Construção Naval.
- [20] ARLITA - *Dossier técnico: Hormigón ligero estructural*. ARLITA, 2001.
- [21] ARSLAN, G.; CIHANLI, E. - Curvature ductility prediction of reinforced high-strength concrete beams sections. *Journal of Civil Engineering and Management*. Vol. 16, n.º 4, (2010), p. 462-70.
- [22] BERNARDO, L. F. A. - *Ductilidade e Capacidade de Rotação em Vigas de betão de alta resistência*. Covilhã: Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior, 1998. Provas de Aptidão Pedagógica e Capacidade Científica.
- [23] BERNARDO, L. F. A.; LOPES, S. M. R. - Flexural Ductility of HSC Beams. *Structural Concrete*. Vol. 4, n.º 3, (2003), p. 135-154.
- [24] BERNARDO, L. F. A.; LOPES, S. M. R. - Neutral Axis Depth versus Flexural Ductility in High-Strength Concrete Beams. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 130, n.º 3, (2004), p. 452-459.
- [25] BERNARDO, L. F. A.; LOPES, S. M. R. - Plastic analysis and twist capacity of high-strength concrete hollow beams under pure torsion. *Engineering Structures*. Vol. 49, (2013), p. 190-201.
- [26] BERNARDO, L. F. A.; LOPES, S. M. R. - Plastic Analysis of HSC Beams in Flexure. *Materials and Structures*. Vol. 42, n.º 1, (2009), p. 51-69.
- [27] BERNARDO, L. F. A.; NEPOMUCENO, M. C. S.; PINTO, H. A. S. - Flexural Ductility of Lightweight-Aggregate Concrete Beams. *Journal of Civil Engineering and Management* (in press), (2014). DOI:10.3846/13923730.2014.914094.

- [28] BERNARDO, L. F. A.; NEPOMUCENO, M. C. S.; PINTO, H. A. S. - Plastic Rotation Capacity of Lightweight-Aggregate Concrete Beams. *Journal of Civil Engineering and Management* (in press), (2014). DOI: <http://dx.doi.org/10.3846/13923730.2014.946442>
- [29] BERNARDO, L. F. A.; NEPOMUCENO, M. C. S.; PINTO, H. A. S. - *Relatório LB/MN/HP-2012/02: Ductilidade e Capacidade de Rotação em Vigas de Betão Leve: Cálculos Auxiliares e Tratamento de Dados Experimentais*. Volumes I e II, Covilhã: Universidade da Beira Interior, Centro de Materiais e Tecnologias Construtivas (C-MADE), 2012.
- [30] BOGAS, J. A. B. A. - *Caracterização de Betões Estruturais com Agregados Leves de Argila expandida*. Volumes I e II, Lisboa: IST - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2011. Tese de Doutoramento.
- [31] BOUVARD, D.; CHAIX, J. M.; DENDIEVEL, R.; FAZEKAS, A.; LÉTANG, J. M.; PEIX, G.; QUENARD, D. - Characterization and simulation of microstructure and properties of EPS lightweight concrete. *Cement and Concrete Research*. Vol. 37, (2007), p. 1666-1673.
- [32] CHAI, Y. H.; ANDERSON, J. D. - Seismic Response of Perforated Lightweight Aggregate Concrete Wall Panels for Low-Rise Modular Classrooms. *Engineering Structures*. Vol. 27, n.º 4, (2005), p. 593-604.
- [33] CHANDRA, S.; BERNTSSON, L. - *Lightweight aggregate concrete*. New York: William Andrew, 2002.
- [34] CHEESEMAN, C. R.; MAKINDE, A.; BETHANIS, S. - Properties of lightweight aggregate produced by rapid sintering of incinerator bottom ash. *Resources Conservation and Recycling*. Vol. 43, n.º 2, (2005), p. 147-162.
- [35] CORREIA, J. R.; BRITO, J.; PEREIRA, A. S. - Effects on Concrete durability of using recycled ceramic aggregates. *Materials and Structures*. Vol. 39, n.º 2, (2006), p. 151-158.
- [36] COSENZA, E.; GRECO, C.; MANFREDI, G. - Theoretical evaluation of inelastic rotations and displacements. *In The reinforced concrete monodimensional elements*. Serie IX, Vol. 2, Fascículo 3, Atti dell'Accademia Nazionale dei Lincei, 1991.
- [37] CRUZ, P. J. S. - 1º Congresso Nacional da Indústria de Pré-Fabricação em Betão. Porto, 2000 - *Betões leves de elevado desempenho: propriedades e aplicações estruturais*. Porto, 2000.
- [38] CUI, H. Z.; LO, T. Y.; MEMON, S. A.; XU, W. - Effect of lightweight aggregates on the mechanical properties and brittleness of lightweight aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. Vol. 35, (2012), p. 149-158.
- [39] DEMIRBO, R.; GÜL, R. - The effects of expanded perlite aggregate, silica fume and fly ash on the thermal conductivity of lightweight concrete. *Cement and Concrete Research*. Vol. 33, n.º 5, (2003), p. 723-727.
- [40] DEMIRDAG, S.; GUNDUZ, L. - Strength properties of volcanic slag aggregate lightweight concrete for high performance masonry units. *Construction and Building Materials*. Vol. 22, (2008), p. 135-142.

- [41] ELSHARIEF, A.; COHEN, M. D.; OLEK, J. - Influence of lightweight aggregate on the microstructure and durability of mortar. *Cement and Concrete Research*. Vol. 35, n.º 7, (2005), p. 1368-1376.
- [42] EUROLIGHTCON - *Definitions and international consensus report*. Project BE96-3942/R1, 1992.
- [43] FANTILLI, A. P.; FERRETTI, D.; ROSATI, G. - Effect of bar diameter on the behaviour of lightly reinforced concrete beams. *Journal of materials in Civil Engineering*. Vol. 17, n.º 1, (2005), p. 10-18.
- [44] FAUST, T. - *Supplements to MC-90 for lightweight aggregate concrete*. LACER. n.º 5, (2000), p. 75-84.
- [45] FERGESTAD - Congresso do ACI. EUA, 1991 - *LWC in Norwegian bridges*. EUA, 2000.
- [46] FICHA INFORMATIVA DE BIOLOGIA E GEOLOGIA - Materiais expelidos pelos vulcões. In: *Tema III- Estrutura e dinâmica da geosfera: vulcanismo*. 2007/2008.
- [47] FONTES DE MELO, A. C.; MARQUES, A. - Seminário sobre Paredes de Alvenaria, Braga, 2007 - *Aplicações em betão leve de argila expandida*. Braga: Lourenço et al. eds, 2007, p. 169-180.
- [48] GALES, J.; BISBY, L. A.; GILLIE, M. - Unbonded post tensioned concrete in fire a review of data from furnace tests and real fires. *Fire Safety Journal*. Vol. 46, (2011), p. 151-163.
- [49] GO, C. G.; TANG, J. R.; CHI, J. H.; CHEN, C. T.; HUANG, Y. L. - Fire-resistance property of reinforced lightweight aggregate concrete Wall. *Construction and Building Materials*. Vol. 30, (2012), p. 725-733.
- [50] GOMES, A.; PINTO, F.; NOGUEIRA, R. - *Sebenta de materiais de construção II: betão, parte II*, 2007.
- [51] GÝNDÝZ, L. - The effects of pumice aggregate/cement ratios on the low-strength concrete properties. *Construction and Building Materials*. Vol. 22, (2008).
- [52] HARIKRISHNAN, K. I.; RAMAMURTHY, K. - Influence of pelletization process on the properties of fly ash aggregates. *Waste Manage*. Vol. 26, n.º 6, (2006), p. 846-852.
- [53] HO, J. C. M.; ZHOU, K. J. H. - Limited deformability design of high-strength concrete beams in low to moderate seismicity regions. *Journal of Civil Engineering and Management*. Vol. 17, n.º 3, (2011), p. 409-23.
- [54] HOLM, T. A.; BREMNER, T. W. - *State-of-the Art report on high-strength, high-durability structural low-density concrete for applications in severe marine environments*. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, 2000, p. 116.
- [55] HSU, L. S.; HSU, C. T. - Stress-strain behaviour of steel fiber high strength concrete under compression. *ACI Structural Journal*. Vol. 91, n.º 4, (1994), p. 448-457.
- [56] HSU, T. T. C. - *Unified theory of reinforced concrete*. Florida, USA: Boca Raton, CRC Press, 1993.

- [57] ICHINOSE, T.; KANAYAMA, Y.; INOUE, Y.; BOLANDER J. J. E. - Size effect on bond strength of deformed bars. *Construction and Building Materials*. Vol. 18, n.º 7, (2004), p. 549-558.
- [58] JAU, W. C.; KUO-LI, H. A. - Study of reinforced concrete corner columns after fire. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 30, (2008), p. 622-638.
- [59] JO, B.; PARK, S.; PARK, J. - Properties of concrete made with alkali-activated fly ash lightweight aggregate (AFLA). *Cement and Concrete Composites*. Vol. 29, (2007), p. 128-135.
- [60] JORGE, L. F. C. - *Estruturas mistas madeira-betão com a utilização de betões de agregados leves*. Coimbra: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2005. Tese de Doutoramento.
- [61] JUNG, I. H.; YANG, W. J.; YI, W. H.; JEE, S. W.; LEE, S. Y. - 6th International Conference on Fracture and Damage Mechanics, Madeira, 2007 - *Flexural behavior of high-strength lightweight concrete beam with eco lightweight aggregates*. Madeira, 2007, p. 733-6.
- [62] KALLA, S. - *Modeling studies to assess long term settlement of light weight aggregate embankment*. Texas at Arlington: University of Texas at Arlington, 2010. Master's thesis.
- [63] KANG, A. K.; FJELD, S. - A Floating Concrete Platform Hull Made of Lightweight Aggregate Concrete. *Engineering Structures*. Vol. 18, n.º 11, (1996), p. 831-836.
- [64] KE, Y.; BEAUCOUR, A. L.; ORTOLA, S.; DUMONTET, H.; CABRILLAC, R. - Influence of volume fraction and characteristics of lightweight aggregates on the mechanical properties of concrete. *Construction and Building Materials*. Vol. 23, (2009), p. 2821-2828.
- [65] KO, M. Y.; KIM, S. W.; KIM, J. K. - Experimental study on the plastic rotation capacity of reinforced high strength concrete beams. *Materials and Structures*. Vol. 34, (2001), p. 302-311.
- [66] KOCKAL, N.; OZTURAN, T. - Durability of lightweight concretes with lightweight fly ash aggregates. *Construction and Building Materials*. Vol. 25, (2011), p. 1430-1438.
- [67] KOCKAL, N.; OZTURAN, T. - Effects of lightweight fly ash aggregate properties on the behavior of lightweight concretes. *Journal of Hazardous Materials*. Vol. 179, n.º 1-3, (2010), p. 954-965.
- [68] KODURA, V. K. R.; PHANB, L. - Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. *Fire Safety Journal*. Vol. 42, (2007), p. 482-488.
- [69] KWAN, A. K. H.; HO, J. C. M. - Ductility design of high-strength concrete beams and columns. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 13, n.º 4, (2010), p. 651-64.
- [70] KWAN, A. K. H.; LAM, Y. K.; HO, J. C. M. - *Minimum flexural ductility design of high-strength concrete columns*. Transactions. Vol. 16, n.º 4, (2009), p. 1-8.

- [71] LAM, J. Y. K.; HO, J. C. M.; KWAN, A. K. H. - Flexural ductility of high strength concrete columns with minimal confinement. *Materials and Structures*. Vol. 42, n.º 7, (2009), p. 909-21.
- [72] LATERLITE - *Light expanded clay, lightweight pré-mixed, products for foundations. Screeds and Structural Concrete*. General catalogue, Laterlite Technical Assistance, 2007.
- [73] LEE, H. K.; KIM, H. K.; HWANG, E. A. - Utilization of power plant bottom ash as aggregates in fiber-reinforced cellular concrete. *Waste Manage*. Vol. 30, n.º 2, (2010), p. 274-284.
- [74] LESLIE, K. E.; RAJAGOPALAN K. S.; EVERARD N. J. - Flexural behavior of high-strength concrete beams. *ACI Structural Journal*. Vol. 73, n.º 9, (1976), p. 517-521.
- [75] LIU, M. Y.; LIN, C.; LI, O.; DING, Q. J.; HU, S. G. - 9th International Symposium on Structural Engineering for Young Experts, Fuzhou, 2006 - *Flexural performance of reinforced high-strength lightweight concrete beams*. Fuzhou, China, 2006, p. 264-70.
- [76] LO, T.; CUI, H. Z.; TANG, W. C.; LEUNG, W. M. - The effect of aggregate absorption on pore area at interfacial zone of lightweight concrete. *Construction and Building Materials*. Vol. 22, (2008), p. 623-628.
- [77] LOURENÇO, J.; JÚLIO, E.; MARANHA, P. - *Betões de agregados leves de argila expandida: Guia para sua utilização*. Editora APEB - Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto, Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional: Portugal, 2004.
- [78] MAYCÁ, J.; RECENA, F. A. P.; CREMONINI, R. A. - 51.º Congresso Brasileiro do Concreto - *Estudo da resistência à compressão de concretos leves produzidos com argila expandida nacional*. IBRACON, Out. 2009.
- [79] MEHTA, P. K, MONTEIRO, P. J. M. - *Concreto - estrutura, propriedades e materiais*. 1.ª ed., São Paulo, Brasil: Editora PINI, 1994, p. 573.
- [80] MELBY, K.; JORDET, E. A.; HANSVOLD, C. - Long-Span Bridges in Norway Constructed in High-Strength LWA Concrete. *Engineering Structures*. Vol. 18, n.º 11, (1996), p. 845-849.
- [81] MELO, A. C. F. - *Caraterização de betões leves vibrocomprimidos com agregados de argila expandida*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2000. Tese de Mestrado.
- [82] MINDESS, S.; YOUNG, J. F.; DARWIN, D. - *Concrete*. 2.º ed., Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, 2003.
- [83] MONTE, M.; FRANÇA, S.; UGARTE, J.; GRACIANO, F. - XX ENTMME Encontro Nacional de tratamento de minérios e metalurgia extrativa, Florianópolis, 15 a 18 de Julho de 2004 - *Comparação estática do fator de expansão de concentrados de vermiculita*. Florianópolis: Centro de Tecnologia Mineral, Ministério da Ciência e Tecnologia, 2004.

- [84] MONTOYA, P. J.; MESEGUER, G.; CABRE, F. M. - *Hormigón armado*. 11.^a Edición, Barcelona, Espanha: Editorial Gustavo Gili, 1992.
- [85] MORAVIA, W. G. - *Influência de parâmetros microestruturais na durabilidade do concreto leve produzido com argila expandida*. Belo Horizonte, Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais, 2007. Tese de Doutorado.
- [86] MORAVIA, W. G.; OLIVEIRA, A. S.; GUMIERI, A. G.; VASCONCELOS, W. L. - *Caraterização microestrutural da argila expandida para aplicação como agregado em concreto estrutural leve*. Cerâmica. São Paulo. Vol. 52, (2006), p. 193-199.
- [87] MOREIRA, C. C. - 37.^a Reunião Anual de Pavimentação, 11.^o Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Goiânia/Go - Brasil, 8 a 11 de Agosto de 2006 - *Caraterísticas e desempenho da escória de alto-forno como agregado para utilização em camadas granulares de pavimentos*. Goiânia/Go - Brasil, 2006.
- [88] MUELLER, A.; SOKOLOVA, S. N.; VERESHAGIN, V. I. - Characteristics of lightweight aggregates from primary and recycled raw materials. *Construction and Building Materials*. Vol. 22, (2008), p. 703-712.
- [89] MUN, K. J. - Development and tests of lightweight aggregate using sewage sludge for nonstructural concrete. *Construction and Building Materials*. Vol. 21, (2007), p. 1583-1588.
- [90] NATIONAL READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION - *Concrete in practice what, why and how?* Technical information, 2003.
- [91] NEPOMUCENO, M. C. S.; BERNARDO, L. F. A.; PINTO, H. A. S. - 4^o Congresso Nacional da Construção, 18 a 20 Dezembro, 2012 - *Betão estrutural de agregados leves de resistência normal e alta: dos estudos laboratoriais à produção no local - caso de estudo*. Coimbra, 2012, p. 12 (publicado em CD).
- [92] NEVILLE, A. M. - *Propriedades do concreto*. São Paulo, Brasil: Editora PINI, 1997, p. 828.
- [93] OLIVEIRA, D. V.; COSTA, B.; LOUREIRO, C.; COELHO, N.; MOREIRA, N. - Desenvolvimento de reforço sísmico usando FRP: aplicação a um pilar pré-fabricado de betão. *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões*. Vol. 17, (2009), p. 19-27.
- [94] PASTOR, J. A.; NILSON, A. H.; SLATE, F. O. - *Behaviour of High-Strength Concrete Beams*. Research Report 84-3, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1984, p. 311.
- [95] PECCE, M.; FABBROCINO, G. - Plastic rotation capacity of beams in normal and high-performance concrete. *ACI Structural Journal*. Vol. 96, n.º 2, (1999), p. 290-296.
- [96] PINHEIRO, E. J. S. - *Tempos de secagem de betões leves*. Lisboa: IST - Instituto Superior Técnico, 2009. Dissertação de Mestrado.

- [97] PINTO, H. A. S.; BERNARDO, L. F. A.; NEPOMUCENO, M. C. S. - 4º Congresso Nacional da Construção, Coimbra, 18-20 Dezembro, 2012 - *Avaliação Experimental da Ductilidade à Flexão de Vigas de Betão de Agregados Leves*. Coimbra, 2012, p. 12 (publicado em CD).
- [98] POLAK, M. A.; KILLEN, D. T. - The influence of the reinforcing bar diameter on the behaviour of the members in bending and in-plane tension. *ACI Structural Journal*. Vol. 95, n.º 5, (1998), p. 471-479.
- [99] ROSSI, M. - *As Argilas*. Folheto informativo da Pascoal equipamentos e massas cerâmicas, 2000.
- [100] ROSSIGNOLO, J. A. - Concreto leve estrutural: influência da argila expandida na microestrutura da zona de transição pasta/agregado. *Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*. Vol. 9, n.º 4, (Out./Dez. 2009), p. 119-127.
- [101] ROSSIGNOLO, J. A.; OLIVEIRA, I. O. - *Concreto leve estrutural com metacaulim*. Pesquisa e Tecnologia Minerva. Vol. 2, n.º 2, (2006), p. 177-187.
- [102] SANTOS, J. M. M. N. - *Avaliação da ductilidade das estruturas de betão armado, abordagem experimental e numérica*. Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012. Tese de Doutoramento.
- [103] SHAH, S. P.; AHMAD, S. H. - *High Performance Concretes and Applications*. England: Edward Arnold, 1994.
- [104] SHEDID, M. T.; DRYSDALE, R. G.; EL-DAKHAKHNI, W. W. - 14th World conference on earthquake engineering, Beijing, 2008 - *Ductility of reinforced concrete masonry shear walls under seismic loading*. Beijing, China, 2008, p. 12-17.
- [105] SHEHATA, I. A. E. M.; SHEHATA, L. C. D. - 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, 1996 - *Ductility of High-strength Concrete Beams in Flexure*. 1996, p. 945-953.
- [106] SHIN, S. W.; GHOSH, S. K.; MORENO, J. - Flexural Ductility of Ultra-High-Strength Concrete Members. *ACI Structural Journal*. Vol. 86, n.º 4, (1989), p. 394-400.
- [107] SHIN, S. W.; KAMARA M.; GHOSH S. K. - High-Strength Concrete, Second International Symposium, 1990 - *Flexural ductility, strength prediction, and hysteretic behavior of ultra-high-strength concrete members*. Weston T. Hester: ACI, 1990.
- [108] SHUGUANG, H.; TINGTING, Y.; FAZHOU, W. - Influence of mineralogical composition on the properties of lightweight aggregate. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 32, (2010), p. 15-18.
- [109] SILVA, B. M. M. - *Betão leve estrutural com agregados de argila expandida*. Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007. Dissertação de Mestrado.
- [110] SILVA, B.; COUTINHO, J.; NEVES, S. - Encontro Nacional de Betão Estrutural, 2007 - *Betão leve estrutural usando agregados de argila expandida*, 2007.

- [111] SILVA, L. R. M. C. - *Análise técnico/financeira de paredes de exteriores em planos simples*. Lisboa: IST - Instituto Superior Técnico, 2007. Dissertação de Mestrado.
- [112] SIN, L. H.; HUAN, W. T.; ISLAM, M. R.; MANSUR, M. A. - Reinforced lightweight concrete beams in flexure. *ACI Structural Journal*. Vol. 108, n.º1, (2010), p. 3-12.
- [113] SOARES, E. A.; LEAL, A. F.; CARDOSO, J. A. F. - V Congresso de iniciação científica UFCG. Campina Grande, Paraíba, 2008 - *Argamassas leves produzidas com resíduos de calçados e de cerâmicas*. Campina Grande, Paraíba, Brasil: Universidade Federal de Campina Grande, 2008, p. 1-7.
- [114] TOMMY, Y; LO., W. C.; TANG, H. Z. - The effects of aggregate properties on lightweight concrete. *Building and Environment*. Vol. 47, (2007), p. 3025-3029.
- [115] VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. - Encontro Nacional de Betão Estrutural, 2004 - *Caraterização experimental de um betão leve de elevada resistência*. 2004.
- [116] VIEIRA, M. G. - *Betões de elevado desempenho com agregados leves - durabilidade e microestrutura*. Lisboa: LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2003.
- [117] WALTHER, R.; MIEHLBRADT, M. - *Dimensionnement des structures en béton - bases et technologie*. Traité de génie civil. Vol. 7, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse: Presse Polytechniques et Universitaires Romandes, 1990.
- [118] WATANABE, P. S. - *Concretos especiais - propriedades, materiais e aplicações*. Bauru - São Paulo, Brasil: Universidade Estadual Paulista, 2008. Relatório Final de Pesquisa a Bolsa de Iniciação Científica FAPESP.
- [119] WEBB J. - High-strength concrete: economics, design and ductility. *Concrete International*. Vol. 15, n.º 1, (1993), p. 27-32.
- [120] WEIGLER, H.; KARL, S. - Structural lightweight aggregate concrete with reduced density-lightweight aggregate foamed concrete. *International Journal of Lightweight Concrete*. Vol. 2, n.º 2, (1980), p. 101-104.
- [121] YAN, D.; LIN, G. - Influence of initial static stress on the dynamic properties of concrete. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 30, (2008), p. 327-333.
- [122] YAN, Z. J.; HE, Y. J. - *Preparation techniques of lightweight aggregate*. Chemical China: Industry Press, 2006.

