



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Fendilhação em Vigas Construídas com Materiais Ativados Alcalinamente.

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas

Autor

Paulo Rafael Jesus Marques

Orientadores

Professor Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes

Professor Doutor Adelino Vasconcelos Lopes

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2016

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não estaria devidamente concluído se não deixasse aqui o meu sincero agradecimento a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para que este fosse possível.

Um agradecimento especial ao Professor Doutor Adelino Vasconcelos Lopes e ao Professor Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes pelo empenho, disponibilidade, conhecimento e acompanhamento dado em todas as fases desta dissertação.

Agradece-se à empresa FAPRICELA, na pessoa do Eng. Nelson Batista, o fornecimento gratuito do aço.

Aos colegas Joel Correia, Francisco Fonseca e Pedro Torres, os quais intervieram de maneira direta na componente experimental desta dissertação, agradeço o espírito de equipa e entajuda desde o primeiro dia de trabalho.

Agradeço também a todos os Professores e Funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra pela postura e profissionalismo com que desempenham os seus cargos.

Um especial agradecimento a todos os meus colegas de curso em particular ao meu grupo de amigos mais próximo, por terem atravessado comigo esta etapa da minha vida. A estes agradeço também a amizade que espero dure por muitos anos.

Um agradecimento especial à minha família, em particular aos meus pais e avós que, como sempre, me proporcionaram as condições, estabilidade e incentivo necessário para chegar a este ponto da minha vida. A eles dedico esta dissertação.

RESUMO

O cimento do tipo Portland assumiu um papel importantíssimo na vida e nas obras de Engenharia Civil no último século, tendo-se tornado no material de construção mais utilizado. O baixo custo, a facilidade de obtenção dos seus compostos e a relativa simplicidade do seu processo de fabricação são as principais causas do seu uso descontrolado. No entanto, os processos de combustão e descarbonatação da matéria-prima requerem grandes quantidades de energia e consequentes emissões de CO_2 , de até aproximadamente 18% das emissões totais do planeta.

Como alternativa, na substituição dos betões de cimento, surgem os materiais ativados alcalinamente que, apesar de apelidados de novos, se pensa terem tido aplicações antigas tais como o Coliseu de Roma ou as Pirâmides de Gizé no Egito. Com o desenvolvimento destes materiais, também denominados de geopolímeros, pretende-se obter um material com comportamento mecânico, durabilidade e resistência a variadas ações exteriores, tal como se pode observar nas atuais construções de betão.

Esta dissertação estuda a fendilhação em 14 vigas construídas com materiais ativados alcalinamente. O trabalho tem uma forte componente experimental e incide concretamente no estudo da fendilhação de vigas simplesmente apoiadas sujeitas a flexão, determinada por duas cargas simetricamente colocadas. Salienta-se ainda que as 14 vigas foram subdivididas em 3 grupos: no primeiro aborda-se o parâmetro percentagem de armadura; no segundo o afastamento entre estribos; no terceiro a opção de considerar uma armadura de compressão idêntica à de tração.

Desta dissertação pode ressaltar-se a importância do estudo de novos materiais alternativos ao betão armado; o estudo da extensão do material e sua influência na abertura de fendas; influência da quantidade de armadura e sua distribuição na abertura, aparecimento e desenvolvimento das fendas e a comparação destes resultados com os regulamentos em vigor.

ABSTRACT

In the past century, Ordinary Portland Cement, OPC, has played an important role in civil engineering, becoming the most common building material. Its low cost, high availability and great manufacturing simplicity are the main causes of its widespread use. However, the combustion processes and the raw materials require large amounts of energy and consequent CO₂ emissions, of about 4 to 7 % of the total emissions of the planet.

Alternatively, as a replacement of cement-concrete, there are alkali-activated materials that, despite being considered as new, are thought to have been used in old constructions such as the Colosseum or the Pyramids of Giza in Egypt. With the development of these materials, also called geopolymers, it is intended that these materials would be able to exhibit good characteristics in terms of mechanical behavior, durability and strength to various actions when compared to those of existing cement-concrete structures.

This dissertation studies the cracking in 14 beams built with alkali-activated materials. The overall work has a strong experimental nature and focuses specifically on simply supported beams subjected to bending, due to two symmetrical point loads. The 14 beams were divided into 3 groups: the first deals with the reinforcement ratio as a parameter; the second focuses on the stirrups spacing; and finally, the third comprises the beams with compression reinforcement equal to tension reinforcement.

This dissertation/work highlights the importance of the study of new alternative materials in comparison with traditional cement-based materials in reinforced concrete members. The strains were studied as well as its influence on cracking. The influence of the amount of reinforcement and its distribution on the crack opening as well as the initiation and development of cracks were also studied. Results from the experiments were compared with the design rules of existing regulations for cement-based materials and conclusions were drawn.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Organização do documento	2
2	CARACTERÍSTICAS GERAIS	3
2.1	Cimentos antigos vs cimentos modernos do tipo Portland.....	3
2.2	Ativação Alcalina	3
2.3	Controlo de fissuração	4
2.4	Comportamento de uma peça de betão armado.....	5
2.5	Causas de fendilhação	6
2.5.1	Fendilhação devida a ações diretas.....	6
2.5.2	Fendilhação devido a deformações impostas	7
2.5.3	Fendilhação devida à retração plástica e ao assentamento do betão fresco	7
2.5.4	Fendilhação devida à corrosão	8
2.6	Momento de Fissuração	8
2.7	Formulas simplificadas	8
2.8	Metodologias de cálculo de abertura de fendas.....	9
2.8.1	Eurocódigo 2 (Método Indireto).....	9
2.8.2	Eurocódigo 2 (Método Direto)	10
2.8.3	Método ACI.....	11
2.8.4	Método Simplificado	12
2.9	Metodologias teóricas de avaliação do comportamento das vigas	12
2.9.1	Programa ANL	12
2.9.1.1	Diagrama momento-curvatura	12
2.9.1.2	Metodologia ANL.....	12
2.9.2	Metodologia EC2.....	13

3	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	15
3.1	Características das vigas	15
3.2	Materiais.....	19
3.2.1	Execução das Armaduras	19
3.2.2	Cofragem.....	20
3.2.3	Metacaulino	20
3.2.4	Areia.....	21
3.2.5	Ativador	21
3.2.6	Aço.....	21
3.3	Geopolímero.....	22
3.3.1	Ensaio de tração por flexão em fase elástica	23
3.3.2	Ensaio de rotura à tração por flexão.....	24
3.3.3	Ensaio de rotura à compressão.....	24
3.4	Esquema e programação de ensaio	25
4	RESULTADOS	28
4.1	Vigas Ró.....	30
4.2	Vigas S	38
4.3	Vigas β	45
5	ANÁLISE COMPLEMENTAR.....	53
5.1	Carga de Fissuração	53
5.2	Extensão de fissuração	54
5.3	Abertura de fendas	55
5.4	Comprimento de fendas	56
5.5	Constante k_w referente ao diagrama teórico $w-P$	58
5.6	Espaçamento entre fendas	59
5.7	Comportamento de Vigas $\beta=1$	61
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS	62
6.1	Conclusões	62
6.2	Propostas de trabalhos futuros.....	63
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comportamento de uma peça tracionada (Cachim e Morais, 2013).....	6
Figura 2.2 - Fendilhação devida a cargas aplicadas (Figueiras, 1997).	7
Figura 2.3 - Fendas de assentamento ao longo do varão (Figueiras, 1997).	7
Figura 3.1 - Esquema de carga e diagramas de esforços no ensaio.	16
Figura 3.2 - Detalhes da armadura de uma viga tipo.	20
Figura 3.3 - Cofragem utilizada na construção das vigas.	20
Figura 3.4 - Curva granulométrica da areia utilizada.	21
Figura 3.5 - Esquema de ensaio para medição do módulo de elasticidade.	24
Figura 3.6 - Ensaio de rotura à tração por flexão.	25
Figura 3.7 - Ensaio à rotura por compressão.	25
Figura 3.8 - Esquema do pórtico de ensaio.	26
Figura 3.9 - Microscópios de fendas.	27
Figura 4.1 - Diagrama de extensões.	29
Figura 4.2 - Gráficos P-d da Viga R64φ8.	30
Figura 4.3 - Gráficos P-d da Viga R63φ8.	31
Figura 4.4 - Gráficos P-d da Viga R64φ6.	31
Figura 4.5 - Gráficos P-d da Viga R63φ6.	31
Figura 4.6 - Gráficos P-d da Viga R62φ6.	32
Figura 4.7 - Modo de rotura da Viga R64φ8.	33
Figura 4.8 - Modo de rotura da Viga R62φ6.	33
Figura 4.9 - Gráfico w-P Viga R64φ8.....	34
Figura 4.10 - Gráfico w-P Viga R63φ8.....	34
Figura 4.11 - Gráfico w-P Viga R64φ6.....	35
Figura 4.12 - Gráfico w-P Viga R63φ6.....	35
Figura 4.13 - Gráfico w-P Viga R62φ6.....	35
Figura 4.14 - Gráfico L_{cr} -P da Viga R64φ8.	36
Figura 4.15 - Gráfico L_{cr} -P da Viga R63φ8.	36
Figura 4.16 - Gráfico L_{cr} -P da Viga R64φ6.	36
Figura 4.17 - Gráfico L_{cr} -P da Viga R63φ6.	36
Figura 4.18 - Gráfico L_{cr} -P da Viga R62φ6.	36
Figura 4.19 - Diagrama ϵ -P da Viga R64φ8.....	37

Figura 4.20 - Diagrama ϵ -P da Viga R63 ϕ 8.....	37
Figura 4.21 - Diagrama ϵ -P da Viga R4 ϕ 6.....	37
Figura 4.22 - Diagrama ϵ -P da Viga R63 ϕ 6.....	37
Figura 4.23 - Diagrama ϵ -P da Viga R62 ϕ 6.....	37
Figura 4.24 - Gráficos P-d da Viga S7.....	38
Figura 4.25 - Gráficos P-d da Viga S14.....	39
Figura 4.26 - Gráficos P-d da Viga S0.....	39
Figura 4.27 - Gráficos P-d da Viga S4.....	39
Figura 4.28 - Gráficos P-d da Viga S10.....	40
Figura 4.29 - Aspeto final da Viga S0.	41
Figura 4.30 - Instabilização das armaduras de compressão e estribos da Viga S4.....	41
Figura 4.31 - Gráfico w-P Viga S7.....	42
Figura 4.32 - Gráfico w-P Viga S14.....	42
Figura 4.33 - Gráfico w-P Viga S0.....	43
Figura 4.34 - Gráfico w-P Viga S4.....	43
Figura 4.35 - Gráfico w-P Viga S10.....	43
Figura 4.36 - Gráfico L_{cr} -P da Viga S7.....	43
Figura 4.37 - Gráfico L_{cr} -P da Viga S14.....	43
Figura 4.38 - Gráfico L_{cr} -P da Viga S0.....	44
Figura 4.39 - Gráfico L_{cr} -P da Viga S4.....	44
Figura 4.40 - Gráfico L_{cr} -P da Viga S10.....	44
Figura 4.41 - Diagrama ϵ -P da Viga S7.....	45
Figura 4.42 - Diagrama ϵ -P da Viga S14.....	45
Figura 4.43 - Diagrama ϵ -P da Viga S0.....	45
Figura 4.44 - Diagrama ϵ -P da Viga S4.....	45
Figura 4.45 - Diagrama ϵ -P da Viga S10.....	45
Figura 4.46 - Gráficos P-d da Viga β 4 ϕ 8.....	47
Figura 4.47 - Gráficos P-d da Viga β 4 ϕ 4.....	47
Figura 4.48 - Gráficos P-d da Viga β 3 ϕ 4.....	47
Figura 4.49 - Gráficos P-d da Viga β 2 ϕ 4.....	48
Figura 4.50 - Escorregamento das armaduras tracionadas da Viga β 4 ϕ 8.....	49
Figura 4.51 - Modo de rotura da Viga β 4 ϕ 4.....	49
Figura 4.52 - Modo de rotura da Viga β 3 ϕ 4.....	49
Figura 4.53 - Gráfico w-P Viga β 4 ϕ 8.....	50
Figura 4.54 - Gráfico w-P Viga β 4 ϕ 4.....	50
Figura 4.55 - Gráfico w-P Viga β 3 ϕ 4.....	50
Figura 4.56 - Gráfico w-P Viga β 2 ϕ 4.....	50

Figura 4.57 - Gráfico $L_{cr}-P$ da Viga $\beta 4\phi 8$	51
Figura 4.58 - Gráfico $L_{cr}-P$ da Viga $\beta 4\phi 4$	51
Figura 4.59 - Gráfico $L_{cr}-P$ da Viga $\beta 3\phi 4$	51
Figura 4.60 - Gráfico $L_{cr}-P$ da Viga $\beta 2\phi 4$	51
Figura 4.61 - Diagrama $\epsilon-P$ da Viga $\beta 4\phi 8$	51
Figura 4.62 - Diagrama $\epsilon-P$ da Viga $\beta 3\phi 4$	52
Figura 4.63 - Diagrama $\epsilon-P$ da Viga $\beta 2\phi 4$	52
Figura 5.1 - Gráfico $\mu_{cr}-\rho$	54
Figura 5.2 - Gráfico $\mu_{cr}-\omega$	54
Figura 5.3 - Gráfico $\epsilon_{cr}-\omega$	55
Figura 5.4 - Gráfico $w_y/h-\rho$	56
Figura 5.5 - Gráfico $w_y/h-\omega$	56
Figura 5.6 - Gráfico $L_{cr}/h-\rho$	57
Figura 5.7 - Gráfico $L_{cr}/h-\omega$	57
Figura 5.8 - Gráfico $k_w-\omega$	59
Figura 5.9 - Espaçamento de fendas na Viga S4.....	60
Figura 5.10 - Gráfico w_y-s	60

ABREVIATURAS

ANL - Análise Não Linear

BA - Betão Armado

CP - Cimento Portland

EC2.- Eurocódigo 2

EXP. - Experimental

LEMEC - Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções

P-d - Diagrama Carga-Deslocamento

ω -P - Diagrama Taxa mecânica de armadura-Carga

w-p - Diagrama Abertura de fendas-Carga

L_{cr-p} - Diagrama Comprimento de fendas-Carga

ELS – Estados Limite de Serviço

ELU – Estados Limite Últimos

SIMBOLOGIA

A'_s - Área da armadura de compressão

A_s - Área da armadura de tração

$A_{s,min}$ - Área mínima da armadura tracionada

A_{sw} - Área da armadura transversal

b - Largura da secção transversal

c - Recobrimento das armaduras longitudinais

d - Altura útil da secção

d_{cr} - Deslocamento referente à carga de fissuração experimental

d_{cr2} - Deslocamento referente à carga para a qual se observou a primeira fenda

d_y - Deslocamento referente à carga de cedência experimental

$e.n.$ - Distância da zona extrema comprimida ao eixo neutro

E_{cm} - Módulo de elasticidade médio do betão

E_s - Módulo de elasticidade do aço

f_{cd} - Valor de cálculo da resistência à compressão do betão

f_{ck} - Valor característico da resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade

f_{cm} - Valor médio da tensão resistente à compressão do material

f_c - Valor da tensão resistente à compressão do material

f_t - Valor da tensão resistente à tração do material

f_{ctm} - Valor médio da resistência à tração do betão

f_{su} - Valor da tensão de rotura à tração do aço

f_{sum} - Valor médio da tensão de rotura à tração do aço

f_{sy} - Valor da tensão de cedência à tração do aço

f_{sym} - Valor médio da tensão de cedência à tração do aço

f_{tm} - Valor médio da tensão resistente à tração por flexão do material

h - Altura da secção
 K_I - Rigidez do Estado *I*
 K_{II} - Rigidez do Estado *II*
 K_{III} - Rigidez do Estado *III*
 L_{cr} - Comprimento da fenda
 M_{cr} - Momento fletor de fendilhação
 P - Carga total aplicada
 P_{cr} - Carga de fissuração experimental
 P_{cr2} - Carga para a qual se observou a primeira fenda
 $P_{máx}$ - Ponto de carga máxima
 P_y - Carga de cedência
 s_r - Distância entre fendas
 $s_{r,max}$ - Distância máxima entre fendas
 w - Valor médio de abertura de fendas
 w_k - Valor característico de abertura de fendas
 w_{max} - Valor limite de abertura de fendas
 x - Posição do eixo neutro relativamente a fibra superior da secção
 ε_{cm} - Extensão média no betão entre fendas
 ε_{cr} - Extensão de fendilhação
 ε_s - Extensão no aço tracionado
 ε_{sy} - Extensão de cedência no aço
 ε_{su} - Extensão de rotura no aço
 ε - Extensão do material comprimido
 ε_+ - Extensão do material tracionado
 ε_{s+} - Extensão do aço à tração
 ε_{sum} - Valor médio último da extensão do aço à tração
 ρ - Percentagem de armadura de tracção
 σ_c - Tensão de compressão no betão
 σ_s - Tensão no aço

ω - Taxa mecânica de armadura

μ - Momento reduzido

μ_{cr} - Momento reduzido de fissuração

ϕ - Diâmetro do varão

ϕ_{eq} - Diâmetro Equivalente

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o cimento Portland constituiu-se no ligante mais utilizado para concepção de peças de engenharia civil. A evolução da humanidade depende da forma como o homem interage com ele próprio e com o meio que o rodeia, assim sendo, e sabendo o impacto ambiental que este material acarreta, cabe às gerações mais jovens o estudo de alternativas para que num futuro próximo cada obra de engenharia tenha uma pegada ecológica quase nula. É neste contexto que o estudo de materiais ativados alcalinamente faz cada vez mais sentido, uma vez que o seu impacto no meio ambiente é consideravelmente inferior.

A fissuração é um processo quase inevitável nas peças de betão armado, a qual pode causar graves problemas à estrutura, quer a nível estético, quer a nível funcional. Neste contexto é essencial conhecer-se o comportamento de elementos do tipo vigas sujeitas a flexão, e em particular, analisando experimentalmente o comportamento ao nível da fissuração deste novo material.

1.1 Objetivos

Este trabalho experimental foi desenvolvido em conjunto com mais três colegas, que têm como objetivo o estudo de outros parâmetros distintos da fendilhação. Esta Dissertação teve como objetivo a construção, ensaio e estudo de 14 vigas compostas pelo geopolímero, metacaulino castanho, por forma a avaliar as características destas vigas quando sujeitas à flexão simples, mais concretamente o seu estudo em relação à fendilhação.

Como objetivos mais específicos podem-se salientar o estudo das características resistentes do geopolímero; o estudo do ponto de aparecimento das fendas, da sua evolução e forma como se desenvolvem; a avaliação dos fatores influentes na forma como estas vigas irão fendilhar; a estimativa do valor de alguns parâmetros e o desenvolvimento de metodologias de análise de desenvolvimento de fendas por forma a poder padronizar o conhecimento deste fenómeno.

Nesta dissertação os resultados experimentais são comparados com duas metodologias teóricas. A metodologia EC2 tem por base os pressupostos deixados pelos regulamentos em vigor para estruturas de betão armado, o Eurocódigo 2. Por outro lado, vai utilizar-se a metodologia ANL, que tem por base um programa de cálculo computacional de análise incremental, que permite conhecer, a cada nível de carga, os valores teóricos para as extensões dos materiais, as

deformações teóricas, as tensões nos materiais e a posição do eixo neutro *e.n.* Todo o trabalho experimental foi desenvolvido no LEMEC.

1.2 Organização do documento

Este trabalho está organizado em 6 capítulos principais. Cada um deles é dividido em seções e subseções.

Neste capítulo é feito o enquadramento geral do tema, bem como os principais objetivos e a estrutura do documento.

No Capítulo 2 abordam-se as bases teóricas que dão fundamento à dissertação. Em primeiro lugar aborda-se o conceito de ativação alcalina bem como os vários tipos de fendilhação existente, as formas de as controlar, o comportamento do material sujeito a este fenómeno, o momento em que ocorre e metodologias quer de cálculo quer computacionais de forma a poder prever e controlar este fenómeno.

No Capítulo 3 descreve-se o procedimento experimental, as vigas ensaiadas, os materiais e detalhes da componente experimental. Por último apresenta-se então os esquemas de ensaio das vigas.

No Capítulo 4 faz-se a apresentação detalhada dos resultados bem como a sua análise e comparação dos resultados por grupo de vigas. Quando necessário, essa análise é feita viga a viga.

No Capítulo 5 comparam-se os resultados obtidos, quer pela análise experimental quer pelas metodologias teóricas, com os limites propostos no Eurocódigo 2 e faz-se uma comparação com resultados obtidos por outros autores.

Por fim, no Capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões do trabalho desenvolvido bem como propostas e recomendações de trabalhos futuros.

Por fim, indicam-se as referências bibliográficas às quais se recorreu para a fundamentação desta Dissertação.

2 CARACTERÍSTICAS GERAIS

2.1 Cimentos antigos vs cimentos modernos do tipo Portland

Os cimentos antigos foram utilizados nas grandes construções da Antiguidade Clássica, como por exemplo, no Coliseu de Roma ou em muitas construções no Egito, Síria e Grécia. Estas construções ainda hoje em utilização, apresentam-se quase inalterados, com diminutas modificações químicas devidas aos fatores agressivos do meio envolvente e utilização humana. De salientar a existência de argamassas na cidade de Jericó com cerca de 9000 anos

A curiosidade de Glukhovsky, nos anos 50, levou-o ao estudo do comportamento dos cimentos antigos, utilizados em várias construções da Antiguidade, concluindo tratarem-se de ligantes de base alcalina (Pinto, 2006).

Os cimentos Portland modernos CP, descobertos em 1824 por J. Aspdin, são hoje em dia o material mais usado na construção em todo o mundo desenvolvido. Caracterizam-se por se moldar facilmente a todo o tipo de cofragem; permitem obter níveis de resistência mecânica significativos; possuem alguma durabilidade e a sua produção envolve baixos custos económicos quando comparados com as restantes alternativas (Pinto, 2006).

O Cimento Portland tem como principal desvantagem o seu impacte ambiental. Estima-se que por cada quilo de clínquer produzido se liberta um quilo de CO_2 para a atmosfera. O valor percentual da contribuição da indústria do cimento não reúne consenso entre alguns autores, mas estima-se que varie entre os 4 a 7% das emissões de CO_2 totais do planeta (Benhelal *et al*, 2013), (Global Greenhouse Warming@, 2016), (State of the Planet@, 2016).

Estimava-se que no ano de 2015, a demanda de cimento fosse na ordem dos 3500 milhões de toneladas, dos quais 1650 já seriam de materiais ativados alcalinamente (Pinto, 2012). Desta forma, faz todo o sentido investir no estudo destes materiais, para posteriormente poder torná-los como material alternativo na construção.

2.2 Ativação Alcalina

Pensa-se que os estudos de ativação alcalina se iniciaram na Bélgica, em 1940, pelo investigador Purdon, que utilizou escórias ativadas alcalinamente com hidróxidos de sódio. Posteriormente, Glukhovsky estudou ligantes utilizados em construções antigas. Contudo, a

evolução principal nos trabalhos em redor da ativação alcalina deveu-se ao investigador Francês Joseph Davidovits (1979), o qual desenvolveu e patenteou ligantes obtidos por ativação alcalina de caulino e metacaulino, tendo criado em 1978 o termo “geopolímero” (Torgal e Jalali, 2009).

Há teorias que defendem que a ativação alcalina foi inicialmente usada pelos nossos antepassados para construção de monumentos ainda hoje existentes, tais como as construções romanas e as pirâmides egípcias, como referido anteriormente. Hoje em dia, devido aos efeitos ambientais, exigem-se soluções cada vez mais ecológicas e sabendo que os materiais ativados alcalinamente têm uma emissão de CO_2 cerca de 90% menor que a do cimento, faz com que estes ganhem cada vez mais interesse no seio da comunidade científica (Davidovits, 1996).

A geopolímeração é o nome que se dá à reação química exotérmica que consiste na hidratação com um líquido altamente alcalino de um material com elevado teor em sílica e alumina (alumino-silicatos) (Sepúlveda, 2007).

Os ativadores mais utilizados na obtenção de geopolímeros são uma combinação de hidróxido de sódio (NaOH) ou de potássio (KOH) com Silicato de sódio ($nSiO_2Na_2O$) ou de Potássio ($nSiO_2K_2O$). Designam-se de ativadores compostos por conterem dois produtos. Algumas investigações concluíram que as reações se desenvolvem mais rapidamente quando existem silicatos solúveis de sódio ou potássio. A mistura ideal deve ser feita primeiro com os materiais sólidos e posteriormente misturados com o ativador (Torgal e Jalali, 2009).

Entre as inúmeras vantagens destes materiais, salientam-se as resistências mecânicas que os ligantes geopoliméricos apresentam em poucas horas, tal como a elevada resistência ao fogo, ao gelo-degelo e a ataques químicos (Pinto, 2006). Os Geopolímeros são caracterizados por materiais amorfos ou pouco cristalinos, alcançando a fase de endurecimento de um modo bastante rápido (Pinto, 2004).

Relativamente à durabilidade, os geopolímeros estão em vantagem em relação ao CP, devido à elevada inércia e à estabilidade química. O mesmo acontece com a resistência ao fogo, devido à natureza química do ligante geopolimérico (Pinto, 2004).

2.3 Controlo de fissuração

O controlo de fissuração está associado à necessidade de garantir um bom comportamento dos elementos da estrutura nas situações correntes, para as quais esta foi efetivamente concebida. Só se consegue este bom comportamento fazendo um controlo adequado da fendilhação e limitando a deformação das estruturas (Camara, 2015).

O bom funcionamento de uma estrutura está associado às necessidades estéticas, funcionais e de durabilidade. Sabendo que o aparecimento de fissuras em peças de betão armado é um

fenómeno inevitável, resta analisar e perceber da melhor forma possível, para assim poder controlar este fenómeno (Appleton, 2013).

Em particular, uma fissura ocorre sempre que o material não consegue suportar uma dada extensão e/ou tensão positiva. Em geral, o aparecimento das fissuras pode dever-se a esforços de tração, flexão, corte e torção a que as peças de betão armado estão sujeitas. As fendas relativas a cada um destes esforços manifestam-se de maneira diferente, quer em forma, quer em abertura. Há ainda outros fenómenos que podem ser potenciadores do aparecimento, abertura e evolução das fissuras; entre eles, e de extrema importância, estão os efeitos diferidos, tempo e processo de cura e as condições climáticas (Figueiras, 1997).

O betão considerado normal é constituído por cimento e agregados que, para desencadear as reações químicas entre estes necessita da adição de água. Dentro dos seus três constituintes pode destacar-se a quantidade de água como decisiva em termos de compacidade, porosidade, permeabilidade e condicionante da resistência mecânica que pode induzir a fissuração. Já o cimento, ligante hidráulico, aquando das reações de hidratação gera calor que induz ao aparecimento de tensões, traduzidas por tensões de tração nas superfícies e de compressão no interior. Quando essas tensões de tração ultrapassam a resistência à tração do betão dá-se a fendilhação. Sendo que, quanto menor a razão água/ligante, menor é a porosidade do betão, então obtém-se uma melhor resistência usando menos água; é o princípio utilizado pelos plastificantes (Figueiras, 1997).

Aspetos não menos importantes para se conseguir reduzir, retardar ou limitar a fendilhação são o recobrimento mínimo que deve ser garantido de acordo com as condições de agressão ambiental e o local onde a estrutura é concebida. Outro aspeto relevante é a compactação do material na altura da betonagem. É conseguido com o auxílio de vibradores colocados entre as armaduras no interior das peças (Cachim e Morais, 2013).

Por forma a avaliar as deformações e as fissuras, existem diversos tipos de metodologias, algumas delas analisadas mais a frente nesta dissertação.

2.4 Comportamento de uma peça de betão armado

Uma peça de betão simples não explora minimamente a capacidade resistente do material à compressão, uma vez que a tensão que o material consegue mobilizar à tração é muito inferior à que é passível de ser mobilizada à compressão. Tal facto deve-se ao aparecimento de fendas na zona onde a peça está solicitada à tração, assim que a extensão máxima é ultrapassada. Para aumentar a capacidade resistente à tração da peça, introduzem-se armaduras de aço nessas mesmas zonas, por forma a que o esforço de tração seja absorvido por este material com elevada resistência (Camara, 2015).

No comportamento de uma secção de BA sujeita a tração, é possível identificar dois estados (Figueiras, 1997):

- Estado I - as tenções permanecem abaixo do valor resistente de tração do betão, logo, o elemento não está fendilhado. Neste estado a peça tem um comportamento elástico;
- Estado II - a solicitação ultrapassa o valor resistente de tração do betão, logo, deixa de absorver tensões de tração, passando o aço a absorver essas tenções. Este estado corresponde à secção fendilhada.

Estas duas fases estão bem ilustradas na Figura 2.1, onde se observa a relação entre a tensão e a deformação de uma peça sujeita a tração pura.

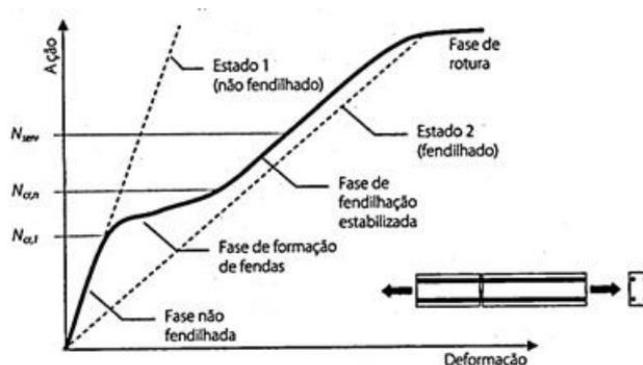


Figura 2.1 - Comportamento de uma peça tracionada (Cachim e Morais, 2013).

Pode dizer-se que uma peça entrou em rotura quando a sua armadura ultrapassa o seu limite de elasticidade (2,5‰ para aço A500), designado por cedência das armaduras, sendo que normalmente, a rotura só se dá efetivamente para este tipo de aço quando as suas extensões se situam entre valores da ordem dos 6% a 8% (Figueiras 1997), ou seja, verifica-se um patamar de plastificação (Estado III), após o qual se dá a rotura.

Uma peça de BA sujeita a flexão evidencia um comportamento semelhante.

2.5 Causas de fendilhação

2.5.1 Fendilhação devida a ações diretas

Uma secção de uma peça de betão está sujeita a variados tipos de esforços devidos a cargas aplicadas. Quando estas cargas geram extensões de tração superiores à resistência do material, criam-se fendas de diferentes tipos, de acordo com o tipo de esforço a que a peça foi sujeita (Figueiras, 1997).

Na Figura 2.2 apresentam-se alguns tipos de fendas:

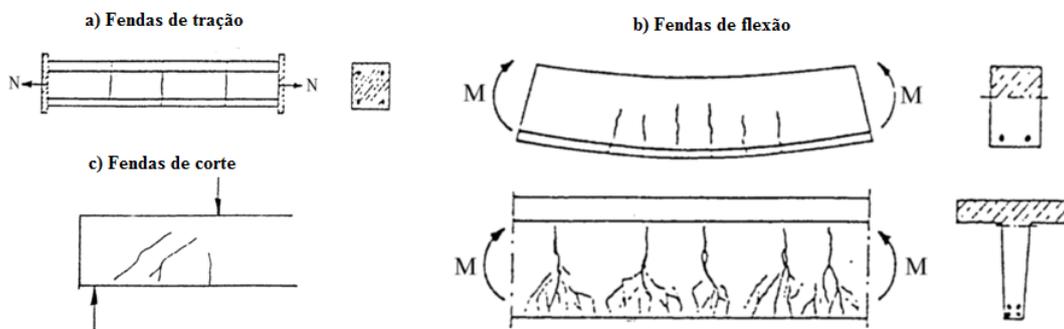


Figura 2.2 - Fendilhação devida a cargas aplicadas (Figueiras, 1997).

2.5.2 Fendilhação devido a deformações impostas

Estruturas hiperestáticas sujeitas a deformações para além daquelas para que foram concebidas, ficam sujeitas a extensões extra. Quanto mais rígida for a estrutura e as suas ligações, maiores serão essas extensões, e conseqüente aparecimento de fendas, nos elementos mais flexíveis. As causas das deformações acima referidas podem ser diversas, entre as quais, o assentamento diferencial das fundações, a retração do betão ou as variações de temperatura. Uma forma de evitar tais esforços, devidos a deformações em obras de engenharia, consiste por exemplo na aplicação de juntas de dilatação entre os elementos da estrutura (Figueiras, 1997).

2.5.3 Fendilhação devida à retração plástica e ao assentamento do betão fresco

Este tipo de fendilhação é causada pela rápida perda da água na superfície do betão, quer seja por evaporação, por absorção do agregado, ou mesmo pela cofragem. Esta perda repentina de água leva à diminuição de volume do betão e conseqüente assentamento do betão. Neste caso, as armaduras não conseguem ajudar no controlo da fendilhação; podem até prejudicar, uma vez que não permitem um assentamento uniforme do betão, criando fendas ao longo dos varões da armadura superior (Figueiras, 1997).

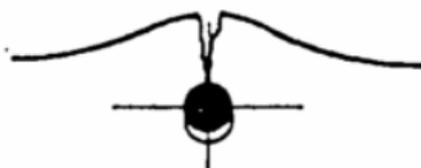


Figura 2.3 - Fendas de assentamento ao longo do varão (Figueiras, 1997).

2.5.4 Fendilhação devida à corrosão

Os produtos resultantes da corrosão das armaduras ocupam um volume 2 a 3 vezes superior ao do material que lhe deu origem, criando assim deformações que tendem a afastar o betão das armaduras. Uma vez que a camada de betão mais fina e mais débil é a camada do recobrimento, este fenómeno pode potenciar a fendilhação ou até mesmo o destacamento desta camada protetora da peça de betão. Este tipo de fendilhação tende a evoluir com o passar do tempo, uma vez que é uma reação em cadeia (Figueiras, 1997).

2.6 Momento de Fissuração

Inicialmente, um elemento de betão sujeito à flexão percorre uma fase elástica linear até ao momento em que se atinge o valor médio da resistência de tração do betão (f_{ctm}), de acordo com o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2004). A esta tensão, corresponde uma dada extensão limite de resistência. Como foi referido anteriormente, ultrapassando esta extensão, a peça começa a fendilhar. É nesse momento que o EC2 considera ter sido atingido o momento de fissuração da peça (M_{cr}). Apesar de não ser explicitada nenhuma expressão para cálculo deste valor. A expressão (2.1) pode ser encontrada no Modal Code 1990 (CEB-FIP, 1993), para uma secção transversal retangular de altura h e largura b .

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{ctm} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{ctm} \quad (2.1)$$

Esta metodologia tem algumas condicionantes: assume-se o comportamento elástico linear da secção plana de betão não fendilhada; a posição do eixo neutro situa-se a meia secção; e despreza a contribuição das armaduras.

2.7 Formulas simplificadas

Este cálculo é mencionado em (Lima, *et al.* 1985), e baseia-se nas dimensões da secção transversal, b e h , e no valor do momento fletor atuante, M , o qual determina o momento reduzido, μ :

$$\mu = \frac{M}{bh^2 f_c} \quad (2.2)$$

Onde f_c é usualmente dado pelo valor da resistência do betão à compressão. De seguida, a taxa mecânica da armadura tracionada é dada por ω ;

$$\omega = \mu(1 + \mu) \quad (2.3)$$

Assim é possível, conhecendo ω obter a quantidade de armadura A_s .

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sy}}{b \cdot h \cdot f_c} \quad (2.4)$$

Caso se pretenda avaliar os valores máximos utiliza-se f_{su} e f_c nas expressões anteriores. Esta metodologia também foi adaptada para calcular o momento reduzido de fissuração μ_{cr} . Neste caso, usa-se o valor da tenção resistente à tração do material f_t em vez de f_c .

2.8 Metodologias de cálculo de abertura de fendas

2.8.1 Eurocódigo 2 (Método Indireto)

O EC2 prevê o controlo de fendas, por forma a evitar valores de abertura de fendas não controladas, caso se usem as disposições e quantidades mínimas de armadura. Assim o Eurocódigo impõe uma área mínima de armadura na zona tracionada $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (2.5)$$

Onde, k_c é o coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção e o braço do binário, k o coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, A_{ct} é a área de betão tracionado, σ_s é o valor absoluto de tensão máxima admissível na armadura após a formação da fenda e $f_{ct,ef}$ assume o valor de f_{ctm} .

Este método tem também como pressupostos, a limitação dos diâmetros dos varões a utilizar bem como o espaçamento entre eles em função da tensão na armadura e do limite de abertura de fendas w_{max} . Como é possível observar os seus valores nos quadros que se seguem:

Quadro 2.1 - Diâmetros máximos dos varões para controlo de fendilhação.

Tensão no aço (Mpa)	Diâmetros máximos dos varões (mm)		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Quadro 2.2 – Espaçamento máximo dos varões para controlo de fendilhação.

Tensão no aço (Mpa)	Espaçamento máximos dos varões (mm)		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

2.8.2 Eurocódigo 2 (Método Direto)

O método direto baseia-se numa metodologia mais elaborada que a anterior; consiste em verificar a condição:

$$w_k \leq w_{max} \quad (2.6)$$

Em que w_k é a abertura de fendas calculada e w_{max} representa o limite regulamentar de abertura de fendas, em função da classe de exposição do betão. Para as classes de exposição XC2, XC3, XC4, para elementos de betão armado recomenda-se $w_{max}=0,3\text{mm}$, considerando a combinação quase permanente de ações.

O valor característico da abertura de fendas w_k , pode ser estimado pela expressão:

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\mathcal{E}_{sm} - \mathcal{E}_{cm}) \quad (2.7)$$

Onde, \mathcal{E}_{sm} é a extensão média da armadura, \mathcal{E}_{cm} a extensão média no betão entre fendas e $S_{r,max}$ é a distância máxima entre fendas. Caso a distância entre eixos seja inferior a $5(c + \phi/2)$, esta distância calcula-se de acordo com a expressão (2.8). Onde c representa o recobrimento da armadura e ϕ representa o diâmetro da armadura.

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (2.8)$$

Onde, k_1 tem em conta as propriedades aderentes dos varões, k_2 a forma de distribuição de extensão na secção e k_3 e k_4 estão indicados no anexo nacional, assumido os valores 3,4 e 0,425, respetivamente. Caso haja varões de diâmetros diferentes na secção, deverá calcular-se ϕ_{eq} de acordo com a expressão (2.9).

$$\Phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \Phi_1^2 + n_2 \cdot \Phi_2^2}{n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2} \quad (2.9)$$

A percentagem de armadura da secção de betão efetiva $\rho_{p,eff}$, para armaduras não pré-esforçadas é calculada por:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (2.10)$$

Onde, $A_{c,eff}$ se obtém multiplicando b por $h_{c,ef}$.

$$h_{c,ef} = \min \left[2,5 \cdot (h - d); \frac{(h - x)}{3}; \frac{h}{2} \right] \quad (2.11)$$

Onde x representa a posição do eixo neutro e d a altura útil da secção. Caso o espaçamento referido anteriormente seja superior a $5(c + \phi/2)$, ou se não existirem armaduras na zona tracionada, deve usar-se:

$$S_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (2.12)$$

Por fim, o EC2 sugere que a extensão média relativa entre o aço e o betão seja calculada a partir da expressão (2.13):

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.13)$$

Onde, k_t é um coeficiente da duração do carregamento, $\alpha_e = E_s/E_{cm}$, traduz o quociente entre os valores médios dos módulos de elasticidade do aço e do betão e σ_s a tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada.

2.8.3 Método ACI

O método proposto no ACI “Manual of Concrete Practice” (1994), utiliza a expressão seguinte calculo de abertura de fendas w :

$$w = 2,2\beta\varepsilon_s^3\sqrt{d_c A} \quad (2.14)$$

Onde, β representa a relação entre a distância entre a face de tração ao eixo neutro e a distância entre o eixo da armadura tracionada do aço e o eixo neutro; ε_s representa a extensão no aço tracionado devido à carga aplicada; d_c é o recobrimento em relação ao eixo da armadura tracionada; e A representa a área envolvente de cada varão das armaduras tracionadas, podendo ser calculada pelo produto da largura da secção pelo dobro do recobrimento, dividida pelo número de varões de aço.

2.8.4 Método Simplificado

Como pode ser analisado, o método direto do EC2 e o método ACI têm em comum o facto da abertura de fendas w ser proporcional à extensão de tração no aço \mathcal{E}_s , também comprovado por (Abreu, 2012). Assim é fácil relacionar estes dois valores através de uma constante, como exemplifica a equação seguinte

$$w = k_w \cdot \mathcal{E}_s \quad (2.15)$$

Desta forma, ajustando o valor de k_w , a caso concreto, pode ser possível estabelecer uma relação que posteriormente permita estimar simplificada a abertura de fendas.

2.9 Metodologias teóricas de avaliação do comportamento das vigas

2.9.1 Programa ANL

Por forma a obter alguns parâmetros teóricos das vigas em questão, quer para programação dos ensaios, quer para comparações entre estes e os valores experimentais, usou-se um programa desenvolvido por (Lopes,A 2005), no qual tem vindo a ser utilizado e adaptado a várias realidades desde então (Lopes,S *et al.*, 2011), (Lopes,S *et al.*, 2013), (Lopes,A *et al.*, 2013) e (Lopes,S *et al.*,2014).

2.9.1.1 Diagrama momento-curvatura

Este programa determina o diagrama momento-curvatura de uma secção retangular sujeita a flexão pura. Este programa, para além dos valores do momento, permite obter a evolução das extensões quer do material, neste caso, metacaulino castanho, quer do aço. É com esta extensão do aço que se operacionaliza a metodologia no ponto 2.8.4. Desta forma, permite descobrir a posição do eixo neutro na peça, à medida que o momento aumenta. Tendo a posição do eixo neutro, pode facilmente estimar-se os valores teóricos do comprimento de fendas L_{cr} .

Foi introduzido no programa as medidas das vigas e as características resistentes dos materiais que as constituem.

2.9.1.2 Metodologia ANL

O programa ANL baseia-se num algoritmo de análise incremental não linear do material e na teoria de Timoshenko. Este programa, tendo por base os dados do momento-curvatura anteriormente mencionado, determina a deformação das vigas de secção retangular. É necessário fornecer ao programa as características dos carregamentos, ligações externas da estrutura e a discretização da estrutura.

2.9.2 Metodologia EC2

Ao longo desta dissertação foi adotada uma metodologia, denominada de EC2, por forma a poder ser comparada com os valores experimentais. A carga do ponto de fissuração P_{cr} é estimada com base no momento de fissuração apresentado no ponto 2.6. Através das fórmulas simplificadas, ponto 2.7, é possível obter os valores da carga no ponto de cedência P_y , usando na fórmula (2.4) os valores f_{cm} e f_{sym} , e os valores no ponto de carga máxima $P_{máx}$ usando na fórmula (2.4) os valores f_{cm} e f_{sum} , atendendo às diferentes características que o aço vai assumindo nos diferentes estados.

Para o cálculo dos valores dos deslocamentos (flechas), correspondentes a cada ponto característico, foram utilizados diferentes procedimentos. O deslocamento de fissuração d_{cr} foi obtido através da integração numérica dos momentos fletores M_{01} , recorrendo à seguinte expressão:

$$d_{cr} = \frac{1}{EI} \int_0^l b_{01} \cdot M_{01} dl \quad (2.16)$$

Onde b_{01} representa o diagrama de momentos da carga unitária e EI a rigidez de flexão em fase elástica. Os deslocamentos correspondentes ao ponto de cedência d_y e ao ponto de carga máxima $d_{máx}$ serão estimados através da rigidez do estado respetivo. Isto é, conhecendo o valor da carga correspondente, P , e o declive da reta, dado pelo valor da rigidez, é possível avaliar a abcissa correspondente, d .

No comportamento geral de uma viga, a rigidez da fase não fendilhada, (Estado I), pode ser avaliada pela expressão:

$$K_I = \frac{P_{cr}}{d_{cr}} \quad (2.17)$$

Relativamente ao estado fendilhado (Estado II), o Anexo H, do EC2, sugere que a rigidez para um elemento de contraventamento fendilhado, a seguinte relação:

$$K_{II} = 0,4 E_{cd} I_c \approx \frac{E_{cd} I_c}{3} \quad (2.18)$$

Portanto, no comportamento global da viga, a rigidez do Estado II pode ser estimada assumindo 1/3 do valor da rigidez do estado I. No patamar de plastificação (Estado III), a rigidez K_{III} pode ser estimada com base na variação das características do aço entre a fase elástica e a fase plástica, usando:

$$\frac{K_{III}}{K_{II}} \approx \frac{K_{2aço}}{K_{1aço}} \quad (2.12)$$

A rigidez na fase elástica do aço $K_{Iaço}$ tem o valor do módulo de elasticidade (200GPa) e a rigidez $K_{2aço}$ pode ser avaliada pela expressão seguinte:

$$K_{2aço} = \frac{f_{sum} - f_{sym}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}} \quad (2.11)$$

Com f_{sym} e f_{sum} , valores médios da resistência do aço à tração, e ϵ_{sy} e ϵ_{su} , extensões correspondentes aos mesmos.

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Como verificado no capítulo anterior, os materiais ativados alcalinamente ainda não foram muito explorados a nível do seu comportamento estrutural. Dessa forma, este trabalho tem como principal objetivo o estudo da fendilhação de 14 vigas, subdivididas em três grupos com características distintas, para assim se poder retirar conclusões mais abrangentes.

Neste capítulo pretende-se descrever as características dos materiais constituintes das vigas, bem como os procedimentos para a sua preparação, elaboração e ensaio.

3.1 Características das vigas

O trabalho desenvolvido em torno de materiais ativados alcalinamente só faz sentido quando confrontado com materiais e resultados já existentes. Por outro lado, o trabalho laboratorial é condicionado pela falta de disponibilidade física do Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções (LEMEC), quer em termos de recursos humanos, quer em termos de materiais e equipamento. Assim, decidiu-se construir as vigas a uma escala reduzida com um comprimento $L=150cm$, largura $b=10cm$ e altura $h=15cm$. Esta decisão permite comparar com alguns resultados de investigações realizadas anteriormente nesta mesma instituição, (Gonçalves, 2014), (Ribeiro, 2014) e (Carreira, 2015), nas mesmas condições.

Tendo como objetivo final levar as vigas à sua rotura por flexão simples, o esquema de ensaio adotado teria de proporcionar uma zona de estudo em que fosse possível obter isoladamente o momento fletor, de modo a poder efetuar a sua análise pormenorizadamente. Assim, a ação foi aplicada de forma simétrica, através de duas cargas pontuais que distavam entre si 45 cm. Os apoios, também eles simétricos, foram colocados a 5cm das extremidades das vigas. Estes pormenores do esquema de ensaio podem ser analisados na Figura 3.1.

Analisando agora os esforços existentes nas diferentes zonas da viga, identificam-se facilmente duas zonas distintas: a zona central, com esforço transversal nulo e momento constante; as zonas de extremidade, onde o esforço transversal é constante e o momento é variável. Esta zona central é de extrema importância, não só para a colocação do equipamento de medição, por exemplo os extensómetros, mas principalmente para zona de estudo e análise da evolução da fissuração, na medida em que se trata de uma zona com momento praticamente constante.

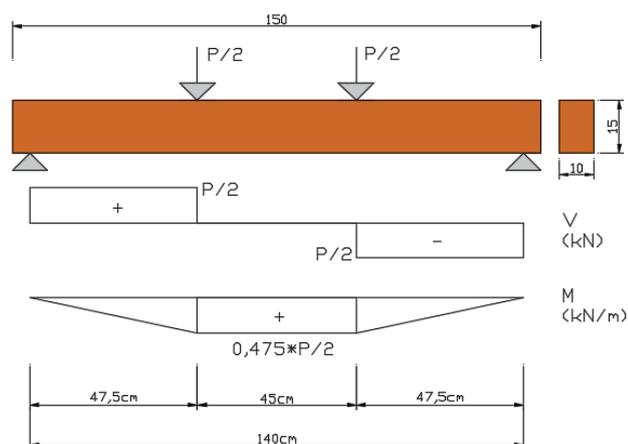


Figura 3.1 - Esquema de carga e diagramas de esforços no ensaio.

Como já assinalado, foram construídos 3 grupos de vigas, de acordo com o indicado no Quadro 3.1. No primeiro grupo, designado por $R\acute{o}$, fez-se variar a armadura longitudinal de tração A_s , por forma a percorrer algumas das taxas de armaduras ρ mais usadas na construção de vigas comuns de betão armado; a armadura de compressão utilizada foi $A'_s=2\phi6$; na zona central usaram-se estribos de 2 ramos, de diâmetro $\phi4$, espaçados de 7cm . No segundo grupo de vigas, designadas por s , tem-se como objetivo aferir de que forma o espaçamento dos estribos influencia o aparecimento, espaçamento e evolução das fendas. Assim sendo, usando-se estribos de 2 ramos de $\phi4$, fez-se variar o espaçamento entre eles s , na zona central, sujeita a momento constante; foram adotados os espaçamentos de 14cm , 10cm , 7cm e 4cm , até à viga sem estribos; usou-se $A_s=2\phi8$ nas Vigas S14, S7 e S0 e $A_s=3\phi8$ nas Vigas S10 e S4. Na verdade, as vigas foram construídas com $A_s=3\phi8$, mas procedeu-se a algumas alterações nos ensaios. Estas alterações são adiante justificadas. No terceiro grupo de vigas, designado por β , pretende-se verificar de que forma o comportamento da viga, mais concretamente a fendilhação, pode ser influenciado pela quantidade de armadura de compressão. Assim sendo, usou-se em todas as vigas deste grupo $A'_s=A_s$, ou seja, vigas $\beta=1$. Usou-se também estribos de 2 ramos de $\phi4$ espaçados de 7cm na zona central.

Quadro 3.1 - Armadura das vigas

Grupo	Viga	A_s		ρ (%)	A'_s		A_{sw}	
		ϕ (mm)	Área (cm ²)		ϕ (mm)	Área (cm ²)	Z. Central	Z. Apoios
Ró	Ró4 ϕ 8	4 ϕ 8	2,01	1,34	2 ϕ 6	0,57	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,07
	Ró3 ϕ 8	3 ϕ 8	1,51	0,98	2 ϕ 6	0,57	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,07
	Ró4 ϕ 6	4 ϕ 6	1,13	0,74	2 ϕ 6	0,57	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,05
	Ró3 ϕ 6	3 ϕ 6	0,85	0,55	2 ϕ 6	0,57	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,05
	Ró2 ϕ 6	2 ϕ 6	0,57	0,38	2 ϕ 6	0,57	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,05
S	S4	3 ϕ 8	1,51	1,00	2 ϕ 8	1,01	E2R ϕ 4//0,04	E2R ϕ 4//0,05
	S7	2 ϕ 8	1,01	0,65	3 ϕ 8	1,51	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,05
	S10	3 ϕ 8	1,51	0,99	2 ϕ 8	1,01	E2R ϕ 4//0,10	E2R ϕ 4//0,05
	S14	2 ϕ 8	1,01	0,67	3 ϕ 8	1,51	E2R ϕ 4//0,14	E2R ϕ 4//0,05
	S0	2 ϕ 8	1,01	0,65	3 ϕ 8	1,51	S/ estribos	E2R ϕ 4//0,05
β	β 4 ϕ 8	4 ϕ 8	2,01	1,30	4 ϕ 8	2,01	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,05
	β 4 ϕ 4	4 ϕ 4	0,50	0,33	4 ϕ 4	0,50	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,07
	β 3 ϕ 4	3 ϕ 4	0,38	0,25	3 ϕ 4	0,38	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,07
	β 2 ϕ 4	2 ϕ 4	0,25	0,16	2 ϕ 4	0,25	E2R ϕ 4//0,07	E2R ϕ 4//0,07

De salientar que foi necessário em algumas vigas reduzir o espaçamento dos estribos na zona dos apoios por forma a garantir que não ocorra ruína da viga por esforço transversal. Em todas as vigas de todos os grupos, face às dimensões das vigas, o recobrimento usado foi de apenas *1cm*. Este recobrimento foi garantido com recurso a pedaços de metal cortados com *1cm*, colocados entre a armadura e a cofragem. O reduzido recobrimento impediu o recurso aos agregados normalmente usados em vigas convencionais de Betão Armado; nomeadamente as britas. Neste contexto, recorreu-se apenas à areia.

No Quadro 3.2 são indicadas as dimensões globais das vigas construídas. A largura *b* e a altura *h* resultam da média de 3 dimensões medidas na zona central; o comprimento corresponde à dimensão medida na parte inferior da viga; os pesos correspondem a duas medidas, uma após descofragem, e outra imediatamente antes do ensaio. De salientar a perda de cerca de 7% do peso inicial.

Quadro 3.2 - Dimensões e peso das vigas.

Grupo	Viga	Largura (mm)	Altura (mm)	L (cm)	Peso		
					Húmido	Seco	%
Ró	Ró4φ8	99,33	151,33	149,70	50,70	47,45	6,85
	Ró3φ8	101,33	151,83	149,80	50,45	47,25	6,77
	Ró4φ6	101,17	151,00	149,80	50,00	46,75	6,95
	Ró3φ6	101,50	151,33	149,80	49,95	46,70	6,96
	Ró2φ6	98,00	150,50	149,90	48,60	45,25	7,40
S	S0	101,80	151,17	149,60	51,05	47,75	6,91
	S14	99,00	150,83	149,80	50,30	47,10	6,79
	S10	100,47	151,50	150,00	50,95	47,75	6,70
	S7	101,33	151,67	149,90	51,10	47,85	6,79
	S4	99,50	151,67	149,80	51,20	47,90	6,89
β	β4φ8	102,60	150,37	150,20	52,60	49,50	6,26
	β4φ4	100,37	151,40	150,20	49,45	46,25	6,92
	β3φ4	101,10	151,13	150,00	49,40	46,15	7,04
	β2φ4	103,37	150,07	150,10	49,00	45,75	7,10

Importa referir que em todas as vigas era suposto ter-se uma secção com $b=10\text{cm}$ e $h=15\text{cm}$. Tal não foi conseguido devido a pequenas imperfeições incutidas pelas placas de cofragem do molde utilizado.

Após a descofragem das vigas, verificou-se a existência de alguns vazios, resultado da vibração incompleta das mesmas. Recordar-se da dificuldade de vibração de vigas efetuadas a uma escala tão reduzida. Verificou-se ainda algumas manchas brancas nas faces das vigas, com tendência para se acentuar à medida que estas iam secando após a sua descofragem.

De salientar que não foram verificadas nenhuma fissuras nem imperfeições derivadas à retração e fluência do material até ao dia do seu ensaio. Isso leva-nos a crer que este material tem coeficientes de retração e fluência muito inferiores aos do Betão Armado. Ainda assim foram tomadas medidas para evitar a perda de água repentina, após colocação do material nos moldes, envolvendo as vigas e provetes em filme plástico.

3.2 Materiais

3.2.1 Execução das Armaduras

Na execução das armaduras foram utilizados varões de diâmetro $\phi 6$ e $\phi 8$, com $6m$ de comprimento, e de diâmetro $\phi 4$, em rolo, tendo todos os pormenores da armadura sido elaborados no LEMEC. Para a armadura longitudinal utilizou-se varões de $\phi 4$, $\phi 6$ e $\phi 8$. Os estribos foram dobrados manualmente com o maior rigor possível para que de alguma forma se evitassem variações das dimensões previstas para as vigas. Em todos os estribos foi usado aço $\phi 4$.

Na elaboração das armaduras longitudinais foram adotados dois procedimentos distintos: para os varões comprimidos, adotou-se uma disposição reta, tendo sido cortados os varões com $148cm$ de comprimento; os varões tracionados, para além deste comprimento, dispunham ainda de um cotovelo a 90° , em cada extremidade, com $2cm$ de comprimento.

Os estribos foram construídos tal como se ilustra na Figura 3.2. De salientar o fecho (emenda) do estribo na parte superior, num comprimento de $40mm$. Não estando previstos esforços de tração nos ramos horizontais, esta emenda seria apenas construtiva. Ainda que esses esforços fossem mobilizados, por exemplo no caso da armadura comprimida tender a instabilizar, aquela emenda seria suficiente para garantir as necessárias condições de segurança. No entanto, importa referir que na colocação dos estribos dos 3 grupos de vigas foi adotado um procedimento incorreto: os estribos foram colocados com o seu fecho na parte comprimida e deveriam ter o seu fecho na parte tracionada da viga para evitar a sua abertura e consequente instabilidade da armadura de compressão. De facto, a emenda seria suficiente se o material de recobrimento não fosse destacado pelas condições de deformação das vigas em ensaio. Este fenómeno foi constatado durante os ensaios das vigas do primeiro grupo. Neste grupo apenas a Viga R62 $\phi 6$ rompeu por um dos varões tracionados, todas as outras instabilizaram pela armadura de compressão. Por forma a contornar esse fenómeno, decidiu-se ensaiar algumas das restantes vigas na posição invertida. De fato, ao ensaiar-se a Viga S7 verificou-se que o material na zona de compressão esmagou, mas não houve instabilização da armadura de compressão. O mesmo se verificou nas Vigas S14 e S0 (sem estribos), o que levantou a questão da influência dos estribos na instabilização da armadura de compressão. Por forma a verificar se o facto de os estribos abrirem estaria relacionado com a instabilização da armadura de compressão, as vigas S4 e S10 voltaram a ser ensaiadas na posição inicialmente programada. Tendo em conta que estas duas últimas vigas instabilizaram ao nível da armadura de compressão, duas questões se podem colocar: são os estribos que ao abrirem danificam o material à sua volta? Ou é o material que ao esmagar invalida a emenda no estribo? Ainda assim, as vigas do grupo 3 foram ensaiadas na posição invertida.



Figura 3.2 - Detalhes da armadura de uma viga tipo.

3.2.2 Cofragem

Da pouca experiência que existe, sabe-se que os materiais ativados alcalinamente, também designados por geopolímeros, têm uma grande capacidade de adesão aos metais. Se por um lado é favorável à transmissão de forças ao aço, seria extremamente difícil a sua descofragem se se utilizassem materiais metálicos na sua cofragem. Dessa forma, e por aproveitamento de material usado em estudos idênticos já realizados no LEMEC, utilizou-se um molde de placas de PVC *Palram Expandido Branco*. Devido à elevada flexibilidade deste material, foi necessário utilizar peças de madeira auxiliares, colocadas exteriormente, de modo a garantir que durante a betonagem não haveria alterações nas dimensões das vigas. O molde ilustrado na Figura 3.3 com capacidade máxima para 5 vigas, foi então utilizado por 3 vezes.



Figura 3.3 - Cofragem utilizada na construção das vigas.

3.2.3 Metacaulino

Este material foi fornecido pela empresa francesa “*Argeco*” (Argeco@, 2016) Tem um aspecto de pó de cor castanho claro. Provém da argila, e foi submetido a temperaturas de cerca de 750°C que destroem a sua estrutura cristalina, tornando-o num produto amorfo e muito fino que lhe confere uma alta reatividade derivado da sua elevada superfície específica. A composição química deste material é basicamente constituída por Sílica (SiO_2) e Alumina (Al_2O_3).

3.2.4 Areia

A areia utilizada, disponível no LEMEC, foi recolhida nas obras do nó da A14 aquando da sua construção. Na Figura 3.4 pode observar-se a curva granulométrica da areia, já utilizada em estudos anteriores. A dimensão máxima das partículas é inferior a 2mm.

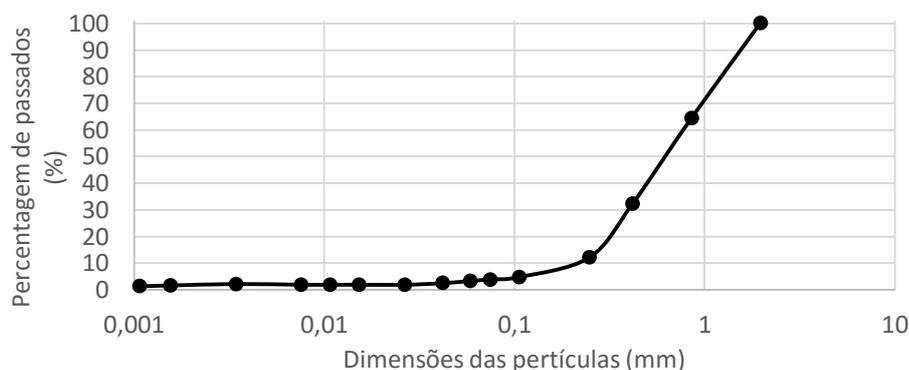


Figura 3.4 - Curva granulométrica da areia utilizada.

3.2.5 Ativador

A reação alcalina é uma reação de hidratação de óxidos presentes em alumino-silicatos com substâncias alcalinas ou alcalino-terrosas. O ativador tem a função de acelerar a reação de polimerização, principalmente quando contém silicatos solúveis de sódio ou potássio (Torgal e Jalali 2009). Vários autores afirmam que a relação em massa de silicato de sódio/hidróxido de sódio está diretamente relacionada com a resistência à compressão (Pinto, 2004) e (Oliveira, 2014). Dependendo das condições ambientais, os geopolímeros podem atingir em poucas horas resistências de dezenas de *MPa*. Assim sendo, utilizou-se um ativador composto, resultante da combinação de hidróxido de sódio (NaOH) com silicato de sódio (Na₂SiO₃).

O NaOH resulta da mistura da Soda Cáustica com água na proporção de 1kg de Soda cáustica para 2,5kg≈2,5l de água, por forma a obter uma concentração de 10M. Por sua vez, o Na₂SiO₃ foi adquirido no mercado. Assim, o ativador composto usando a proporção de 2:1 (Na₂SiO₃: NaOH). Estas decisões foram tomadas com base nas indicações de (Pinto, 2004) e trabalhos anteriores (Oliveira, 2014) e (Guerra, 2014) realizados no LEMEC.

3.2.6 Aço

Tal como referido anteriormente, para a realização dos trabalhos foram utilizados aços de diâmetros $\phi 4$, $\phi 6$ e $\phi 8$. De referir que o aço $\phi 6$ apresentava alguns sinais de corrosão em demasia para trabalhos deste tipo. Para obtenção das características resistentes foram efetuados ensaios realizados de acordo com a norma NP EN10002-1 (2006). Foram ensaiados 4 provetes de cerca de 40 cm de comprimento para cada diâmetro de aço utilizado. Os ensaios realizados, com controlo de deformação, foram executados a uma velocidade de 0,01 mm/s. Os resultados foram

obtidos através de médias ponderadas dos valores dos 4 provetes de cada tipo de aço. Estes valores podem ser analisados no Quadro 3.3, onde f_{sym} é o valor médio da tensão de cedência do aço à tração, f_{sum} o valor médio da tensão última do aço à tração e ϵ_{sum} é o valor médio da extensão última do aço no ponto da tensão máxima à tração. Pode concluir-se que se tratam de aços da classe de resistência 500MPa; A500ER no caso do $\phi 4$, e A500NR nos casos $\phi 6$ e $\phi 8$.

Quadro 3.3 - Características resistentes dos aços.

Diametro (mm)	f_{sym} (Mpa)	f_{sum} (Mpa)	f_{sum}/f_{sym}	ϵ_{sum} (%)
$\phi 4$	512	616	1,20	0,470
$\phi 6$	515	644	1,25	4,32
$\phi 8$	531	646	1,22	4,29

3.3 Geopolímero

O trabalho consistia na execução de 14 vigas, tendo estas sido subdivididas em 3 grupos distintos. Cada mistura de cada grupo foi prevista para um traço em massa (ligante: ativador: agregado) de (1:0,86:2,5), tal como é indicado no Quadro 3.4. De salientar que devido às dimensões da misturadora, a 1ª mistura foi subdividida em três partes, em percentagem de massa 32%, 32% e 28%, e a 2ª e 3ª misturas apenas em duas partes iguais.

A primeira mistura foi elaborada no dia 28 de Abril e as vigas foram descofradas no dia 2 de Maio de 2016; a mistura tinha como objetivo o preenchimento das 5 vigas, 12 provetes de 16cm de comprimento e secção quadrada de 4cm de lado e ainda 4 cubos com 15cm de aresta. Assim, decidiu-se fazer um total de 129,1L de mistura, dos quais, no fim dos trabalhos se veio a apurar uma sobra de cerca de 13 litros ($\approx 10\%$). De salientar também que se começou por preencher as vigas e só depois os cubos e provetes para ensaio do material. Verificou-se que na primeira betoneira de mistura o material estava um pouco menos trabalhável; em princípio, parte da fase líquida serviu para humedecer a misturadora. Este aspeto não se verificou nas misturas seguintes.

A segunda e terceira mistura foram programadas e executadas igualmente, quer em forma, quer em quantidade. A segunda e a terceira misturas foram realizadas nos dias 3 e 20 de Maio de 2016 e as vigas foram descofradas nos dias 6 e 23 de Maio de 2016, respetivamente. Depois das sobras verificadas na primeira mistura optou-se por retirar 13 litros ao volume total de mistura, tendo cada uma um volume igual a 116,1L. De salientar também que para evitar a pouca trabalhabilidade verificada na primeira subdivisão da mistura, foi adicionado 300g de ativador à primeira parte, valor esse retirado na segunda parte. De referir ainda que nestas misturas apenas se fez 6 provetes 160mm*40mm*40mm, em vez dos 12 realizados na primeira.

Quadro 3.4 - Quantidades de material por mistura.

	Traço	Ligante	Ativador	Agregado	Volume
1ª Mistura	(1:0,86:2,5)	69,3kg	59,6kg	173,3kg	129,1L
2ª Mistura	(1:0,86:2,5)	62,3kg	53,6kg	155,9kg	116,1L
3ª Mistura	(1:0,86:2,5)	62,3kg	53,6kg	155,9kg	116,1L

3.3.1 Ensaios de tração por flexão em fase elástica

Por forma a estimar o módulo de elasticidade do geopolímero, utilizaram-se os provetes de dimensões $160\text{mm} \times 40\text{mm} \times 40\text{mm}$, sobre os quais foram realizados alguns ensaios não destrutivos para avaliar a evolução da resistência ao longo do tempo. O esquema simétrico de ensaio, difere do sugerido na norma NP EN12390-5 (2009) no facto de terem sido utilizadas duas cargas pontuais, por forma a sujeitar os provetes a momento fletor constante na zona entre cargas; interessava colar aí o extensómetro. De salientar ainda que os roletes que transmitem as forças ao material estão soldados às placas metálicas. O esquema de ensaio pode ser visualizado mais pormenorizadamente na Figura 3.5.

O ensaio tem como base teórica a lei de Hook, podendo assim determinar-se o módulo de elasticidade E tendo em conta a relação entre a tensão σ aplicada e a extensão ε verificada no material. A tensão depende diretamente da carga aplicada P , da dimensão L entre qualquer apoio e a carga mais próxima, e depende inversamente das dimensões da secção transversal; largura b e altura h . refira-se terem sido utilizados os valores efetivos dos provetes.

Assim:

$$\sigma = \frac{P \cdot L}{b \cdot h^2} \quad (3.1)$$

e

$$E = \frac{P \cdot L}{b \cdot h^2 \varepsilon} \quad (3.2)$$

A extensão ε foi medida experimentalmente através do extensómetro colocado no centro da face inferior do provete. O ensaio consiste na aplicação manual de cargas normalizadas, e correspondente leitura das medições da extensão com o auxílio do “DataLogger”, onde estava ligado o extensómetro. A carga total aplicada foi cerca de 220N , garantindo assim que o material não ultrapassava a fase elástica. De salientar que apenas se conseguiam obter resultados credíveis quando ultrapassadas 48h após a colagem do extensómetro nos provetes. Também estes resultados merecem ser olhados com ressalva devido à extrema sensibilidade que os extensómetros têm perante possíveis campos eletromagnéticos existentes no ambiente de ensaio e da margem de erro possível nas leituras $\sim 0,9\% \sim 22\% \sim 4\%$. Os resultados finais foram calculados tendo em conta a média das medições efetuadas para cada mistura. Na Mistura 1

obteve-se um valor médio do módulo de elasticidade de cerca de $E_m=15,8 \text{ GPa}$, na mistura 2 $E_m=17,3 \text{ GPa}$ e na mistura 3 $E_m=17,2 \text{ GPa}$. De salientar o desvio entre o valor alcançado na primeira mistura perante os resultados das segunda e terceira, $\sim 10\%$. Este desvio pode estar relacionado com o facto da primeira mistura ter sido elaborada com algumas diferenças das restantes, como mencionado anteriormente, podendo desta forma ter afetado as características resistentes do material.

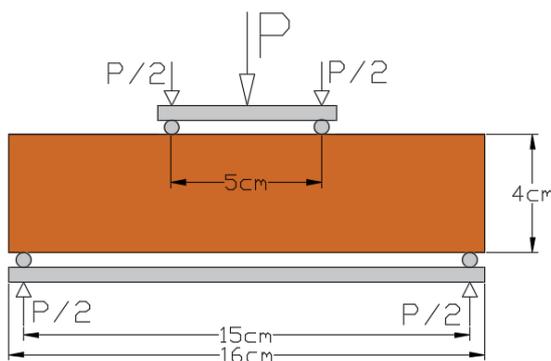


Figura 3.5 - Esquema de ensaio para medição do módulo de elasticidade.

3.3.2 Ensaios de rotura à tração por flexão

Estes ensaios foram realizados o mesmo esquema de ensaio representado na Figura 3.5, tal como se pode ver na Figura 3.6. A principal diferença reside na forma como a força é aplicada. Neste caso, recorreu-se à prensa hidráulica para aplicar a ação com controlo de deformação, a uma velocidade de $0,003 \text{ mm/s}$ até se verificar a rotura do provete. Esta velocidade foi escolhida de modo a garantir um ensaio semi-estático; 3 min no mínimo. O valor da tensão resistente de tração por flexão f_{ct} é calculada, provete a provete, através da seguinte expressão:

$$f_{ct} = \frac{FL}{bh^2} \quad (3.3)$$

Assim sendo, o valor médio da tensão resistente de tração por flexão, para a primeira mistura foi de $f_{tm}=4,7 \text{ MPa}$, para a segunda $f_{tm}=5,2 \text{ MPa}$ e para a terceira $f_{tm}=5,3 \text{ MPa}$. Também estes resultados revelam algum desvio ($\sim 10\%$) entre a primeira mistura e as restantes, possivelmente pelas mesmas razões descritas no ponto anterior.

3.3.3 Ensaios de rotura à compressão

Este ensaio foi efetuado seguindo a norma NP EN196-1 (2006) e tem como objetivo a determinação do valor da tensão resistente à compressão f_c . Foram utilizadas as duas metades de cada provete resultante do ensaio de rotura à tração por flexão para serem ensaiadas agora à compressão. Cada metade foi ensaiada na prensa hidráulica, com controlo de deformação, a

uma velocidade constante de $0,007\text{mm/s}$, até à rotura do material. O ensaio é apresentado na Figura 3.7. O valor da resistência à compressão f_c é calculada a partir da seguinte expressão:

$$f_c = \frac{F}{b^2} \quad (3.4)$$

Assim sendo, o valor médio da tensão resistente à compressão é avaliado pela média dos resultados obtidos nos provetes de cada mistura; para a mistura 1 obteve-se $f_{cm}=30,4\text{MPa}$, para a mistura 2 $f_{cm}=34,1\text{MPa}$ e para a mistura 3 $f_{cm}=33,3\text{MPa}$. Também aqui foi detetado um desvio de cerca de 10% nos valores da resistência da 1ª mistura.



Figura 3.6 - Ensaio de rotura à tração por flexão.



Figura 3.7 - Ensaio à rotura por compressão.

Como referido anteriormente, aquando da execução das vigas, foram preparados 4 cubos com 15cm de aresta, como solicita a norma NP EN10002-1 (2006), por cada uma das misturas. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma NP EN12390-3 (2011). Após análise dos resultados, verificou-se uma grande disparidade com os resultados anteriores. Uma possível causa desta disparidade reside nos efeitos dinâmicos associados aos ensaios dos cubos, relacionados com a elevada velocidade de aplicação da carga, ou o reduzido tempo necessário para que os cubos entrassem em rotura. Neste contexto, decidiu-se utilizar apenas os valores obtidos nos ensaios de rotura à compressão dos provetes $160\text{mm}*40\text{mm}*40\text{mm}$.

3.4 Esquema e programação de ensaio

O esquema de ensaio laboratorial segue as diretivas do esquema teórico apresentado na Figura 3.1. Neste esquema teórico foi desprezado o peso próprio da viga uma vez que na realidade, o zero inicial também o irá eliminar. O ensaio tem como suporte um pórtico plano fixado na laje de reação do LEMEC. Na viga deste pórtico foram pendurados 4 varões “dywidag”, de

diâmetro $\phi 24mm$, em duas pequenas vigas transversais, contendo cada uma destas duas células de carga a separá-las da viga do pórtico; o somatório destas 4 células de carga irá medir a carga total aplicada pelo atuador electro-mecânico pendurado na viga do pórtico, a qual é posteriormente, sobre a viga de ensaio, subdividida em duas cargas pontuais simétricas e separadas de $45cm$. Os “dywidags” sustentam na base a viga de ensaio, ligados dois a dois por uma barra metálica que se situa a $5cm$ das extremidades da viga. Uma vez que todas as forças estão num sistema fechado, este sistema é considerado autoportante, ou seja, este sistema não aplica forças no exterior do pórtico e evita assim desvios e inclinações no pórtico. As deformações verificadas na viga de ensaio são medidas com recurso a 9 defletómetros colocados três na zona central da viga e três em cada extremidade da viga. Em cada extremidade foi usada um sistema de duas chapas, uma vertical e outra horizontal, para que fosse possível colocar dois defletómetros verticais e um horizontal; pretendia-se conhecer os deslocamentos vertical, horizontal e a rotação em cada apoio.

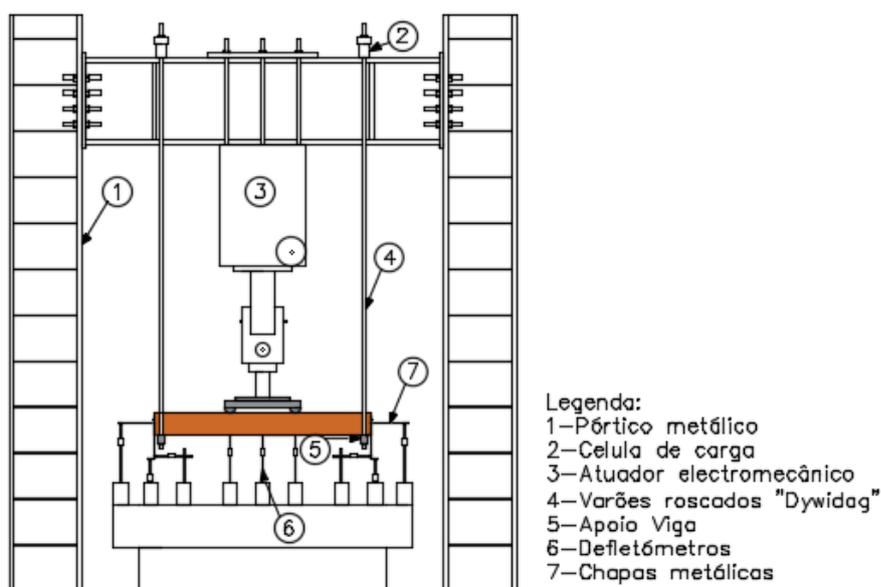


Figura 3.8 - Esquema do pórtico de ensaio.

Importa referir que em todas as áreas de contacto entre viga/apoios e viga/cargas foram colocadas placas de borracha do tipo *neoprene* para uma distribuição de forças mais uniforme, evitando assim zonas de esmagamento do material.

O ensaio iniciava-se com a aplicação de uma pré-carga, cerca de $0,5kN$, com a finalidade de reduzir possíveis folgas entre os equipamentos e a viga de ensaio. Depois de retirada esta pré-carga, o atuador era programado para impor uma deformação de $0,005 mm/s$. Esta baixa velocidade foi escolhida principalmente para evitar efeitos dinâmicos na viga e para que fosse possível proporcionar um intervalo de tempo entre o ponto de fissuração e o ponto de cedência que permitisse efetuar várias leituras com o microscópio de fendas, ilustrado na Figura 3.9.

Neste intervalo de tempo estudou-se o aparecimento, distribuição e evolução das fissuras com o aumento da carga. Ultrapassado o ponto de cedência a velocidade era aumentada para $0,02 \text{ mm/s}$ até à sua rotura.



Figura 3.9 - Microscópios de fendas.

Importa ainda referir que as células de carga, os defletómetros e o extensómetro foram ligados a um Data Logger TML TDS-602 e calibrados para cada caso com os seus respetivos coeficientes de leitura. Estes dados foram posteriormente tratados e são apresentados no capítulo que se segue.

4 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais de cada viga, estando estas subdivididas em 3 grupos. O primeiro tem como objetivo estudar a influência da percentagem de armadura ρ na fendilhação; o segundo a influência do espaçamento dos estribos s e o terceiro a influência da armadura de compressão A'_s , sendo que $A'_s = A_s$ em todas as vigas deste grupo.

Recorreu-se a diversos tipos de gráficos para a apresentação dos resultados, nomeadamente gráficos com curvas $P-d$, $w-P$, $L_{cr}-P$ e $\varepsilon-P$. Nestas curvas L_{cr} indica o desenvolvimento médio de fendas, w a abertura média de fendas, P a carga total aplicada à viga ensaiada, d a flecha, P_{cr1} a carga de fendilhação inicial real, ε_{cr} a extensão a que corresponde a carga P_{cr1} , P_{cr2} a carga em que foi possível observar a primeira fenda e P_y a carga de cedência. De salientar que se utilizou a cor azul para representar as análises não-lineares, a cinzento as análises teóricas de acordo com o Eurocódigo 2 e a laranja a análise experimental. As fendas de corte apresentadas nos gráficos $w-P$ são representadas a verde.

O P_{cr1} corresponde ao ponto da curva experimental que tem a mesma carga que o ponto de intersecção da reta característica do estado elástico com a reta característica do estado de fendilhação. Por sua vez, o P_y corresponde ao ponto da curva experimental que tem a mesma deformação que o ponto de intersecção da reta característica do estado fendilhado, reta de rigidez K_{II} , com a reta característica do estado plástico, reta de rigidez K_{III} , no caso de vigas construídas com aço do tipo NR . Visto que o aço do tipo ER tem um comportamento distinto do aço NR , nas vigas em que foi usado aço deste tipo, os valores de P_y foram obtidos através da intersecção da reta de rigidez K_{II} com a reta horizontal à cota da carga máxima.

Em relação ao cálculo de abertura de fendas w , analisou-se as fendas devidas ao corte e à flexão. A análise ao corte apenas é feita em algumas vigas visto ser insignificante ou mesmo inexistente o aparecimento destas. Na análise à flexão foi feita a comparação entre a análise teórica e experimental. A análise teórica foi obtida com base no ponto 3.8.4 onde os valores da extensão do aço à tração ε_{s+} foram calculados com o auxílio do programa de análise não-linear ANL. Os valores experimentais foram obtidos através de medição efetuada com o microscópio de fendas. Os valores refletem uma média de 4 a 5 medições.

É de referir que a Viga R62Φ6 e as Vigas β4Φ4, β3Φ4 e β2Φ4, sofreram ligeiras alterações na sua *file* de dados: em primeiro lugar foram adotados menores incrementos de carga; Outra

alteração a ser feita no programa consistiu na adaptação a vigas de outro tipo de aço, visto que as Vigas $\beta 4\Phi 4$, $\beta 3\Phi 4$ e $\beta 2\Phi 4$ são compostas por aço ER nas armaduras longitudinais.

Para obter os valores teóricos de L_{cr} , foram efetuados cálculos de acordo com o diagrama da Figura 4.1, onde a extensão de compressão \mathcal{E}_c e de tração \mathcal{E}_{c+} do geopolímero foram obtidos do programa de análise não-linear. Com estes dados é possível saber a posição do eixo neutro e.n. e assim estimar um L_{cr} teórico. Salienta-se que as curvas ANL dos gráficos de comprimento de fendas são uma aproximação; considerou-se então que L_{cr} se estende até à posição do eixo neutro. Os valores experimentais de L_{cr} foram obtidos com recurso a fotografias adaptadas à escala real no programa *AutoCAD 2016*, medindo assim o seu comprimento em linha reta desde a base da viga até ao ponto máximo de desenvolvimento da fenda, à distância a do e.n.

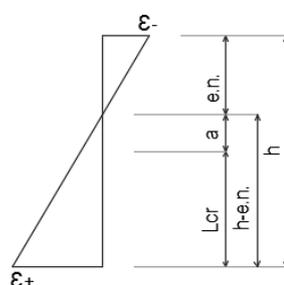


Figura 4.1 - Diagrama de extensões.

Também a extensão foi determinada por via experimental e teórica. Os valores experimentais foram obtidos através de medições nos extensómetros colocados na parte superior \mathcal{E}_c , ou na parte inferior \mathcal{E}_{c+} da viga, conforme explicado no capítulo anterior. Reconhece-se a dificuldade de medição destes dispositivos devido à variação dos campos electromagnéticos que por vezes ocorrem no ambiente de ensaio. O extensómetro foi sempre colocado entre extribos visto que era previsto que a fendilhação coincidisse com os estribos. Os valores experimentais \mathcal{E}_{cr} dos gráficos $\mathcal{E}-P$ foram obtidos fazendo corresponder a carga P_{cr} à extensão recolhida nesse ponto de carga. Quanto à curva teórica, foi obtida através dos valores teóricos da extensão do material calculados pelo programa ANL. De salientar que o programa fornecia valores de extensão positiva e negativa, nem sempre coincidentes. Só dessa forma seria possível comparar os resultados com as vigas que tinham o extensómetro na parte comprimida.

De salientar que ao longo do capítulo são apresentados desvios, calculados em relação aos valores experimentais. Por desvio entenda-se o quociente entre a diferença de valores relativamente ao valor experimental.

4.1 Vigas Ró

As vigas deste grupo foram construídas no dia 28 de Abril de 2016, sendo apresentado neste subcapítulo os resultados verificados após o seu ensaio que tem como finalidade aferir a variabilidade do comportamento estrutural em termos de fissuração, em função da percentagem de armadura ρ . Neste grupo de vigas vai-se variando a armadura de tração A_s ; a armadura de compressão ($A'_s=2\phi6$) e a de esforço transversal na zona de flexão, constituída em geral por E2R $\phi4/0,07$, são mantidas constantes. As características específicas de cada viga estão resumidas no Quadro 4.1. Refere-se também a duração e a maturação da viga no dia do ensaio.

Quadro 4.1 - Dados dos ensaios do Grupo de Vigas Ró.

Viga	Idade (dias)	Duração do ensaio	As		ρ (%)
			ϕ (mm)	Área (cm ²)	
Ró 4 $\phi8$	28	1h:45min	4 $\phi8$	2,01	1,34
Ró 3 $\phi8$	28	1h:45min	3 $\phi8$	1,51	0,98
Ró 4 $\phi6$	27	1h:25min	4 $\phi6$	1,13	0,74
Ró 3 $\phi6$	26	1h:45min	3 $\phi6$	0,85	0,55
Ró 2 $\phi6$	28	2h	2 $\phi6$	0,57	0,38

De salientar ser a zona central, entre os pontos de carga, onde recai o maior foco de análise da fissuração de flexão, visto ser aí que se verificam os maiores valores de momento fletor. Por seu turno, nas zonas laterais, entre cada apoio e a carga mais próxima, ocorreram as fissuras dependentes do esforço transversal.

Para cada uma das vigas são apresentados os diagramas $P-d$ experimental, teórico EC2 e o determinado pela análise não linear ANL, os quais podem ser observados nas seguintes figuras

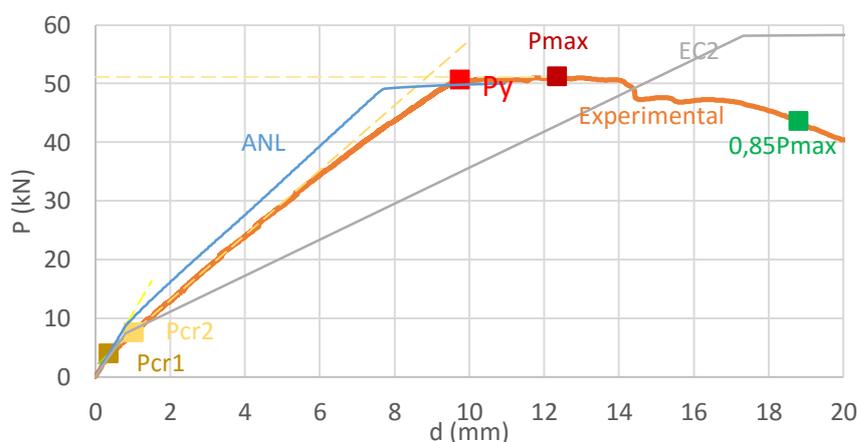


Figura 4.2 - Gráficos $P-d$ da Viga Ró4 $\phi8$.

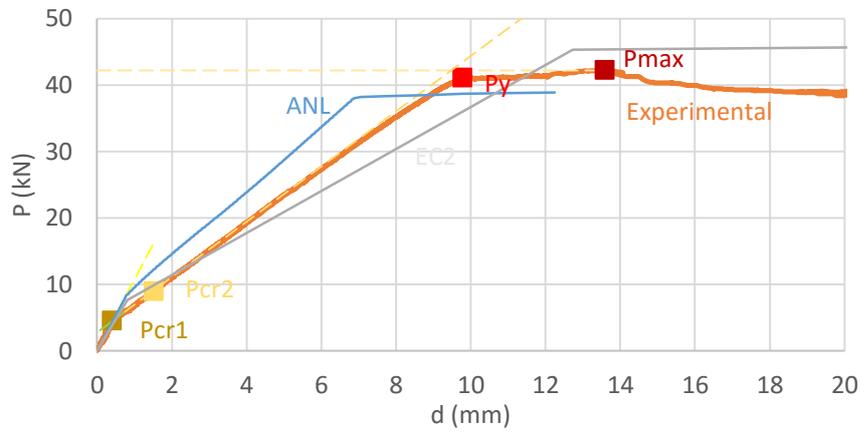


Figura 4.3 - Gráficos P-d da Viga R63φ8.

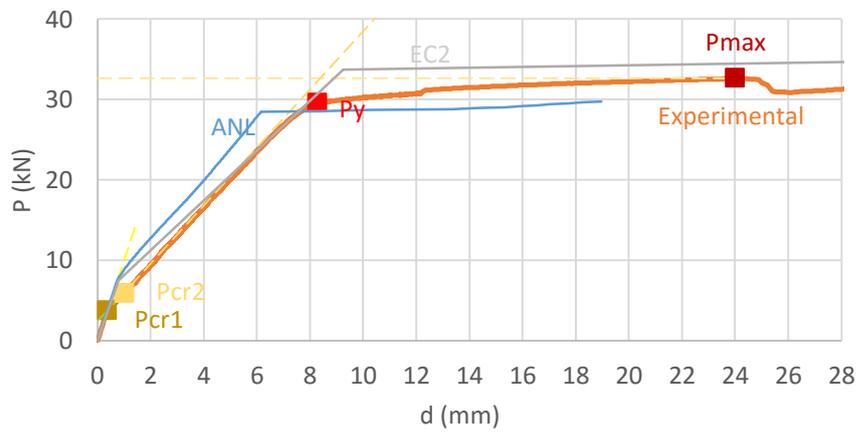


Figura 4.4 - Gráficos P-d da Viga R64φ6.

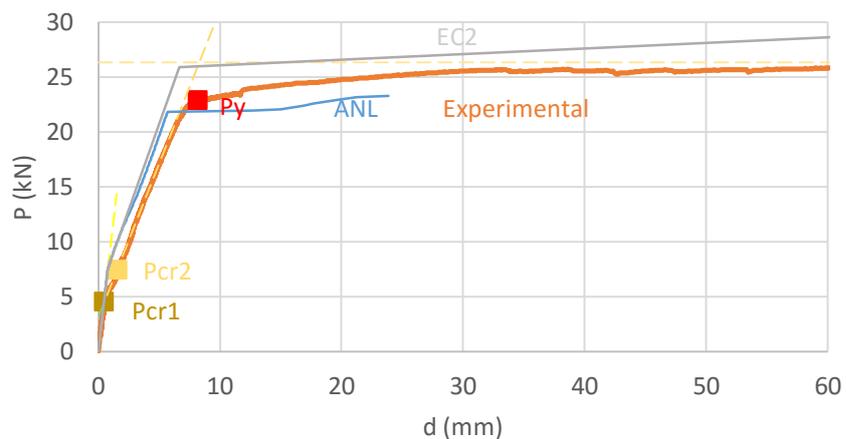


Figura 4.5 - Gráficos P-d da Viga R63φ6.

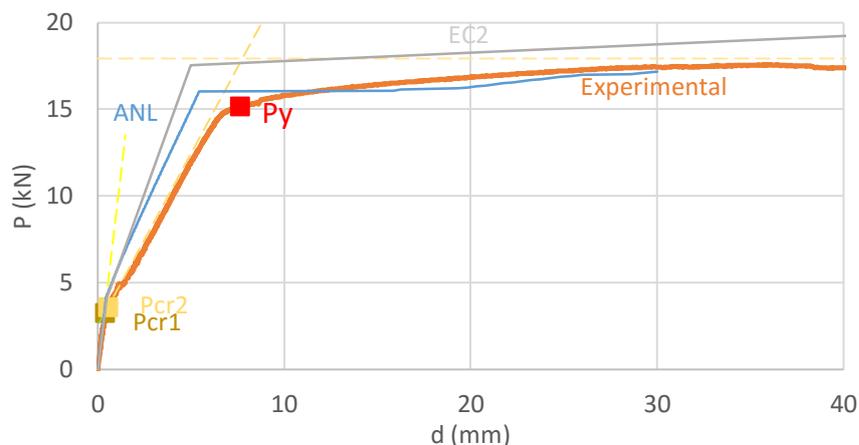


Figura 4.6 - Gráficos P-d da Viga Ró2φ6.

Nas figuras anteriores, dos gráficos $P-d$ das vigas do Grupo Ró, salienta-se o comportamento das vigas no seu estado elástico (Estado I) e no seu estado fendilhado (Estado II). Uma vez que interessa estudar a fissuração, o comportamento da viga no estado plástico (Estado III) já ultrapassou todos os limites razoáveis de abertura e evolução de fendas que se pretende para estruturas deste tipo. No Quadro 4.2 apresentam-se os valores que caracterizam o estado elástico e fissurado das vigas em questão.

Quadro 4.2- Valores característicos das curvas experimentais do Grupo de Vigas Ró.

Viga	P_{cr1} (kN)	d_{cr1} (mm)	$\epsilon_{cr}(\mu)$	K_I	P_{cr2} (kN)	d_{cr2} (mm)	K_{II}	P_y (kN)	d_y (mm)
Ró 4φ8	3,9	0,36	125	10,8	7,5	1,04	5,6	50,6	9,8
Ró 3φ8	4,5	0,41	150	10,8	8,9	1,52	4,2	41,0	9,8
Ró 4φ6	3,7	0,37	129	9,9	5,9	1,04	3,6	29,5	8,3
Ró 3φ6	4,5	0,51	141	9,6	7,4	1,60	2,8	22,8	8,2
Ró 2φ6	3,3	0,41	161	9,0	3,6	0,57	2,0	15,1	7,7

Em relação à forma de rotura das vigas, na Viga Ró4φ8 verificou-se uma excessiva instabilidade da armadura de compressão, com conseqüente decréscimo da carga resistente, *1h e 45min* depois do seu início. Os varões de compressão instabilizaram paralelamente ao topo da viga, e verificou-se a abertura de um dos estribos que deveriam confinar a armadura de compressão e o material.

Na Viga Ró3φ8 o ensaio foi parado *1h e 45min* depois do seu início após os varões longitudinais comprimidos instabilizaram, fazendo um ângulo de 45° com a face superior da viga. Para além disso, verificou-se a abertura de dois estribos que deveriam confinar a armadura de compressão e o material (Figura 4.7). Importa salientar que o aço se encontra sem vestígios de oxidação devido à alcalinidade do material. A viga tem uma carga de cedência $P_y=41kN$ ($d_y=9,80mm$).



Figura 4.7 - Modo de rotura da Viga R64φ8.

Na Viga R64φ6, o ensaio terminou após a instabilização da armadura de compressão e respetiva redução de carga até 85% do P_{max} , *1h e 25min* após o seu início. As armaduras de compressão instabilizaram tal como as vigas anteriores.

O ensaio da Viga R63φ6 deu-se por terminado *1h e 45min* após o seu início, quando se verificou a instabilização das armaduras de compressão, e a carga já valia 85% da carga máxima P_{max} anteriormente atingida. Depois de detalhadamente analisada, verificou-se uma instabilização da armadura de compressão paralela à face da viga com a abertura de um dos estribos. Constatou-se também a existência de algumas secções do aço à tração mais finas, o que mostra que estariam perto da sua rotura.

Na Viga R62φ6 o ensaio terminou *2h* após o seu início, quando um dos varões de $\phi 6$ à tração rompeu (Figura 4.8). Com uma análise mais detalhada, verificou-se também uma instabilização da armadura de compressão paralela à face da viga, e apesar do material de recobrimento ter saltado, os estribos não abriram. Nesta viga foi também verificado mais cavidades do que o normal, resultado de uma vibração incompleta.



Figura 4.8 - Modo de rotura da Viga R62φ6.

Analisando ainda os gráficos $P-d$ das curvas teóricas ANL e EC2, verifica-se que há uma boa aproximação em relação à curva experimental na fase elástica. Na fase de fissuração, a curva ANL está sempre acima da curva experimental, embora seja paralela. A curva EC2 evidencia nesta fase uma rigidez inferior nas vigas mais armadas, e uma rigidez maior nas vigas menos armadas.

Nas Figuras 4.9 a 4.13 observa-se a evolução da abertura das fendas w à medida que a carga P foi aumentando. Podem distinguir-se dois tipos de fendas; umas devidas a esforços de flexão, a laranja, e outras devidas a esforço transversal, a verde. A azul a estimativa teórica para a abertura de fendas devidas à flexão. De salientar que as primeiras se manifestam perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga, evoluindo desde a base da secção transversal até próximo do ponto onde o eixo neutro da viga estabiliza. As fendas localizaram-se, na sua esmagadora maioria, nas posições dos estribos, tal como seria de esperar. Em todas as vigas deste grupo, as fendas distavam entre si, em média, entre 6 e 7cm; apenas na Viga Ró3φ6 se verificou fissuras espaçadas de cerca de 3 a 4 cm.

Pode concluir-se também que as fendas de flexão se iniciam mais cedo, evoluindo de forma lenta e gradual. Já as de esforço transversal evoluem mais depressa, tanto em comprimento L_{cr} como em abertura w . Em relação ao afastamento destas, verificou-se ser ligeiramente superior aos 5cm estipulados entre estribos; apresentaram uma inclinação inicial de aproximadamente 45°.

De referir que a cada fenda de flexão corresponde um reduzido patamar de carga; no entanto, no diagrama $P-d$ não foi possível identificar a formação das fissuras devidas ao esforço de corte.

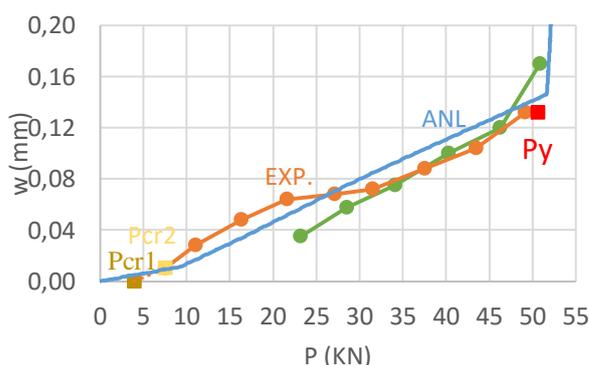


Figura 4.9 - Gráfico w - P Viga R64φ8.

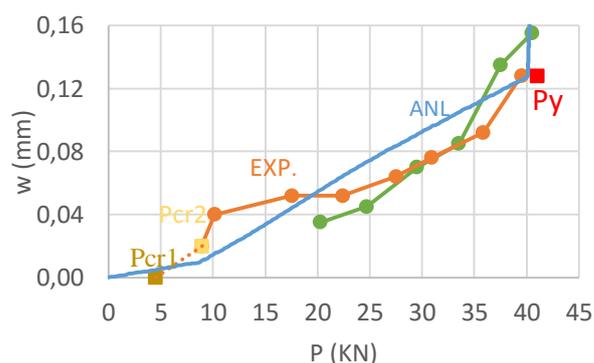


Figura 4.10 - Gráfico w - P Viga R63φ8.

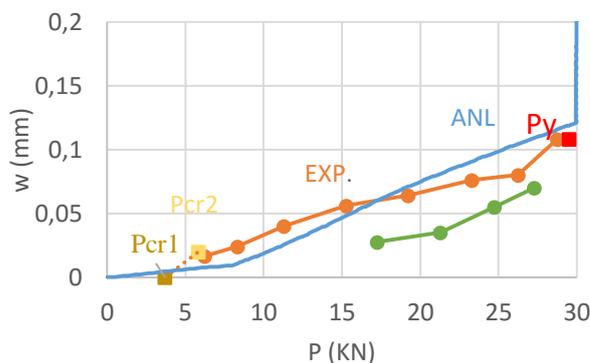


Figura 4.11 - Gráfico w-P Viga R64φ6.

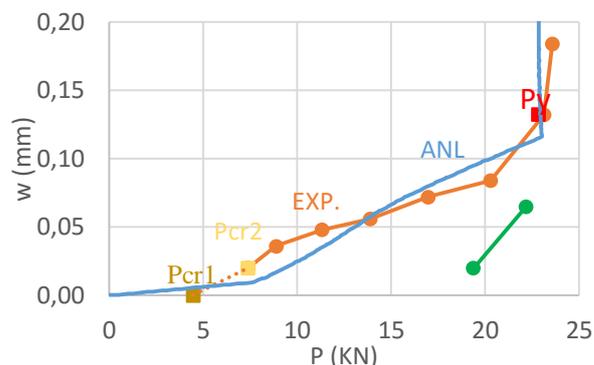


Figura 4.12 - Gráfico w-P Viga R63φ6.

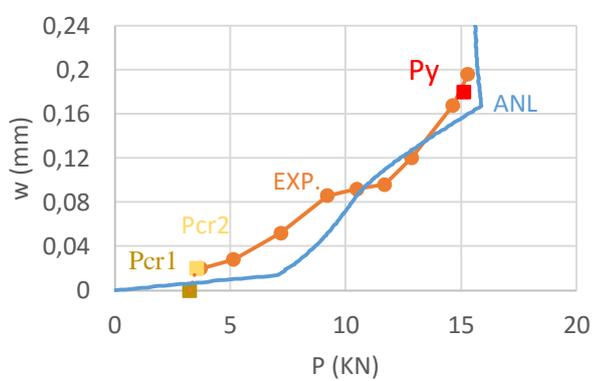


Figura 4.13 - Gráfico w-P Viga R62φ6.

Relativamente à metodologia ANL, conforme o procedimento descrito no ponto 3.8.4, os valores apresentados foram determinados assumindo, $k_w=55, 48, 47, 45$ e 65 , valores das vigas mais armadas para as menos armadas. Não sendo linear a curva experimental, esta metodologia subavalia inicialmente o valor w , e sobreavalia w próximo da cedência. Em relação à abertura de fendas, verificou-se em P_{cr2} , aberturas de $w=0,02mm$ ou de $0,01mm$ em alguns casos particulares. Pode verificar-se também que há uma tendência para evoluírem mais em vigas menos armadas. É o caso da Viga R62φ6, onde na cedência a abertura vale $w=0,2mm$, verificando-se aberturas menores nas restantes.

Nas Figuras 4.14 a 4.18 apresenta-se a evolução do comprimento de fendas de flexão L_{cr} à medida que a carga vai aumentando. A evolução do comprimento de fendas pode considerar-se quase linear até certo ponto de carga; a partir daí, estabiliza. Pressupõe-se que a posição do eixo neutro ao longo das secções transversais da zona central tenha comportamento idêntico. Confrontando os valores estimados pela metodologia ANL, verifica-se que inicialmente existem enormes discrepâncias. Próximo da cedência das armaduras a concordância é quase total. A par da análise da abertura de fendas, também o comprimento destas tem tendência a aumentar com menores quantidades de armadura.

Relativamente às fendas de esforço transversal, verificou-se que estas atravessavam a secção da viga de uma forma brusca logo após a sua visualização, sendo assim impossível com os meios disponíveis estudar a sua evolução em termos de comprimento.

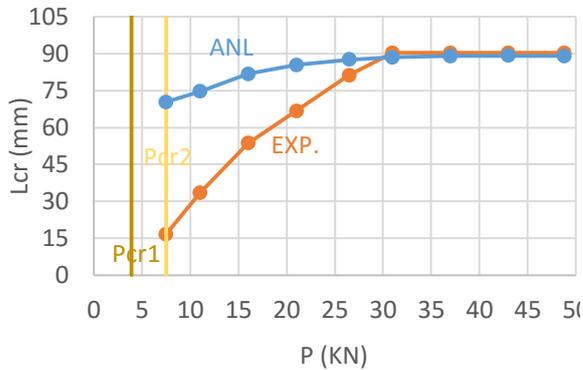


Figura 4.14 - Gráfico L_{cr} - P da Viga Ró4φ8.

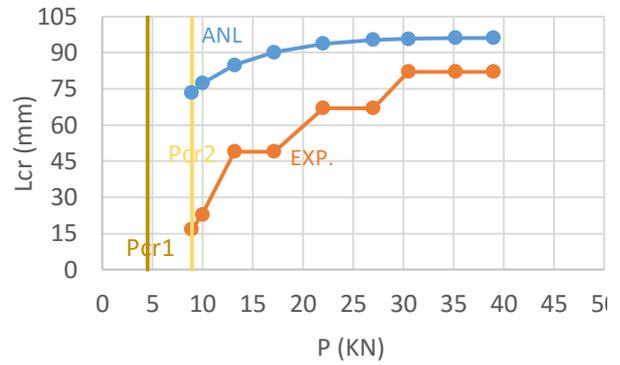


Figura 4.15 - Gráfico L_{cr} - P da Viga Ró3φ8.

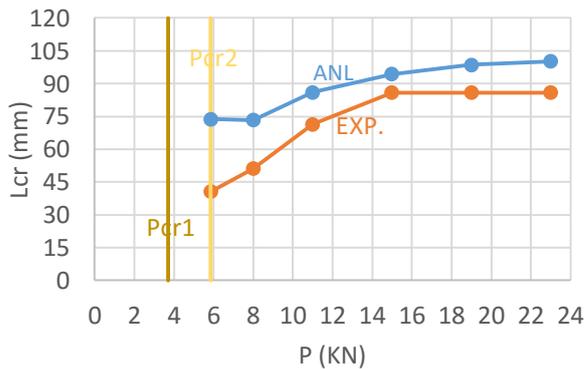


Figura 4.16 - Gráfico L_{cr} - P da Viga Ró4φ6.

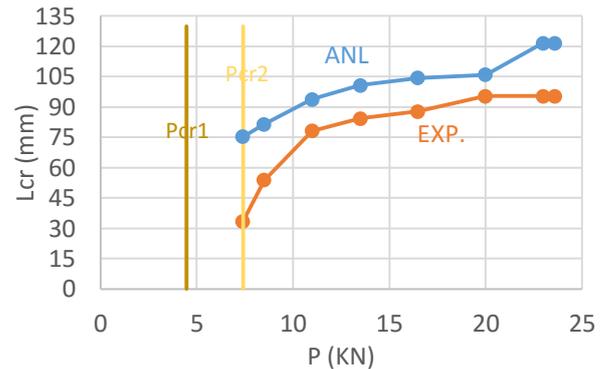


Figura 4.17 - Gráfico L_{cr} - P da Viga Ró3φ6.

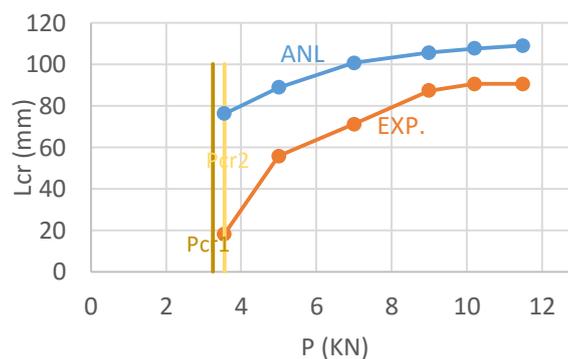
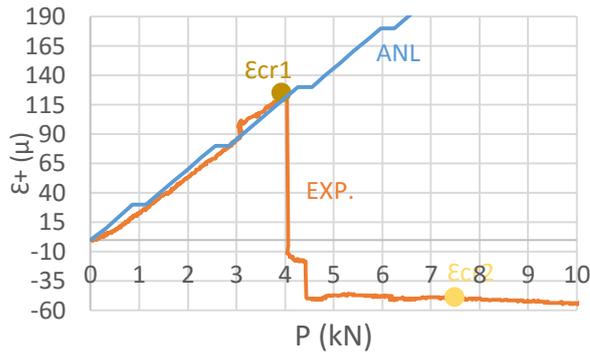
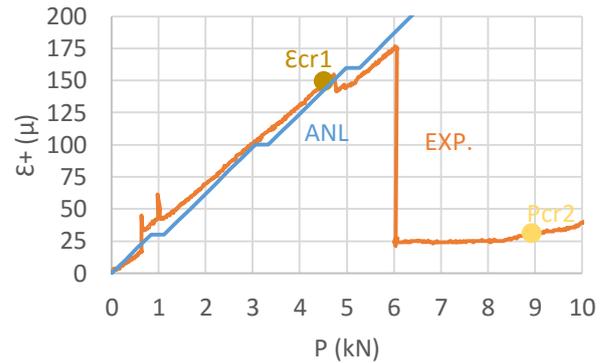
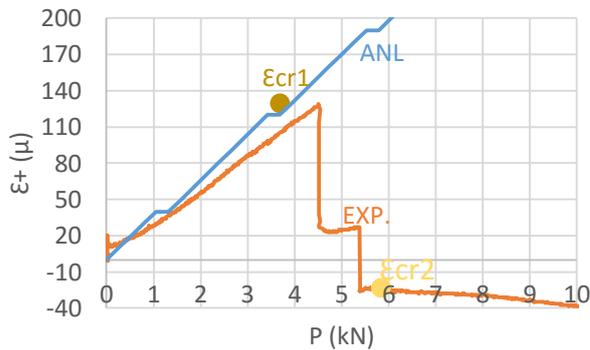
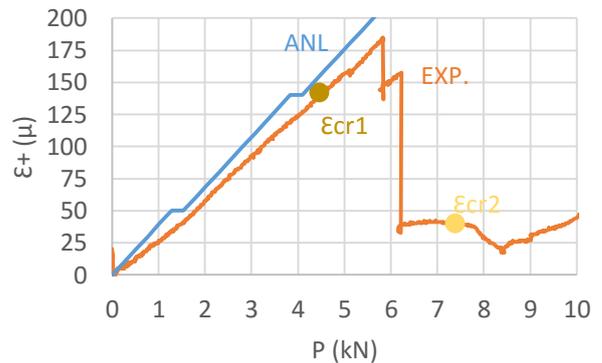
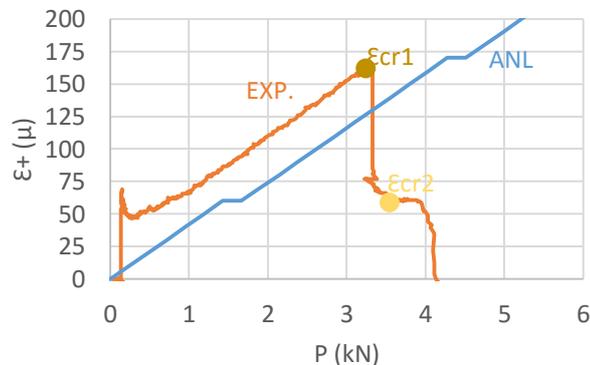


Figura 4.18 - Gráfico L_{cr} - P da Viga Ró2φ6.

Nos Gráficos ϵ - P das Figuras 4.19 a 4.23 podem observar-se quedas do valor da extensão na curva experimental. Estas quedas correspondem, obviamente, ao aparecimento de fendas. Confrontando o valor P_{cr1} obtido na análise da curva P - d , com a extensão obtém-se ϵ_{cr} . Este

valor coincide com as quedas de extensão, exceto nas Vigas Ró3φ8 e Ró3φ6. De salientar a aproximação da curva teórica ANL à experimental até ao ponto de fendilhação. Depois disso, os valores teóricos, que constituem valores médios entre fendas, não podem ser comparados com os valores experimentais. Importa ainda salientar os valores negativos apurados nas Vigas Ró4φ8 e Ró3φ8 após a fissuração, cuja justificação física não foi encontrada.

Figura 4.19 - Diagrama ϵ -P da Viga Ró4φ8.Figura 4.20 - Diagrama ϵ -P da Viga Ró3φ8.Figura 4.21 - Diagrama ϵ -P da Viga R4φ6.Figura 4.22 - Diagrama ϵ -P da Viga Ró3φ6.Figura 4.23 - Diagrama ϵ -P da Viga Ró2φ6.

4.2 Vigas S

Este grupo de vigas foram construídas no dia 3 de Maio de 2016. Com este grupo pretendia-se estudar de que modo o afastamento dos estribos influencia o aparecimento, espaçamento e desenvolvimento das fendas na zona de flexão pura da viga. Tendo em conta o procedimento explicado no ponto 3.2.1., nas Vigas S0, S7 e S14 usa-se $A_s = 3\phi 8$; já nas Vigas S4 e S10 $A_s = 2\phi 8$. De salientar ainda que nas primeiras vigas o extensómetro está colocado na parte tracionada do material, pelo que apresenta resultados negativos. Em relação à armadura de esforço transversal, o próprio nome das vigas indica esse espaçamento em centímetros. Este e outros aspetos das características específicas de cada viga estão resumidas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Dados dos ensaios do Grupo de Vigas S.

Viga	Idade (dias)	Duração do ensaio	A_s		ρ (%)	A_{sw} (cm)
			ϕ (mm)	Área (cm ²)		
S4	34	2h	3 $\phi 8$	1,51	0,98	E2R $\phi 4//0,04$
S7	27	1h:50min	2 $\phi 8$	1,01	0,67	E2R $\phi 4//0,07$
S10	34	1h:50min	3 $\phi 8$	1,51	0,99	E2R $\phi 4//0,10$
S14	29	2h	2 $\phi 8$	1,01	0,65	E2R $\phi 4//0,14$
S0	29	2h	2 $\phi 8$	1,01	0,67	S/ estribos

Salienta-se que apesar de nos quadros as vigas estarem ordenadas das de menor espaçamento entre estribos para as com maior espaçamento, vão ser apresentados os resultados na ordem em que foram ensaiadas, visto ser importante para perceber o porquê de terem sido tomadas algumas decisões no decorrer dos ensaios deste grupo de vigas e das seguintes. Os vários diagramas $P-d$ podem ser observados nas figuras que se seguem:

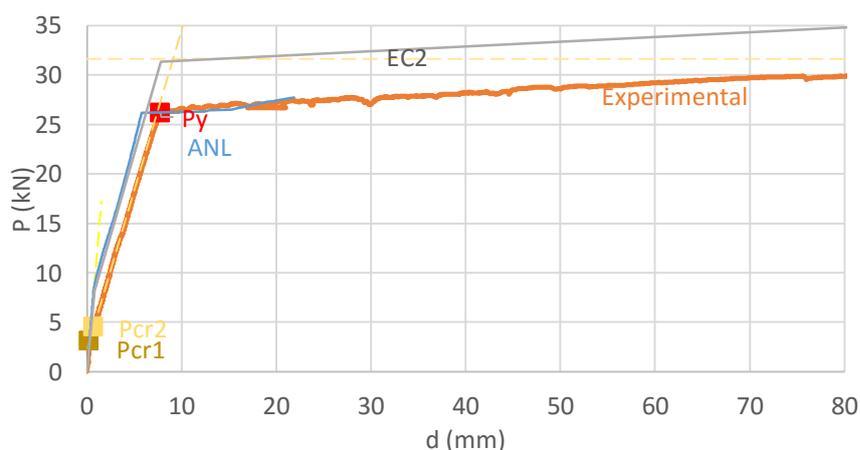


Figura 4.24 - Gráficos P-d da Viga S7.

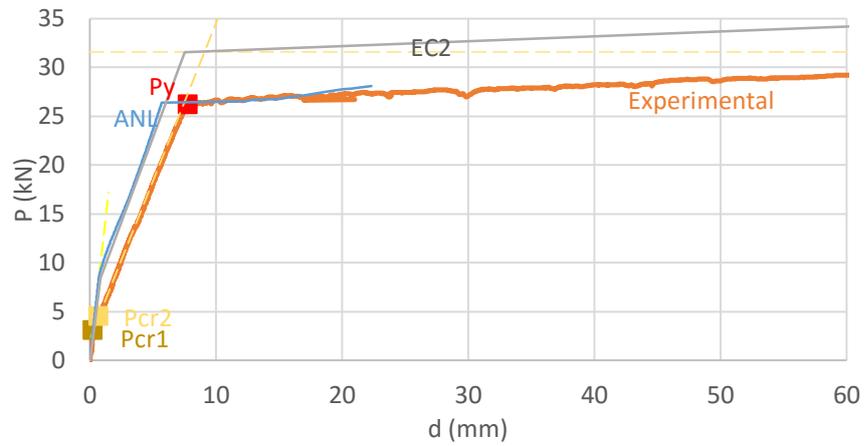


Figura 4.25 - Gráficos P-d da Viga S14.

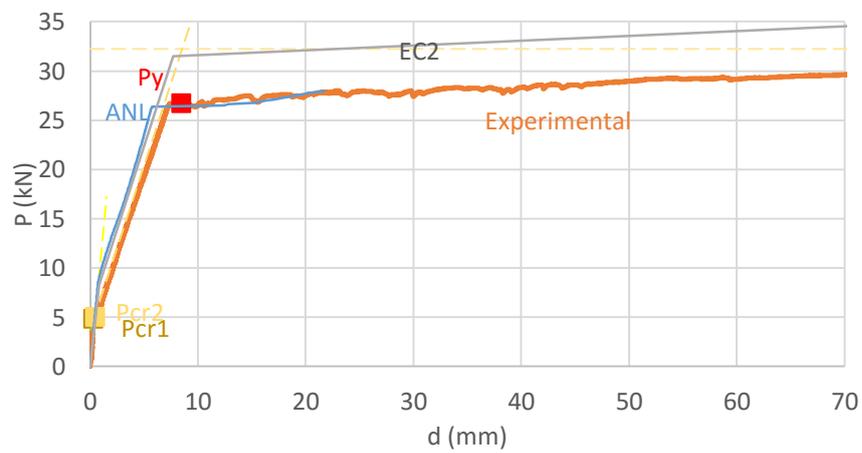


Figura 4.26 - Gráficos P-d da Viga S0.

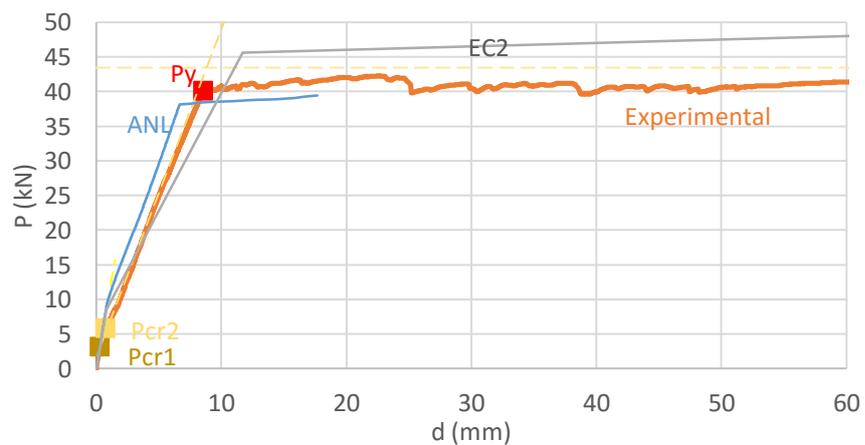


Figura 4.27 - Gráficos P-d da Viga S4.

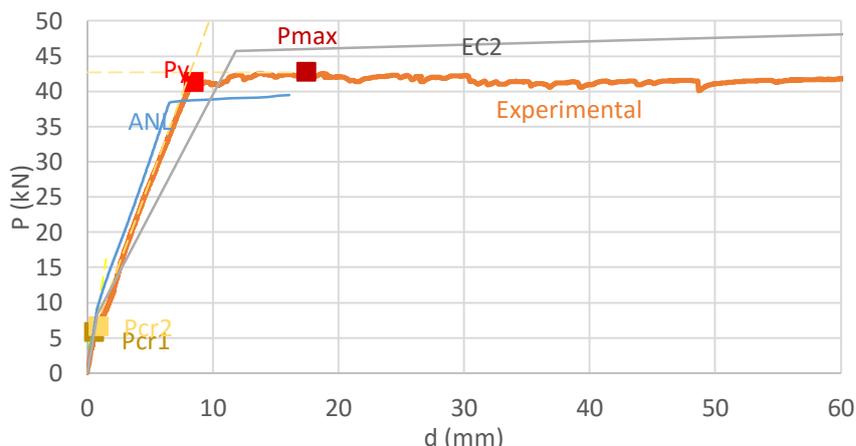


Figura 4.28 - Gráficos P-d da Viga S10.

Também neste grupo de vigas, dá-se mais ênfase ao comportamento das vigas no seu estado elástico (Estado I) e no seu estado fendilhado (Estado II). De qualquer modo, nas vigas deste grupo verifica-se uma boa concordância das curvas teóricas relativamente à curva experimental, pelo menos até ao ponto de cedência das armaduras. No Quadro 4.4 apresentam-se os valores que caracterizam o estado elástico e fissurado das vigas em questão.

Quadro 4.4 - Valores característicos das curvas experimentais do grupo de Vigas S.

Viga	P_{cr1} (kN)	d_{cr1} (mm)	ϵ_{cr} (μ)	K_I	P_{cr2} (kN)	d_{cr2} (mm)	K_{II}	P_y (kN)	d_y (mm)
S4	3,1	0,33	53	10,5	5,7	0,76	4,7	59,7	8,6
S7	3,1	0,25	-115	11,5	4,5	0,70	3,2	26,1	7,8
S10	5,8	0,55	161	10,8	6,6	0,91	4,8	41,2	8,5
S14	3,1	0,27	-100	11,4	4,1	0,54	3,3	25,2	7,5
S0	4,7	0,44	-146	11,3	4,9	0,66	3,3	26,6	7,5

As Vigas S7, S14 e S0, como exposto em pontos anteriores, foram invertidas no ensaio, tendo $A_s=2\phi 8$. Os ensaios duraram $1h$ e $50 min$, $2h$ e $2h$, respetivamente. Deram-se por encerrados no momento em que se verificaram deformações incontroláveis; flecha superior a $L/10$. Não foram verificadas instabilizações das armaduras de compressão, apesar de existir destacamento do material na parte comprimida, nem na viga S7 nem na S14 se verificou abertura de qualquer estribo. A armadura transversal, para além de resistir aos esforços de corte, que neste caso não existiam na zona central da viga, ajudam também no confinamento do material comprimido e evitam a instabilidade da armadura comprimida. O facto da Viga S0 não dispor de qualquer estribo, na zona de flexão pura, seria espetável que esta instabilizasse; tal não se verificou como se observa na Figura 4.29.



Figura 4.29 - Aspeto final da Viga S0.

Como explicado no ponto 3.2.1, a colocação dos estribos não foi a mais correta na medida em que a emenda do fecho do estribo foi colocada na parte comprimida da viga. Por isso, algumas vigas foram ensaiadas na posição invertida para evitar esse efeito. Permanece, contudo, a questão de que a emenda é suficiente para garantir o fecho do estribo. No entanto, após destacamento do material comprimido, esta condição perde-se, e o estribo tem facilidade em abrir quando solicitado para tal. Ainda assim permanece a questão; é a abertura do estribo que promove o destacamento do material comprimido, ou será o destacamento do material que promove a abertura do estribo? Mas, visto que na Viga S0 não se verificou instabilização das armaduras comprimidas, o ensaio das vigas S4 e S10 foi novamente feito com a viga colocada como inicialmente tinha sido pensado, i.e. $A_s=3\phi 8$.

Os ensaios das Vigas S4 e S10 terminaram cerca de $2h$ e $1h:50min$, respetivamente, após o seu início, quando se atingiu 85% de P_{max} . Verificou-se o destacamento do material comprimido e a instabilidade da armadura de compressão nas duas vigas. Constatou-se a abertura de 3 estribos na Viga S4 (Figura 4.30) e apenas 1 na Viga S10, na zona central da viga.



Figura 4.30 - Instabilização das armaduras de compressão e estribos da Viga S4.

A abertura de fendas nas vigas do Grupo S é demonstrada nas Figuras 4.31 a 4.35, onde a par do grupo anterior se verificou a relação entre a posição dos estribos com o aparecimento de fendas. Também se voltou a verificar como esperado que as fendas de flexão evoluem perpendicularmente ao eixo de viga, e as de esforço transversal a 45° com esse mesmo eixo.

Apesar da relação acima mencionada entre o posicionamento dos estribos e o aparecimento das fendas, esta relação não é totalmente linear. De facto, na Viga S7, o espaçamento médio situa-se entre 5,5 e 6,5cm; entre 6,5 e 7,5cm na Viga S14; na Viga S0, o espaçamento médio é de cerca de 5cm; de cerca de 3,5cm na Viga S4; e de cerca de 4,5cm na Viga S10. Contudo, verifica-se que se o espaçamento entre estribos é menor, então o espaçamento de fendas é menor. A viga sem estribos tem espaçamento de fendas maior que as vigas espaçadas de 4 e de 10cm, por exemplo.

Também a abertura de fendas w é afetada pelos diferentes espaçamentos dos estribos. Neste grupo, todas as fendas foram identificadas com aberturas entre $w=0,01mm$ e $0,02mm$. A forma e o valor da abertura que atingiram até à cedência é que variou. A Viga S7 atingiu uma abertura $w=0,19mm$ até à cedência; a Viga S14, $w=0,18mm$; a Viga S0, $w=0,11mm$; a Viga S4, $w=0,15mm$; a Viga S10, $w=0,13mm$. Também se verifica uma tendência para estabelecer uma relação entre um maior espaçamento de estribo com uma maior abertura de fendas. De facto, quanto maior for o número de fendas, melhor se redistribui a deformação da viga.

Conforme o procedimento descrito no ponto 2.8.4, também se pode recorrer à metodologia ANL para estimar o valor de w . Nestes casos, a constante k_w adotada para a viga S7 foi de 67; para a Viga S14 foi de 75; para a Viga S0 foi de 45; para a Viga S4 foi de 47; e para a Viga S10 foi de 36. As curvas teóricas, cada uma com sua constante, adaptam-se quase na perfeição à curva da abertura de fendas verificada experimentalmente.

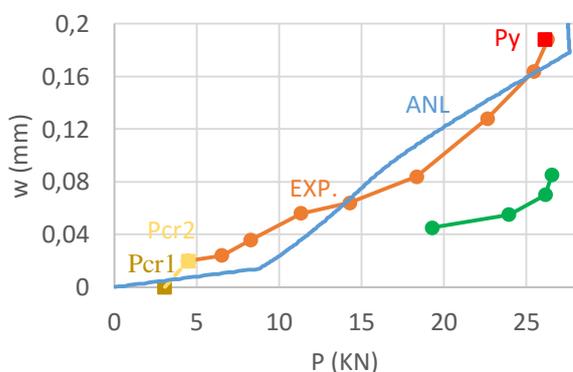


Figura 4.31 - Gráfico w-P Viga S7.

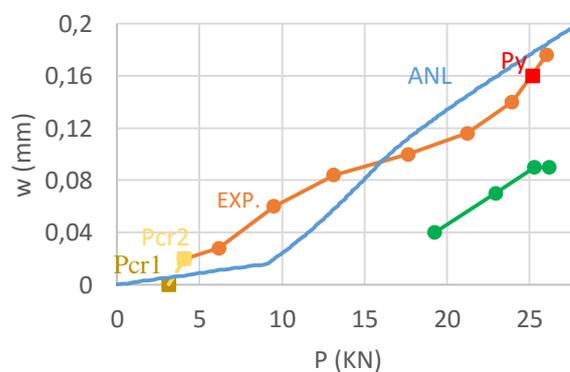


Figura 4.32 - Gráfico w-P Viga S14.

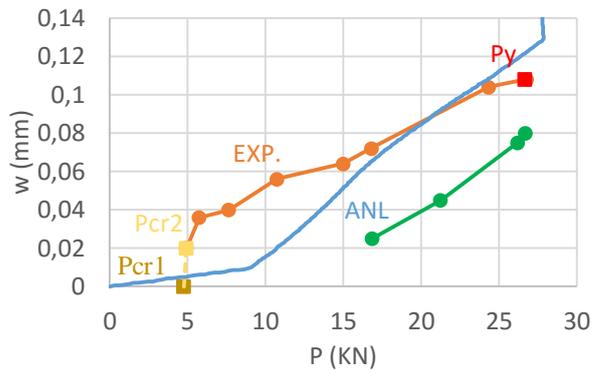


Figura 4.33 - Gráfico w-P Viga S0.

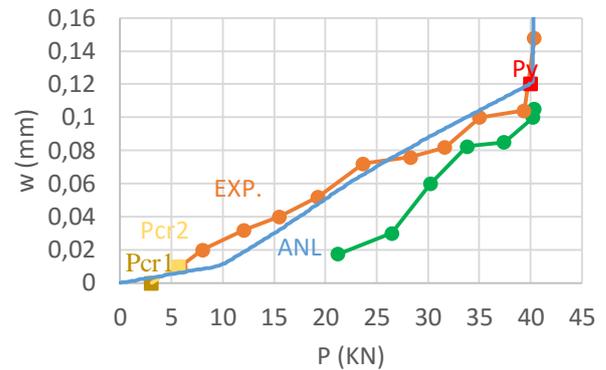


Figura 4.34 - Gráfico w-P Viga S4.

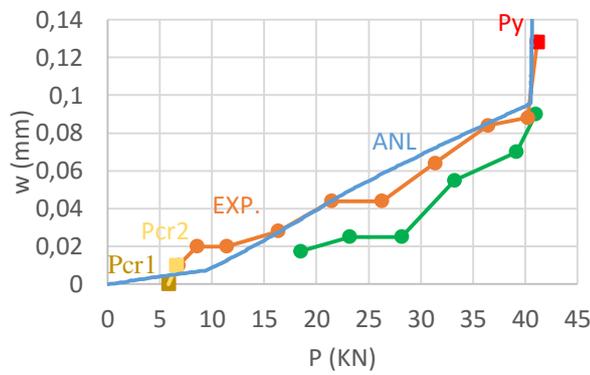
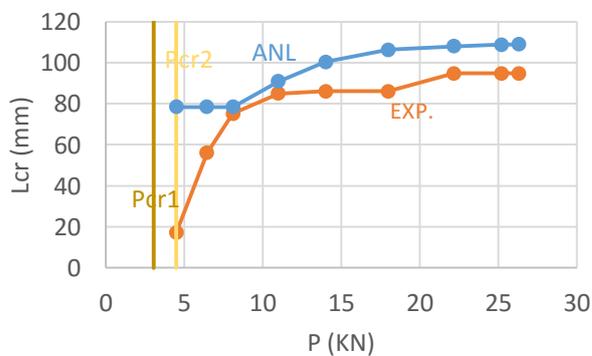
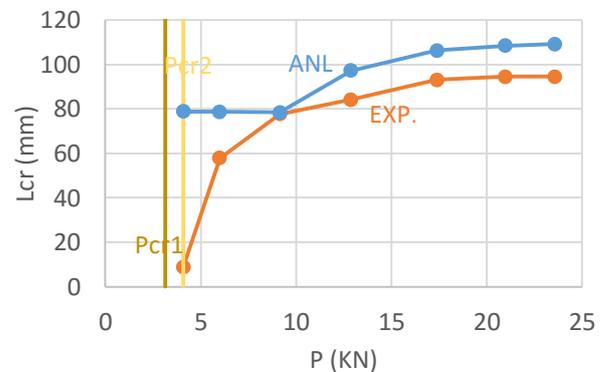
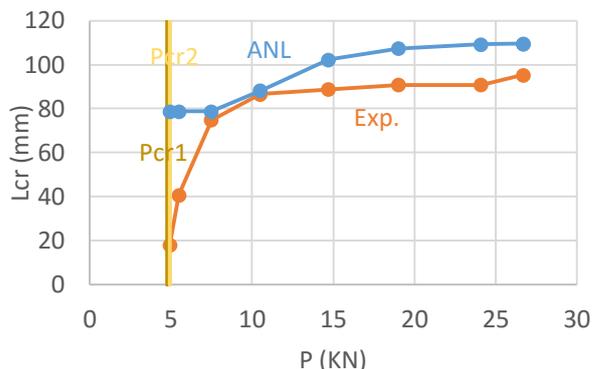
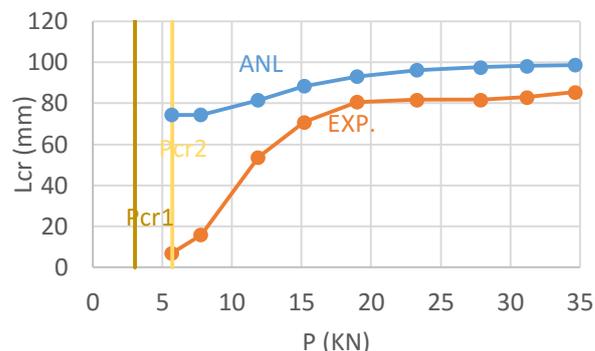
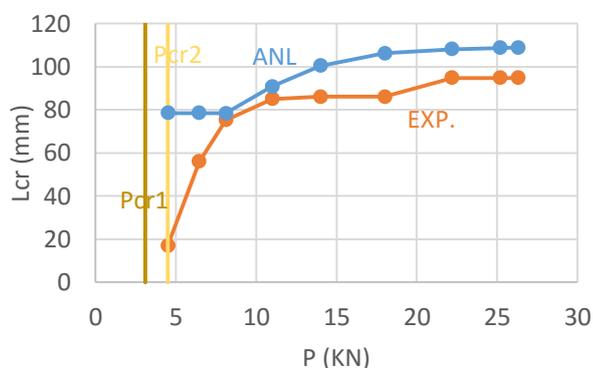


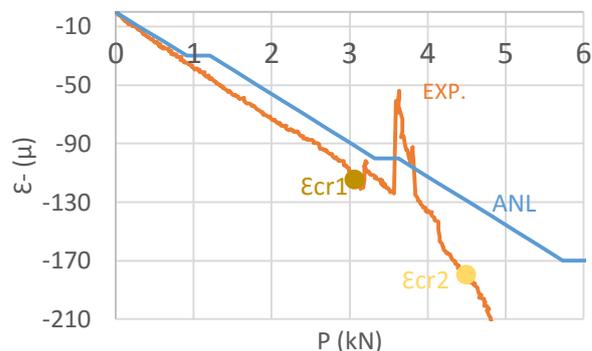
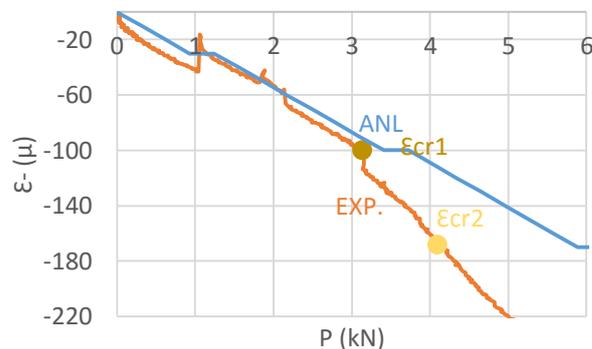
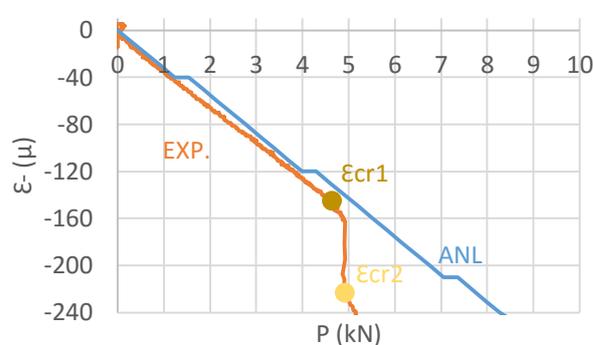
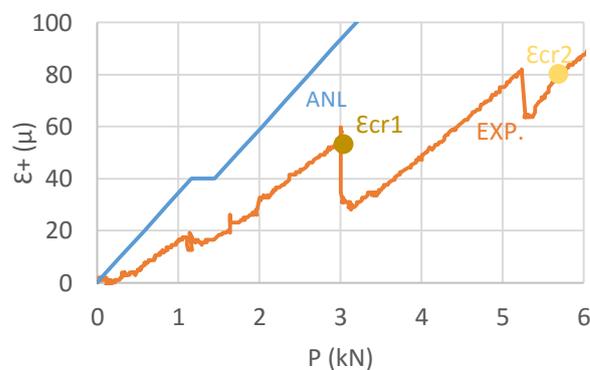
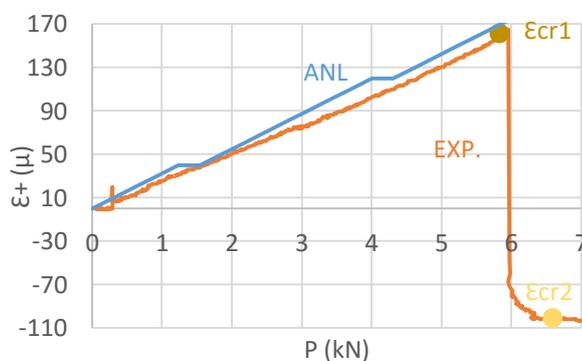
Figura 4.35 - Gráfico w-P Viga S10.

Nas Figuras 4.36 a 4.40 apresenta-se a evolução do comprimento de fendas de flexão L_{cr} à medida que a carga vai aumentando volta a assumir um comportamento crescente até estabilizar. Verificou-se em todas as vigas deste grupo que o comprimento de fendas experimental estabilizava entre os $80mm$ e os $100mm$. A análise teórica distancia-se inicialmente um pouco dos valores experimentais, mas posteriormente aproxima-se bastante destes, assumindo valores sempre por excesso.

Figura 4.36 - Gráfico L_{cr} -P da Viga S7.Figura 4.37 - Gráfico L_{cr} -P da Viga S14.

Figura 4.38 - Gráfico L_{cr} - P da Viga S0.Figura 4.39 - Gráfico L_{cr} - P da Viga S4.Figura 4.40 - Gráfico L_{cr} - P da Viga S10.

Nos Gráficos ϵ - P deste grupo, as vigas S7, S14 e S0 têm extensão negativa devido ao extensômetro estar colocado na parte comprimida da viga; estas vigas foram ensaiadas na posição invertida. Ainda assim os resultados esperados e a análise são semelhantes. Continua-se a verificar, como no grupo de vigas anterior, a coincidência do ponto ϵ_{cr} com uma alteração na extensão: diminuição se se estiver a medir na parte tracionada; aumento em valor se se estiver a medir na parte comprimida. Neste grupo, apenas na Viga S7 se verifica uma diminuição em valor da extensão após fissuração. Não se conhece com exatidão a sua causa física, mas provavelmente terá a ver com o posicionamento algo afastado da primeira fenda que provocou uma ligeira queda da carga resistente. Também na Viga S10, a extensão cai de valores positivos para valores negativos, o que não é fisicamente explicável.

Figura 4.41 - Diagrama ϵ -P da Viga S7.Figura 4.42 - Diagrama ϵ -P da Viga S14.Figura 4.43 - Diagrama ϵ -P da Viga S0.Figura 4.44 - Diagrama ϵ -P da Viga S4.Figura 4.45 - Diagrama ϵ -P da Viga S10.

4.3 Vigas β

As vigas deste grupo, designado por β , foram construídas no dia 20 de Maio de 2016. Pretende-se verificar se o comportamento das vigas, mais concretamente a fendilhação, pode ser influenciado pela quantidade de armadura de compressão. Assim sendo, usou-se em todas as vigas deste grupo $A'_s=A_s$, ou seja, vigas $\beta=1$. Usou-se também E2R ϕ 4//0,07, na zona central.

Todas as vigas deste grupo foram ensaiadas na posição invertida para que a abertura dos estribos na parte comprimida da viga não condicionasse o modo de rotura da viga.

Neste grupo de vias, o valor de f_{tm} foi alterado para ser usado nas análises teóricas EC2 e ANL. De facto, verificou-se em todas as anteriores vigas que os pontos de fissuração teóricos estavam sobrestimados relativamente aos resultados experimentais. Esta constatação torna-se mais evidente graficamente nas vigas mais fracas. Devido ao facto das Vigas $\beta 4\phi 4$, $\beta 3\phi 4$ e $\beta 2\phi 4$ conterem pouca armadura longitudinal este especto tornar-se-ia mais relevante. Para além disso, continuando a usar o valor anterior verificava-se ainda que a carga de fissuração seria superior à de cedência, o que seria incongruente. Para além disso, os varões $\phi 4$ têm características do aço tipo ER, o que implica algumas alterações no ficheiro de dados do programa ANL. Neste particular, a metodologia EC2 deixa de ser adequada. Voltando ao valor de f_{tm} , esta alteração tem como base as medições da extensão de rotura nos provetes paralelepípedicos $16*4*4$, os valores ε_{cr} verificados nos ensaios anteriores e os valores apurados por (Oliveira, 2014). Nos provetes paralelepípedicos, a extensão na rotura por tração à flexão, medida pelos extensómetros, teve um valor médio de 340μ . Os resultados apurados por (Oliveira, 2014) foram de cerca de 370μ . No entanto, nos ensaios do primeiro grupo de vigas, o valor médio medido no extensómetro, aquando do aparecimento das fendas foi de 141μ . Assim, assumiu-se como correto metade do valor médio da resistência à tração do metacaulino, estimado em 3.3.2, com o valor real da resistência à tração nestas vigas. Logo, para as vigas de $\phi 4$ adotou-se $f_{tm}=2,6MPa$.

Quadro 4.5 - Dados dos ensaios do Grupo de Vigas β .

Viga	Idade (dias)	Duração do ensaio	As		ρ (%)	A`s		ρ' (%)
			ϕ (mm)	Área (cm ²)		ϕ (mm)	Área (cm ²)	
$\beta 4\phi 8$	18	2h	4 ϕ 8	2,01	1,30	4 ϕ 8	2,01	1,30
$\beta 4\phi 4$	18	1h30min	4 ϕ 4	0,50	0,33	4 ϕ 4	0,50	0,33
$\beta 3\phi 4$	18	1h	3 ϕ 4	0,38	0,25	3 ϕ 4	0,38	0,25
$\beta 2\phi 4$	18	50min	2 ϕ 4	0,25	0,16	2 ϕ 4	0,25	0,16

Os diagramas $P-d$ experimental, teórico EC2 e o determinado pela análise não linear ANL podem ser observados nas figuras que se seguem:

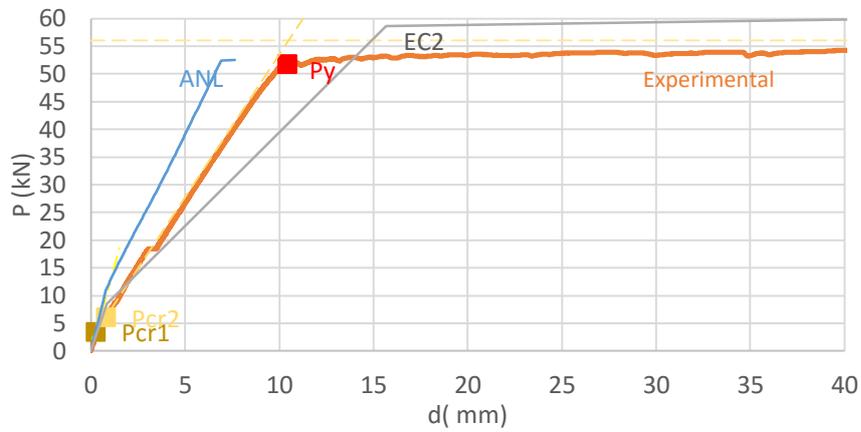


Figura 4.46 - Gráficos P-d da Viga $\beta 4\phi 8$.

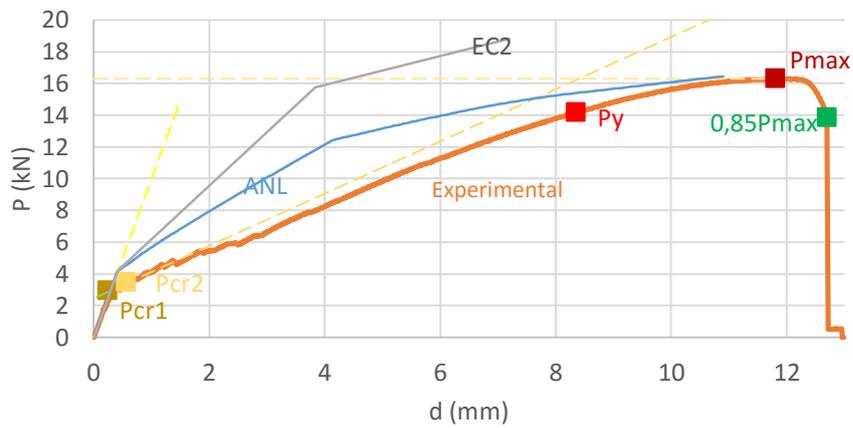


Figura 4.47 - Gráficos P-d da Viga $\beta 4\phi 4$.

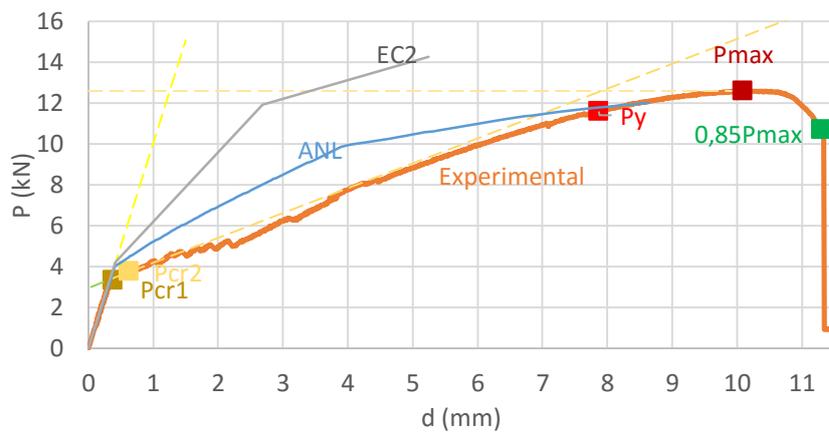
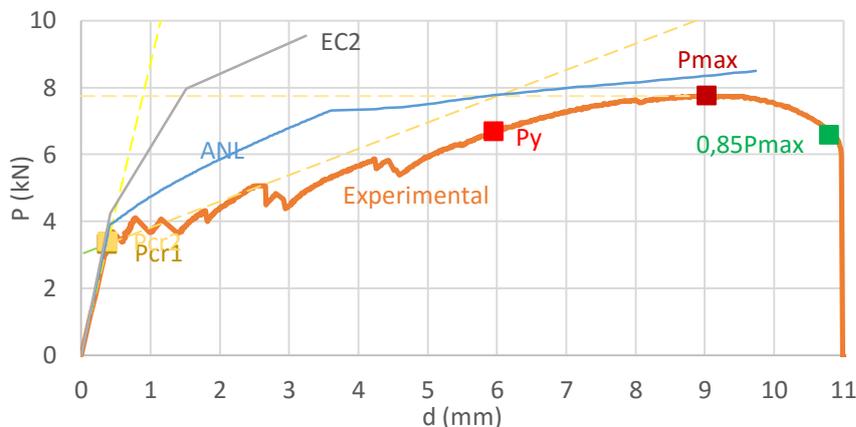


Figura 4.48 - Gráficos P-d da Viga $\beta 3\phi 4$.

Figura 4.49 - Gráficos P-d da Viga $\beta 2\phi 4$.

No quadro Quadro 4.6 são apresentados os valores característicos das fases elásticas e fendilhada das vigas deste grupo.

Quadro 4.6 - Valores característicos das curvas experimentais do Grupo de vigas β .

Viga	P_{cr1} (kN)	d_{cr1} (mm)	$\epsilon_{cr}(\mu)$	K_I	P_{cr2} (kN)	d_{cr2} (mm)	K_{II}	P_y (kN)	d_y (mm)
$\beta 4\phi 8$	3,39	0,29	-77	12,4	6,0	0,81	5,15	51,6	10,5
$\beta 4\phi 4$	2,96	0,25	-	10,0	3,5	0,57	1,65	14,2	8,36
$\beta 3\phi 4$	3,37	0,36	-142	10,0	0,6	3,75	1,22	11,6	7,87
$\beta 2\phi 4$	3,31	0,38	-133	8,7	3,4	0,39	0,79	6,7	5,96

A Viga $\beta 4\phi 8$ foi ensaiada 18 dias após a sua construção, tendo o seu ensaio terminado 2h após o seu início uma vez que ocorreu escorregamento da armadura de tração. O facto da rotura ter ocorrido por escorregamento pode ser explicado pelo facto da viga ter sido invertida, logo a dobra de cerca de 2cm elaborada para aumentar o comprimento de amarração ficou na parte comprimida da viga. Na parte tracionada ficou a extremidade linear prevista usualmente para a armadura de compressão. Assim sendo, nesta viga fica comprovado a importância dos comprimentos de amarração dos varões. Na Figura 4.50 pode verificar-se esse escorregamento na extremidade das armaduras. É visível a posição dos varões antes e depois do escorregamento.



Figura 4.50 - Escorregamento das armaduras tracionadas da Viga $\beta 4\phi 8$.

A Viga $\beta 4\phi 4$ foi ensaiada durante *1h e 30min*, dando-se por encerrado o ensaio após a armadura de tração ter entrado em rotura. Após análise mais detalhada, verificou-se a rotura dos 4 varões tracionados. Esta rotura coincidiu com a localização de um dos estribos.

Também nas vigas $\beta 3\phi 4$ e $\beta 2\phi 4$ foi confirmado a rotura das suas armaduras tracionadas; no primeiro caso 3 varões Figura 4.52 e no segundo caso 2 varões. Os ensaios destas vigas tiveram uma duração de cerca de *1h e 50min*.



Figura 4.51 - Modo de rotura da Viga $\beta 4\phi 4$.



Figura 4.52 - Modo de rotura da Viga $\beta 3\phi 4$.

Tendo em consideração o valor assumido para f_{tm} , verifica-se que as curvas $P-d$ teóricas (Figuras 4.46 a 4.49) apresentam-se próximas daquilo que foi verificado na análise experimental. Pode verificar-se ainda a diferença no comportamento das vigas construídas com aço *ER*, nomeadamente nas proximidades do ponto de cedência.

As aberturas de fendas das vigas deste grupo apresentam-se entre a Figura 4.53 e a Figura 4.56. Continuou a verificar-se a tendência da evolução das fendas; as de flexão acontecem perpendicularmente ao eixo da viga e as fendas de esforço transversal a 45° . Na Viga $\beta 4\phi 8$ o espaçamento de fendas de flexão verificado situou-se entre *5,5 e 6cm*, na Viga $\beta 4\phi 4$ foi de *7,5cm*, na Viga $\beta 3\phi 4$ foi de *6cm* e na Viga $\beta 2\phi 4$ situou-se entre *6 e 7cm*.

A abertura de fendas de flexão w visualizada neste grupo, iniciou-se, em todas as vigas, com aberturas entre $w=0,01mm$ e $0,02mm$. A Viga $\beta 4\phi 8$ atingiu na cedência o valor $w=0,18mm$; a Viga $\beta 4\phi 4$, $w=0,24mm$; a Viga $\beta 3\phi 4$, $w=0,21mm$; a Viga $\beta 2\phi 4$, $w=0,26mm$.

Conforme procedimento descrito no ponto 3.8.4, as constantes k_w da análise ANL assumiram os seguintes valores: para a Viga $\beta 4\phi 8$ foi igual a 65, para a Viga $\beta 4\phi 4$ foi igual a 75, para a Viga $\beta 3\phi 4$ foi igual a 50 e para a Viga $\beta 2\phi 4$ foi igual a 90. Pode verificar-se que os valores da primeira viga se aproximam dos apurados nas vigas do primeiro grupo. Em relação às restantes vigas, os valores são desfasados. Ainda assim à exceção da Viga $\beta 2\phi 4$, os gráficos ANL adaptam-se quase na perfeição aos valores de abertura de fendas apurados experimentalmente.

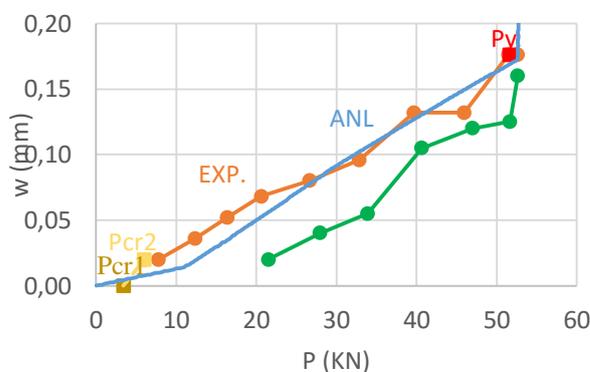


Figura 4.53 - Gráfico w-P Viga $\beta 4\phi 8$.

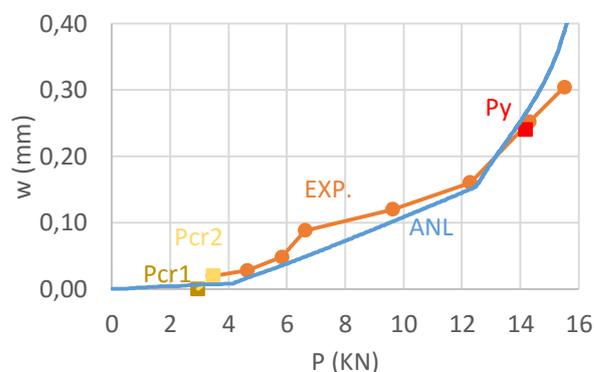


Figura 4.54 - Gráfico w-P Viga $\beta 4\phi 4$.

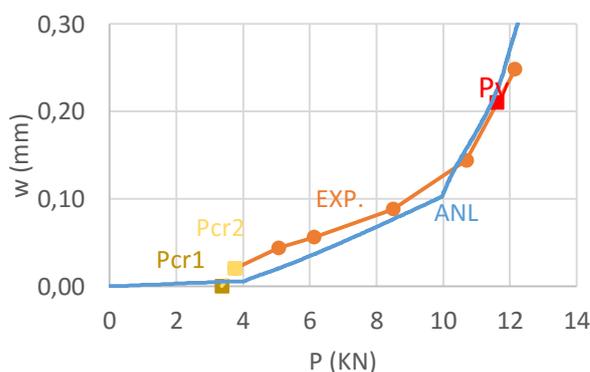


Figura 4.55 - Gráfico w-P Viga $\beta 3\phi 4$.

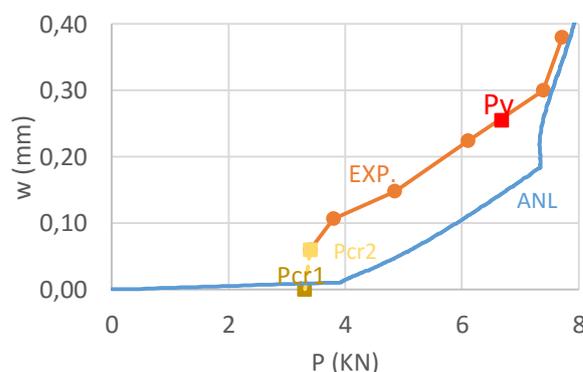
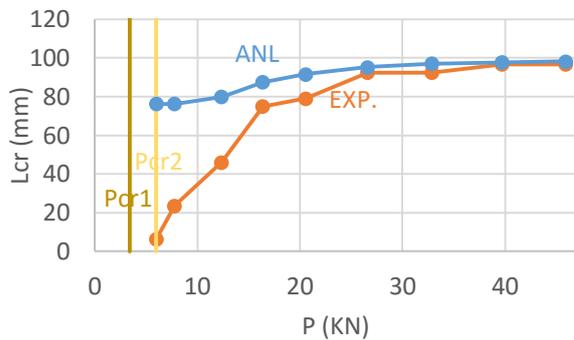
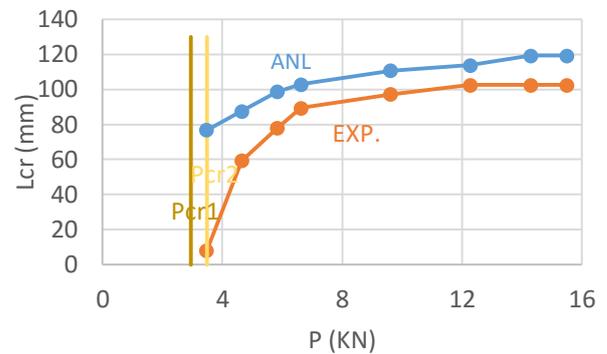
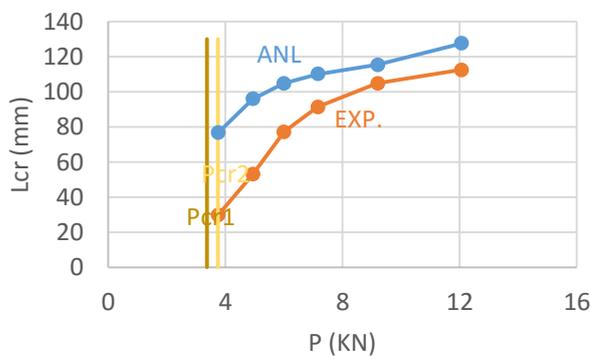
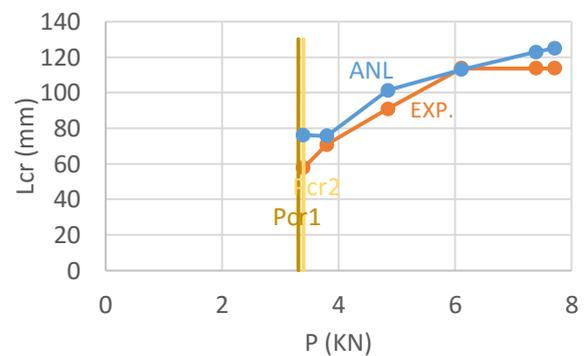
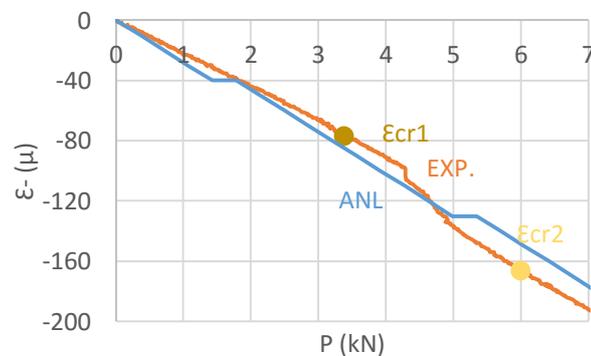


Figura 4.56 - Gráfico w-P Viga $\beta 2\phi 4$.

Em relação ao comprimento de fendas L_{cr} , pode tirar-se as mesmas conclusões dos grupos de vigas anteriores (Figura 4.57 a 4.60), com exceção da viga $\beta 2\phi 4$, onde na sua parte inicial se verifica um desvio consideravelmente mais pequeno que nas restantes vigas. Este ajuste deve-se ao procedimento explicado anteriormente para uma melhor adaptação dos resultados teóricos ANL aos valores experimentais.

Figura 4.57 - Gráfico L_{cr} - P da Viga $\beta 4\phi 8$.Figura 4.58 - Gráfico L_{cr} - P da Viga $\beta 4\phi 4$.Figura 4.59 - Gráfico L_{cr} - P da Viga $\beta 3\phi 4$.Figura 4.60 - Gráfico L_{cr} - P da Viga $\beta 2\phi 4$.

Visto que na viga Viga $\beta 4\phi 4$ não se conseguiu medir a extensão, analisam-se apenas as extensões das restantes vigas. Na Viga $\beta 4\phi 8$, apesar de ser pouco perceptível na imagem, a extensão de fissuração ($\epsilon_{cr} = -77$) coincide com uma pequena queda na extensão. O facto desta queda de extensão ser tão diminuta pode significar que a fenda aconteceu numa zona afastada do local do extensómetro.

Figura 4.61 - Diagrama ϵ - P da Viga $\beta 4\phi 8$.

Nas Vigas $\beta 3\phi 4$ e $\beta 2\phi 4$ as quedas de extensão coincidentes com a extensão de fissuração são muito mais expressivas. Na primeira, o valor da extensão era de $\epsilon_{cr} = -142$, e na segunda era de $\epsilon_{cr} = -133$. Estes dois últimos resultados estão próximos dos valores anteriormente verificados.

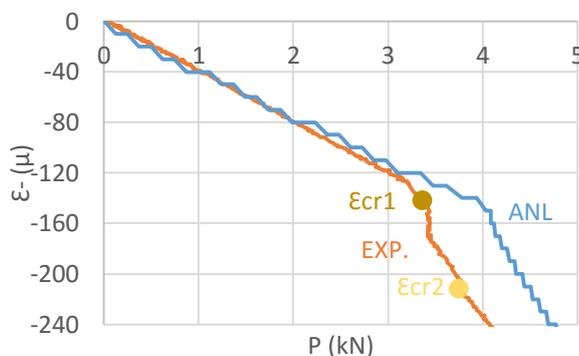


Figura 4.62 - Diagrama ϵ -P da Viga $\beta 3\phi 4$.

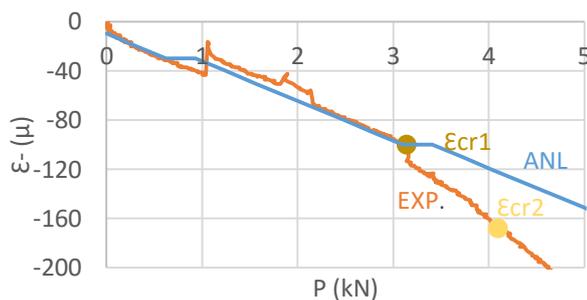


Figura 4.63 - Diagrama ϵ -P da Viga $\beta 2\phi 4$.

De referir ainda que a Viga $\beta 4\phi 4$ não tem análise da extensão devido a um problema técnico relacionado com o extensómetro verificado já durante o ensaio.

5 ANÁLISE COMPLEMENTAR

Neste Capítulo vai ser feita uma análise de vários aspetos relativos aos três grupos de vigas, estudando assim as particularidades de cada um deles por forma a ser possível retirar conclusões que se possam usar e uniformizar para estudos futuros.

Por forma a entender até que ponto as regressões lineares feitas em vários gráficos deste capítulo se aproximam da realidade da nuvem de valores recolhida ao longo desta dissertação, é calculado um erro E_i . Este erro, uma vez que se encontra normalizado, varia entre 0 e 1. Assume valores perto de 0 quando a regressão é próxima dos valores reais e o valor 1 quando a dispersão de valores é elevada. Assim:

$$E_i = \frac{V_i - V_i^*}{V_i} \quad (5.1)$$

Para uma nuvem de n valores, o erro médio será:

$$E_m = \frac{\sum_i^n E_i}{n} \quad (5.2)$$

Neste grupo é utilizado a metodologia de fórmulas simplificadas descritas no ponto 2.7 por forma a adimensionalizar os parâmetros em análise, facilitando assim possíveis comparações. Importa referir que, para cálculo destas fórmulas, o valor usado para f_{tm} foi de apenas metade do apresentado no ponto 3.3.2, consequência de se terem obtido melhores resultados nas vigas de $\phi 4$. O valor de h utilizado para a adimensionar alguns dos valores é $150mm$.

5.1 Carga de Fissuração

Neste ponto vai ser analisado o momento reduzido de fissuração relativamente à taxa de armadura tracionada ρ e à taxa mecânica de armadura ω . Para análise deste ponto foi tido em consideração os valores da carga de fissuração dos 3 grupos de vigas.

A carga de fissuração é normalmente calculada desprezando a influência da armadura tracionada, tendo em conta apenas as dimensões da viga e as características resistentes do material da viga à tração. A fórmula de cálculo utilizada para estes resultados está descrita no ponto 2.6. Por forma a adimensionalizar este valor, utilizou-se a metodologia descrita no ponto 2.7, assumindo para f_{tm} metade dos valores indicados ponto 3.3.2.

Os resultados apresentados nos seguintes gráficos (Figura 5.1 e 5.2) representam os valores de todas as vigas tratadas nesta dissertação. De salientar que no grupo de Vigas *S*, apenas existem dois valores diferentes de armadura.

Pode observar-se que há um aumento ligeiro do momento reduzido de fissuração μ_{cr} , quer quando a taxa de armadura ρ aumenta, quer quando a taxa mecânica de armadura ω aumenta. As equações das linhas de tendência são:

$$\mu_{cr} = 0,13 + 0,034\rho \quad (5.3)$$

$$\mu_{cr} = 0,13 + 0,215\omega \quad (5.4)$$

Assim, no primeiro caso por cada meia unidade de percentagem de armadura, o momento reduzido de fissuração aumenta cerca de 11,5%. Já no segundo, se se aumentar uma décima na taxa mecânica de armadura, o momento reduzido aumenta 14%. Estas equações das retas, têm um erro associado de 0,17 no primeiro caso e 0,18 no segundo. Estes erros revelam alguma dispersão de resultados.

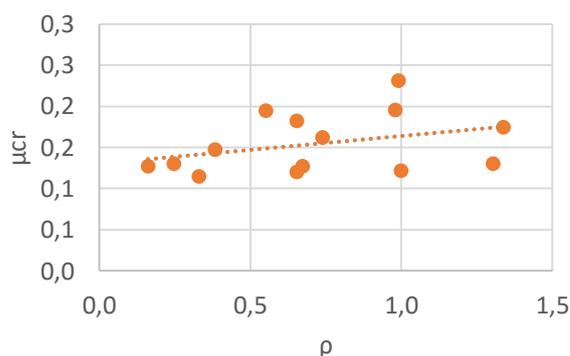


Figura 5.1 - Gráfico $\mu_{cr}-\rho$.

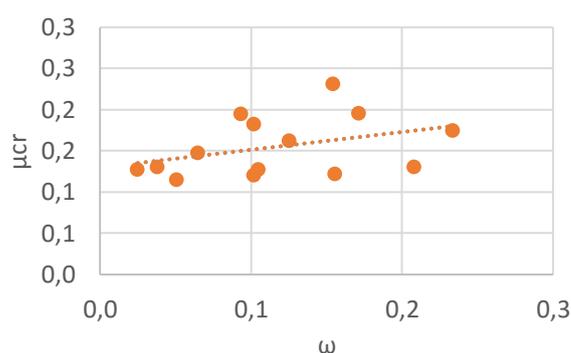


Figura 5.2 - Gráfico $\mu_{cr}-\omega$.

5.2 Extensão de fissuração

Neste ponto aborda-se a extensão de fissuração ϵ_{cr} , apenas do grupo de vigas *Ró*, visto que os restantes têm o extensómetro colocado na parte comprimida e era necessário tratar os resultados de forma diferente aumentando o grau do erro associado, não se podendo garantir a qualidade dos valores dos resultados finais.

No Quadro 5.1 apresentam-se os valores obtidos. Pode ver-se que a média das extensões deste grupo foi de 141 μ , variando entre o valor mínimo 125 μ e máximo 161 μ . Pode comparar-se este valor médio da extensão de fissuração, com o valor que (Abreu, 2012) apurou, cerca de 103 μ ,

para o betão normal. Verifica-se portanto que o metacaulino tem extensões de fissuração superiores em cerca de 35% às do betão normal.

Quadro 5.1 – Extensão de fissuração do Grupo de Vigas Ró.

Grupo	Ró				
Viga	4φ8	3φ8	4φ6	3φ6	2φ6
$\epsilon_{cr}(\mu)$	125	150	129	141	161
Média	141				

Na Figura 5.3 observa-se a diminuição do valor da extensão no ponto de fissuração com o aumento da taxa mecânica de armadura. A equação da reta de tendência que traduz estes resultados é:

$$\epsilon_{cr} = 161 - 143w \quad (5.5)$$

Se por um lado, um aumento da quantidade de armadura tende a retardar ligeiramente o início da fissuração, pelo menos em termos de momento, por outro verifica-se que esta fissuração se inicia para extensões ligeiramente inferiores.

Esta aproximação aos valores reais tem um erro associado de 0,07, podendo considerar-se um erro aceitável.

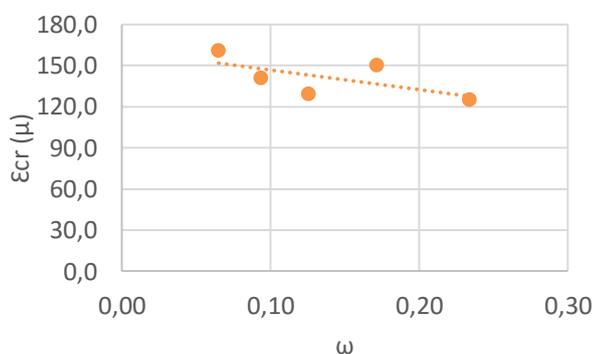


Figura 5.3 - Gráfico $\epsilon_{cr}-\omega$.

5.3 Abertura de fendas

Esta análise vai ser feita, tendo em conta os valores da abertura de fendas dos 3 grupos de vigas. O tratamento de dados foi o mais preciso possível por forma a saber qual a abertura de fendas no momento da cedência w_y . Todos os valores tratados neste ponto tratam-se apenas de fendas de flexão, visto ser esse o foco principal.

Nas Figuras 5.4 e 5.5 são apresentados os valores w_y/h apurados em função de ρ e de ω . As linhas de tendência são:

$$\frac{wy}{h} * 10^4 = 14,33 - 4,85\rho \quad (5.6)$$

$$\frac{wy}{h} * 10^4 = 14,3 - 29,3\omega \quad (5.7)$$

A aproximação destas retas aos valores reais, têm erros associados significativos, de 0,22 em ambos os casos.

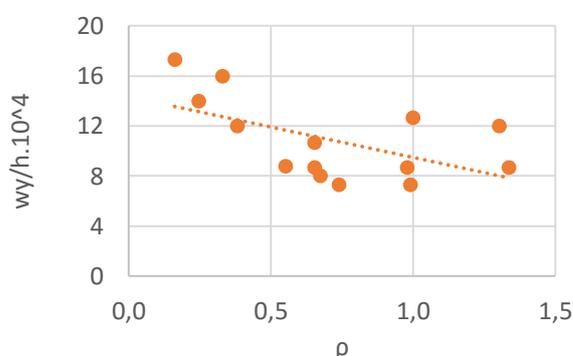


Figura 5.4 - Gráfico $w_y/h-\rho$.

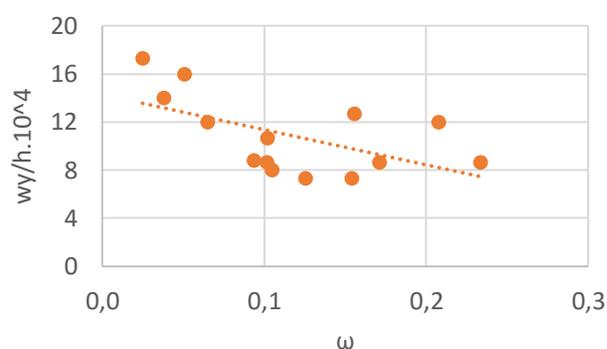


Figura 5.5 - Gráfico $w_y/h-\omega$.

Fisicamente, pode concluir-se que o aumento da área de aço, traduzido quer no parâmetro ρ , quer em ω , provoca uma diminuição da abertura de fendas no ponto de cedência das armaduras w_y .

De qualquer modo, de referir que em todas as vigas o limite regulamentar nunca foi atingido, tendo como valor máximo $0,26mm$, sendo que o valor médio é cerca de $0,16mm$.

5.4 Comprimento de fendas

O comprimento de fendas foi analisado experimentalmente com recurso a fotografias tiradas durante os ensaios das vigas que posteriormente foram tratadas à escala real, sendo assim possível medir o comprimento das fendas, recorrendo ao programa *AutoCAD 2016*©.

Nos gráficos da Figuras 5.6 e 5.7 analisa-se o comprimento de fendas L_{cr}/h em função da taxa de armadura de tração ρ e da taxa mecânica de armadura ω . Verifica-se uma notória propensão para a diminuição do comprimento de fendas com o aumento de ρ e de ω , como seria de esperar. De facto, as vigas com pouca armadura tracionada tendem a abrir mais as fendas, e conseqüentemente, o seu comprimento será maior. As retas de regressão linear são descritas pelas seguintes equações, com um erro em relação aos valores reais de $0,06$.

$$L_{cr} = 0,71 - 0,1\rho \quad (5.8)$$

$$\frac{L_{cr}}{h} = 0,71 - 0,63\omega \quad (5.9)$$

Para comparação, apresentam-se também a azul os resultados já mencionados anteriormente do comprimento máximo, avaliados na análise teórica ANL.

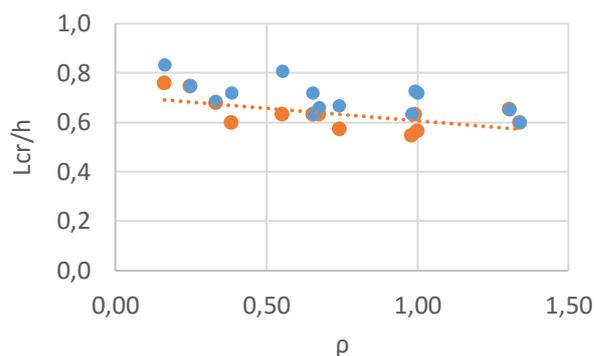


Figura 5.6 - Gráfico L_{cr}/h - ρ .

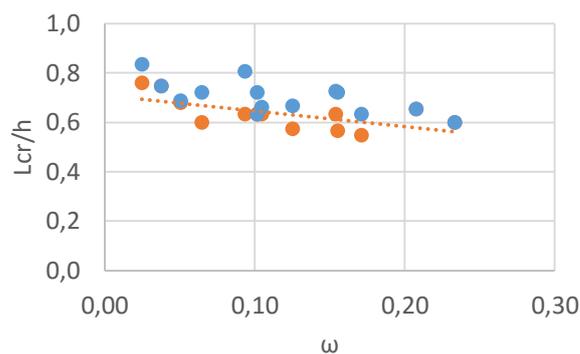


Figura 5.7 - Gráfico L_{cr}/h - ω .

Analisando a Figura 4.1 e o Quadro 5.2, verifica-se que depois da análise detalhada dos valores práticos de L_{cr} e teóricos da análise ANL é possível estimar o parâmetro a . Este parâmetro representa a distância entre o limite visível da fissura e a posição do eixo neutro $e.n$. É certo que este valor varia de viga para viga, mas olhando para a nuvem de resultados, a média dos

Quadro 5.2 - Valores L_{cr} , a e $e.n$ de cada viga.

Viga	L_{cr} (mm)	$L_{cr}ANL$ (mm)	a (mm)	$e.n.$ (mm)
Ró 4 ϕ 8	90	90	0	60
Ró 3 ϕ 8	82	95	13	55
Ró 4 ϕ 6	86	100	14	50
Ró 3 ϕ 6	95	121	26	29
Ró 2 ϕ 6	90	108	18	42
S4	85	108	23	42
S7	95	95	0	55
S10	95	109	14	41
S14	95	99	4	51
S0	95	108	13	42
β 4 ϕ 8	98	98	0	52
β 4 ϕ 4	102	103	1	47
β 3 ϕ 4	112	112	0	38
β 2 ϕ 4	114	125	11	25
Média	95	105	10	45

valores no ponto de cedência é de $10mm$. Na mesma lógica de raciocínio do parâmetro a , também o e.n., medido a partir do topo da viga, varia de viga para viga. Ainda assim, a média dos resultados indica que este estabiliza, em média, a $45mm$ do topo da viga, ou seja, a cerca de $1/3h$. Assumindo que a extensão média do aço na cedência vale $2,6\%a$, é então possível concluir que à distância $(x+a)$, ou seja, no topo do comprimento da fenda, a extensão no material vale em média cerca de 298μ . Este valor, cerca do dobro da extensão de fissuração (141μ), corresponde ao valor da extensão no material, a partir do qual, a fenda se torna visível.

5.5 Constante k_w referente ao diagrama teórico w - P

No ponto 2.8.4 foi indicada uma metodologia para se estimar teoricamente o valor da abertura de fendas w , segundo a qual o valor w pode ser obtido a partir do produto da extensão \mathcal{E}_s por uma constante k_w . Neste trabalho, optou-se por adotar uma constante que aproximasse o melhor possível os valores teóricos da extensão obtidos através do programa teórico ANL aos valores de abertura de fendas medidos experimentalmente.

No Quadro 5.3 são indicados, para cada viga, os valores adotados de k_w . Estes valores variam consideravelmente de viga para viga, face às diferentes características resistentes dos materiais e distribuições de armaduras. A média situa-se nos 58, tendo um máximo de 90, na viga menos armada ($\beta 2\phi 4$), e um mínimo de 36, na viga sem armadura de esforço transversal (S0).

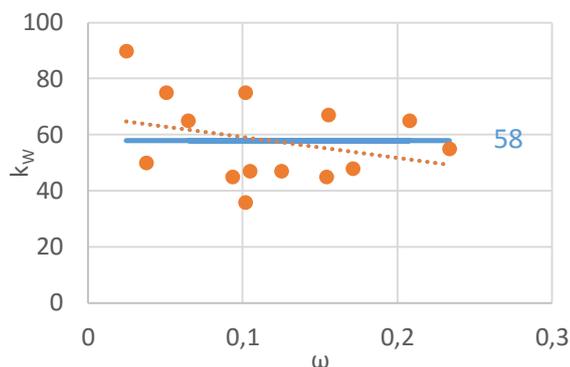
Quadro 5.3 – Valores de k_w .

Grupo	Ró					S					β			
Viga	4 ϕ 8	3 ϕ 8	4 ϕ 6	3 ϕ 6	2 ϕ 6	4	7	10	14	0	$\beta 4\phi 8$	$\beta 4\phi 4$	$\beta 3\phi 4$	$\beta 2\phi 4$
k_w	55	48	47	45	65	67	75	45	47	36	65	75	50	90
Média	58													

Na Figura 5.8 apresentam-se os valores da constante k_w em função de w . Tendencialmente, existe uma diminuição de k_w com o aumento da taxa mecânica de armadura. A equação da regressão linear é apresentada de seguida.

$$Kw = 66,5 - 74,4\omega \quad (5.10)$$

O erro de $0,23$ indica uma elevada dispersão de resultados. De qualquer modo, assumindo esta tendência, isto significa existir uma redução de cerca de 14% quando se passa de $\omega=0,1$ para $\omega=0,2$.

Figura 5.8 - Gráfico k_w - ω .

5.6 Espaçamento entre fendas

No Quadro 5.4 apresentam-se os resultados apurados para a fissuração das vigas do grupo S, em função do espaçamento dos estribos. Pode verificar-se que os espaçamentos entre fendas s_r são influenciados pelo espaçamento de estribos, como seria de esperar. Em geral, as fendas coincidem com a posição dos estribos, mas se a distância for superior a um dado limite, formam-se outras fendas entre estribos; tendencialmente afastadas de cerca de 50mm .

Quadro 5.4 - Espaçamento e abertura de fendas das Vigas S.

Viga	s_r (cm)	w_y (mm)	ϵ_{sy} (%)
S4	6	0,19	2,68
S7	7	0,16	2,49
S10	5	0,11	2,62
S14	3,5	0,12	2,36
S0	5	0,13	2,69

Alguns casos são particulares, por exemplo na viga S4 ($s_r=4\text{cm}$) verificou-se o aparecimento de duas fendas consecutivas coincidentes com o mesmo estribo e no estribo seguinte não se detetou nenhuma fenda; esta sequência voltou a repetir-se. Este fenómeno verificou-se ao longo dos 45cm da zona central; O espaçamento médio de 6cm resultou da divisão dos 45cm pelo número de fendas (Figura 5.9).

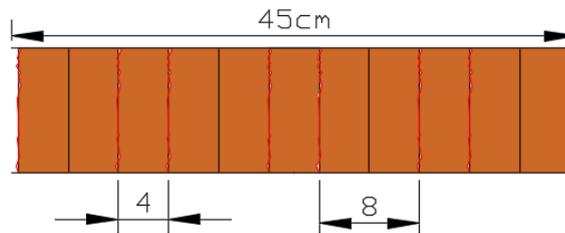


Figura 5.9 - Espaçamento de fendas na Viga S4.

Na Viga S7, o espaçamento coincidiu com o posicionamento dos estribos; na Viga S10 as fissuras apareceram na zona do estribo e a meio destes. Na Viga S14 as fendas apareceram espaçadas de $3,5\text{cm}$, nem sempre coincidindo com os estribos. Por último a viga sem estribos na zona central (V0) apresenta um espaçamento de estribos de 5cm , podendo ser este o espaçamento considerado natural deste material, se não tiver perturbações do aumento do confinamento que os estribos lhe conferem.

Considerando ainda os valores indicados no Quadro 5.4, podem tirar-se outras conclusões; uma delas é de fácil interpretação se se analisar a Figura 5.10, na qual se mostra que a abertura de fendas aumenta com o espaçamento entre elas. De facto, a deformação da viga tende a concentrar-se nas fendas existentes. A equação da regressão linear é traduzida por:

$$w_y = 0,05 + 0,0172s_r \quad (5.11)$$

Esta reta tem um erro de $0,13$ em relação aos valores reais. Apesar desta dispersão, esta tendência mostra claramente um aumento da abertura de fendas à medida que o espaçamento entre estas aumenta.

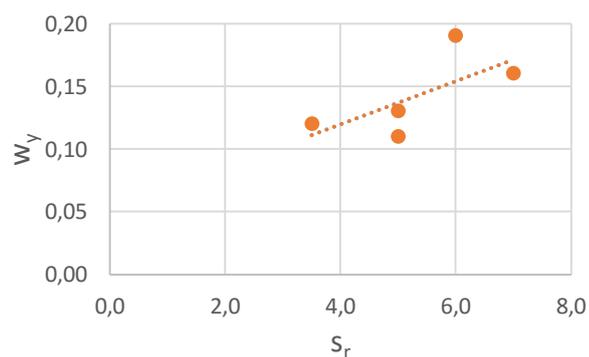


Figura 5.10 - Gráfico w_y - s_r .

5.7 Comportamento de Vigas $\beta=1$

Compara-se agora as vigas com idêntica armadura de tração, mas em que uma delas tem $A'_s=A_s$. Pretende-se verificar se a armadura de compressão tem influência no seu comportamento ao nível da fissuração.

Nas Vigas Ró 4 ϕ 8 e β 4 ϕ 8, indicadas no Quadro 5.5, verifica-se que, apesar de ter menor momento de cedência (cerca de 12,5% menos), a viga com $\beta=1$ tem uma abertura de fendas superior (cerca de 10%). A constante k_w , que resulta da conjugação destes efeitos é também superior. Tem também um maior espaçamento entre fendas, indo ao encontro com das conclusões retiradas nos pontos anteriores. Também o seu comprimento de fendas é superior à viga que tem menor armadura de compressão. A extensão no aço é igual nas duas vigas. Posto isto, pode concluir-se que para este caso uma maior armadura de compressão veio piorar o comportamento da viga em relação à análise que importa nesta dissertação, a sua fissuração. Em termos de resistência, a armadura de compressão parece prejudicar o comportamento. Salienta-se ainda que foi usado o mesmo tipo de aço nas duas vigas; Aço NR 500.

Quadro 5.5 Vigas $\rho \approx 1,3$.

Viga	A_s	A'_s	Aço	$\rho(\%)$	μ_y	ω	$\epsilon_{sy}(\mu)$	$w_y(\text{mm})$	$s_r(\text{cm})$	k_w	$L_{cr}(\text{mm})$
Ró 4 ϕ 8	4 ϕ 8	2 ϕ 6	NR	1,34	2,25	0,23	2,60	0,13	5	55	90
β 4 ϕ 8	4 ϕ 8	4 ϕ 8	NR	1,30	1,99	0,21	2,59	0,18	5,8	65	98

Das vigas Ró 2 ϕ 6 e β 4 ϕ 4, com os seus valores expostos no Quadro 5.6, salienta-se a diferença entre os seus tipos de aço, apesar das suas quantidades de armadura tracionada serem quase idênticas; a Viga β 4 ϕ 4 tem um ρ inferior em 18%. No entanto, na cedência, a redução de resistência foi de 20%. A viga concebida com Aço tipo ER, como seria de esperar na cedência, tem uma extensão no aço inferior (cerca de 36%). Apesar de tudo, mostra uma abertura de fendas superior (33%) relativamente à viga com aço do tipo NR. O espaçamento entre fendas é superior na viga β 4 ϕ 4, bem como a constante k_w e o comprimento de fendas L_{cr} . Salienta-se ainda que, no caso da Viga β 4 ϕ 4, a distribuição dos varões é mais favorável a nível teórico (d superior e maior número de varões) para o comportamento da viga em relação à fissuração; ainda assim não foi isso que se verificou. Pode com isto concluir-se que o Aço do tipo NR apresenta melhores características no que ao comportamento à fissuração das vigas diz respeito. Importa salientar que esta conclusão foi tirada com base na comparação de apenas duas vigas.

Quadro 5.6 - Vigas $\rho \approx 0,3$.

Viga	A_s	A'_s	Aço	$\rho(\%)$	μ_y	ω	$\epsilon_{sy}(\mu)$	$w_y(\text{mm})$	$s_r(\text{cm})$	k_w	$L_{cr}(\text{mm})$
Ró 2 ϕ 6	2 ϕ 6	2 ϕ 6	NR	0,38	0,69	0,16	2,42	0,18	6,5	65	90
β 4 ϕ 4	4 ϕ 4	4 ϕ 4	ER	0,33	0,55	0,26	3,52	0,24	7,5	75	102

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

Em forma de conclusão, importa referir que este trabalho experimental pode ser considerado inovador, na medida em que não são conhecidos trabalhos semelhantes envolvendo materiais ativados alcalinamente, mais concretamente o metacaulino castanho. Entenda-se que esta dissertação é apenas um começo importante para se formular uma base de estudo acerca das características e potencialidades deste material, bem como os seus pontos menos favoráveis. Todos os resultados aqui apresentados e analisados necessitam de ver aumentada a sua consistência amostral por forma a estes poderem ser vistos e aceites como fidedignos pela comunidade científica.

Os principais objetivos propostos no início desta dissertação foram cumpridos como previsto, apesar de ser normal durante a realização de trabalhos experimentais o aparecimento de contratempos e a necessidade de se tomar medidas e decisões por forma a contornar esses mesmos contratempos.

Da realização destes objetivos podem salientar-se algumas das mais importantes conclusões deste trabalho:

- O geopolímero utilizado mostrou boas características de comportamento ao nível dos parâmetros analisados, sendo, como espectável, necessário aprimorar alguns detalhes deste material para poder ser utilizado em larga escala;
- O Geopolímero tem um bom comportamento na sua fase elástica, apesar de para vigas com menor quantidade de armadura, o seu ponto de fissuração surja mais cedo do que o previsto. A carga de fissuração aumenta com o aumento da taxa mecânica de armadura, o que torna possível contornar este ponto menos positivo no material;
- A extensão do material no ponto de fissuração verificou-se ser superior à dos materiais correntemente utilizados, como o betão armado. Esta extensão média, de cerca de 141μ , é também ela influenciada pela taxa mecânica de armadura, que com o seu aumento faz com que o valor da extensão no material diminua ligeiramente.

- Em relação à abertura de fendas, pode concluir-se que o aumento da área de aço, traduzido quer no parâmetro ρ , quer em ω , provoca uma diminuição da abertura de fendas no ponto de cedência das armaduras;
- Verificou-se também que o comprimento de fendas diminui com o aumento dos parâmetros ρ e ω . Assim, menos armadura tracionada significa mais fissuras com um maior comprimento L_{cr} . Com os valores médios da posição do eixo neutro estimados teoricamente e os comprimentos L_{cr} determinados experimentalmente, conseguiu-se estimar uma média para o valor da extensão do material ($\varepsilon_{+} \approx 298\mu$), a partir do qual a fenda é visível ($w \geq 0,01\text{mm}$);
- Verificou-se a linearidade entre a abertura de fendas e a extensão do aço. A constante de proporcionalidade diminui ligeiramente com o aumento de ω . Estimou-se o seu valor médio para este material em cerca de 58. Este valor tem uma elevada importância para o desenvolvimento e aplicação da metodologia em que se insere, com vista a poder ser uniformizada e utilizada em diversos materiais;
- Pode concluir-se também que o local das fendas é influenciado pela posição dos estribos, coincidindo com estes na maioria dos casos. Os vários espaçamentos usados mostram que o material fendilha de maneira distinta, mas com algum critério;
- Um valor de armadura de tração demasiado elevado tende a aumentar o espaçamento entre fendas, a sua abertura e o seu comprimento.

6.2 Propostas de trabalhos futuros

Tendo em conta as conclusões retiradas neste trabalho, importa referir a importância de realização de mais estudos nesta área e com este material por forma a cimentar os valores que neste momento sofrem grandes variações e incerteza.

Podem, no entanto, ser feitas algumas sugestões, visto que um tema desta natureza nunca pode ser dado como concluído. Propõe-se então alguns trabalhos futuros:

- Importa começar por salientar a importância da forma como os estribos são colocados na armadura da viga. Interessa que o fecho dos estribos não invalide o objetivo da sua colocação;
- Estudar o material metacaulino quando exposto ao fogo, por forma a aferir a sua capacidade resistente;

- Uma vez que este estudo foi realizado a curto prazo, seria interessante estudar o comportamento deste material no longo prazo, até para comparar com os resultados já conhecidos para o betão;
- Estudar a fendilhação deste material aplicando outro tipo de esforços à estrutura, por exemplo o esforço transversal, para ser possível comparar resultados;
- Utilizar outros métodos de medição de fendas e extensão do material mais sofisticados por forma a poder conferir os resultados apresentados nesta dissertação;
- Possibilidade de estudar outros espaçamentos de estribos por forma a perceber até que valor de espaçamento o aparecimento de fendas é influenciado;
- Realizar estudos semelhantes com vigas de dimensões mais próximas às que se usam na realidade das obras de engenharia civil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, B. (2012) “Fendilhação em Vigas de betão armado – Previsão do comportamento” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- ACI Manual of Concrete Practice (1994). “Use of Concrete in Buildings – Design, Specifications, and Related Topics”. Victoria A. Wiczorek, Detroit.
- Appleton, J. (2013). “Estruturas de Betão”, Vol. 1. Editora Orion, Amadora.
- Argeco@. (2016). <http://www.argeco.fr/>. Argeco Développement, Bordeaux.
- Benhelal, E. e Zahedi, G. e Shamsael, E. e Bahadori, A. (2013). “Global strategies and potentials to curb CO2 emissions in cement industry” *Journal of Cleaner Production*, 51, pp.142–161.
- Cachim, P. B. e Morais, M. M. (2013). “Estruturas de betão – Bases de cálculo. Segundo o Eurocódigo 2”. Publindústria, Porto.
- Camara, J. (2015). “Estruturas de Betão I. Folhas de apoio às aulas”. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Carreira, N (2015). “Deformação de Vigas Construídas com Geopolímeros” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- CEB-FIP (1993). “Modal Code 1990”. Comité Euro-Internacional du Béton – Federation Internationale de la Précontrainte, Tomas Telford Services Ltd, Lausanne, Switzerland.
- CEN (2010). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. Comité Européu de Normalização, Bruxelas.
- Davidovits, J. (1996). “From Ancient. Concret to Geopolymers”. *Arts et Métiers*, N° 180, pp. 8-16.
- EN1992-1-1 (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. CEN, Bruxelas.

- Figueiras, J. (1997). “Estruturas de Betão 2. Verificação aos Estados Limites de Utilização”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Global Greenhouse Warming@ (2016). <http://www.global-greenhouse-warming.com/privacy-policy.html> , Camberra.
- Gonçalves, A (2014). “Fendilhação em Vigas Construídas com Geopolímeros” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Guerra, F. (2014). “Avaliação Experimental do Comportamento Mecânico de Materiais Ativados Alcalinamente”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Lima, D., Coelho, T., & Mun., M. (1985). Betão Armado, Esforços Normais e de Flexão.
- Lopes, A. (2005). “Simulação Numérica 2D da Rotura de uma Viga de Betão Armado”.
- Lopes,A e Lou T. e Lopes,S, (2013). "Numerical Evaluation of the Non Linear Behaviour of Reinforced Concrete Beams", in Proceedings of the Fourteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, B.H.V. Topping and P. Iványi, (Editors), Civil-Comp Press, Stirlingshire, United Kingdom, paper 115, 2013.
- Lopes,S e Lopes,A e Lou T. (2011). “Numerical Estimation of RC Beams” International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models – Structural Concrete Applications; CoRAN 2011; p 243-253; 24-25, Coimbra, Portugal.
- Lopes,S e Lopes,A e Lou T. (2013). “Nonlinear flexural behaviour of rc beams”, Twin Covilhã International Conferences; 5th Int’l Conference on The Concrete Future, Covilhã, Portugal.
- Lopes,S e Lopes,A e Lou T. (2014). “FE modeling of inelastic behavior of reinforced high-strength concrete continuous beams”; STRUCTURAL ENGINEERING AND MECHANICS, Volume 49, Issue 3, Pages: 373-393.
- NP EN10002-1 (2006). “Materiais metálicos. Ensaios de tracção – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN12390-3 (2011). “Ensaios do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
-

- NP EN12390-5 (2009). “Ensaio do betão endurecido – Parte 5: Resistência à flexão de provetes”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN196-1 (2006). “Métodos de ensaio de cimentos – Parte 1: Determinação das resistências mecânicas”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Pinto, A (2012). “Novos ligantes obtidos por ativação alcalina (Geopolímeraço)”. *Construção Magazine*.
- Pinto, A. (2004). “Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino”. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga.
- Pinto, A. (2006). “Introdução ao estudo dos geopolímeros”. Sector Editorial dos SDE-UTAD, Vila Real, Portugal.
- Ribeiro, J (2014) “Resistência de Vigas Construídas com Geopolímeros” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Sepúlveda, J (2007). “Geopolímeros” *Engenhariacivil.wordpress.com*. Available at: <https://engenhariacivil.wordpress.com/2007/07/03/geopolimeros/>.
- State of the Planet@ (2016). <http://blogs.ei.columbia.edu/2012/05/09/emissions-from-the-cement-industry/>, EUA.
- Torgal, F. e Jalali S. (2009). “Ligantes Geopoliméricos. Uma alternativa ao Cimento Portland?”. *Revista INGENIUM* N°114, pp.66-68.