



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

Resistência à Flexão de Vigas de Materiais Ativados Alcalinamente

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

Autor

Francisco Duarte da Fonseca

Orientadores

Professor Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes (UC)

Professora Doutora Maria Isabel Moita Pinto (UC)

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

RESUMO

Na produção de betão, que engloba uma grande percentagem de todo o processo da construção civil, o ligante mais utilizado é o cimento Portland Normal. Este ligante tem um comportamento bem conhecido no meio, mas tem como grande problema o seu processo de fabrico, isto porque este envolve muita energia no trabalho nas pedreiras, bem como nas elevadas temperaturas de cozedura.

Assim, sendo o cimento Portland Normal uma solução pouco sustentável, é necessário procurar novos produtos que funcionem e tenham a mesma, ou melhor, eficácia no funcionamento mas que envolvam processos de fabrico menos dispendiosos em termos energéticos, sabendo que a sustentabilidade deve ser um ponto importante em todas as atividades e que a construção civil detém uma percentagem da poluição mundial considerável.

Com base no conhecimento de exemplos de estruturas, construídas na antiguidade, em que não havia o recurso às rochas naturais nem aos betões como os de hoje, sendo a sua construção baseada em grandes blocos resistentes de argamassa, surge o conceito de materiais ativados alcalinamente.

Esta dissertação baseia-se assim num estudo de cariz laboratorial e experimental em que o objetivo consiste em analisar e estudar a resistência de vigas sujeitas a flexão produzidas com geopolímero, em que o ligante utilizado na produção das mesmas é o metacaulino castanho ativado alcalinamente. Para isso foram elaboradas *14* vigas, e ensaiadas como vigas simplesmente apoiadas, envolvendo duas cargas pontuais equidistantes do centro da viga. A análise e resultados foram comparados posteriormente com resultados teóricos e com trabalhos realizados com vigas construídas à base de argamassa e metacaulino branco, respetivamente.

ABSTRACT

In the production of concrete, which includes a large percentage of the whole process of construction, the most used binder is the Portland cement. This binder has a well-known behaviour, but it has a great disadvantage related to its manufacturing process because the raw material requires a large amount of energy to be extracted from the quarries and also to be calcined at high temperatures.

The sustainability of the Portland cement is not high and, therefore it becomes necessary to search for new products that work similarly with the same or better efficiency in the binding action, but that involves less expensive manufacturing processes in energy terms. In fact, the construction industry is responsible by a considerable percentage of global pollution, and therefore, it is necessary to consider sustainability as the main concern.

Based on with the knowledge of ancient times alkali-activated materials have been re-discovered and could play a great role on the concretes of the future. .

This work aims at evaluating the resistance of beams subjected to bending. The beams were constructed with alkali-activated brown metakaolin, as an alternative material to cement based concrete. 14 beams were prepared with this binder and they were loaded by means of two symmetrical point loads from the centre of the beam. The beams were simply supported and a zone of pure bending was created by this set up. The analyses of the results were performed and comparisons with theoretical predictions were carried out.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Professor Sérgio Lopes e Professora Isabel Pinto, expresso o meu agradecimento. Um agradecimento especial ao Professor Adelino Lopes pelo apoio e ajuda prestados no laboratório, bem como em toda a dissertação, sempre com a maior disponibilidade.

Um agradecimento aos meus colegas de trabalho, Paulo Marques, Joel Correia e Pedro Torres, pelo esforço desenvolvido no laboratório que sem eles não tinha sido possível a realização do trabalho.

A toda a equipa do laboratório agradeço as ajudas dadas e todas as orientações, bem como a disponibilidade sempre prestada.

A toda a estrutura do Departamento de Engenharia Civil, como professores e funcionários, agradeço os conhecimentos e possibilidades dadas para a minha formação.

Agradeço à empresa FAPRICELA, na pessoa do Eng. Nelson Batista, o fornecimento gratuito do aço.

A todos os meus colegas e amigos que durante estes anos fui fazendo e com quem fui vivendo estes momentos, agradeço pelo apoio e ajuda dada.

Esta dissertação e o trajeto ao longo de todo o curso só foram possíveis com a grande ajuda a todos os níveis dos meus pais, Cristina e Luis. O meu agradecimento a eles, em conjunto com o agradecimento aos meus Avós, à Zaia e a toda a restante Família.

Por fim, um enorme agradecimento aos meus irmãos, Sofia e Rodrigo, que estiveram sempre ao meu lado em todos os momentos, tendo sido uma grande ajuda para a conclusão desta dissertação e deste curso.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivos.....	2
1.2. Organização da dissertação.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Cimento Portland e Cimentos antigos	4
2.2. Ativação Alcalina	5
2.2.1. Metacaulino	6
2.3. Resistência de vigas em flexão	7
2.3.1. Comportamento de vigas em flexão	7
2.3.2. Modos de rotura.....	9
2.3.3. Ductilidade	9
2.4. Metodologias de cálculo da resistência de vigas em flexão	10
2.4.1. Equilíbrio da secção segundo EC2	10
2.4.2. Fórmulas simplificadas.....	11
2.4.3. Tabelas e ábacos	11
2.4.4. Momento de fissuração.....	12
2.4.5. Rigidez de flexão	12
2.4.6. Metodologia EC2.....	13
2.4.7. Análise não-linear.....	13
2.5. Efeito de escala	14
3. Procedimento Experimental	10
3.1. Conceção das vigas	10
3.2. Materiais	13

3.2.1.	Aço	13
3.2.2.	Metacaulino	14
3.2.3.	Ativador	14
3.2.4.	Areia	15
3.2.5.	Cofragem	15
3.3.	Mistura de Metacaulino	16
3.3.1.	Ensaio de tração na fase elástica.....	17
3.3.2.	Ensaio de rotura à tração por flexão	18
3.3.3.	Ensaio de rotura à compressão	19
3.4.	Esquema de ensaio	21
3.5.	Considerações finais	22
4.	RESULTADOS	23
4.1.	Vigas do Grupo 1	23
4.1.2.	Viga $V\rho5$	24
4.1.3.	Viga $V\rho4$	26
4.1.4.	Viga $V\rho3$	28
4.1.5.	Viga $V\rho2$	30
4.1.6.	Viga $V\rho1$	32
4.2.	Vigas do Grupo 2	34
4.2.1.	Viga $Vs7$	35
4.2.2.	Viga $Vs14$	36
4.1.3.	Viga $Vs45$	38
4.2.4.	Viga $Vs10$	39
4.2.5.	Viga $Vs4$	41
4.3.	Vigas do Grupo 3	43
4.3.1.	Viga $V\beta4$	43
4.3.2.	Viga $V\beta3$	45

4.3.3. Viga V β 2	47
4.3.4. Viga V β 1	49
4.4. Considerações finais	50
5. Análise global de resultados	51
5.1. Momento de fissuração	52
5.2. Momento de cedência	53
5.3. Momento máximo	54
5.4. Amplitude da zona de fissuração	55
5.5. Coeficiente extra de segurança	56
5.6. Rigidez KI'	57
5.7. Rigidez KII'	58
5.8. Relação KI'/KII'	59
6. CONCLUSÕES	61
6.1. Principais conclusões	61
6.2. Propostas de trabalhos futuros	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

SIMBOLOGIA

Letras Latinas

A_s	Área da armadura de tração para betão armado
A_s'	Área da armadura de compressão para betão armado
b	Largura da secção transversal
d	Altura útil da secção
d_{cr}	Valor do deslocamento na carga de fissuração da viga
$d_{máx}$	Valor do deslocamento na carga máxima resistente da viga
d_y	Valor do deslocamento na carga de cedência da viga
E_c	Módulo de Elasticidade do betão
E_s	Módulo de Elasticidade do aço
F_c	Resultante de forças na secção de betão
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
F_s	Resultante de tensões no aço
f_{su}	Valor da tensão última do aço
f_{sum}	Valor médio da tensão última do aço
f_{syd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{sym}	Valor médio da tensão de cedência do aço
f_{tm}	Valor médio da tensão de rotura do metacaulino à tração
h	Altura da secção transversal
K'	Valor adimensional da Rigidez
KI	Rigidez do Estado I

KII	Rigidez do <i>Estado II</i>
$KIII$	Rigidez do <i>Estado III</i>
L	Comprimento
M_{cr}	Momento Fletor da carga de fissuração
M_{Ed}	Momento Fletor atuante
$M_{máx}$	Momento Fletor da carga máxima resistente das vigas
M_{Rd}	Momento Fletor resistente
M_y	Momento Fletor da carga de cedência das armaduras
P	Carga concentrada
P_{cr}	Valor da carga de fissuração da viga
$P_{máx}$	Valor da carga máxima resistente da viga
P_y	Valor da carga de cedência da viga
P_y/P_{cr}	Amplitude do <i>Estado II</i> em relação ao <i>Estado I</i>
s	Afastamento das armaduras de esforço transversal
W_c	Módulo de flexão do betão

Letras Gregas

μ	Momento reduzido
μ_{cr}	Momento reduzido de fissuração
$\mu_{máx}$	Momento reduzido de carga máxima
μ_y	Momento reduzido de cedência
ω	Taxa mecânica de armadura
ε_{su}	Extensão última do aço à tração
ε_{sy}	Extensão de cedência do aço à tração
ρ'	Taxa de armadura comprimida
ρ	Taxa de armadura tracionada
δ	Flecha

ABREVIATURAS

ANL	Análise não-linear
BA	Betão Armado
CD	Coefficiente de dispersão
CPN	Cimento Portland Normal
DEC	Departamento de Engenharia Civil
Desv.	Desvio
EC2	Eurocódigo 2
Exp.	Experimental
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
LEMEC	Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções

1. INTRODUÇÃO

É conhecido que a energia dissipada e a energia consumida na utilização e produção de Cimento Portland Normal CPN são elevadas e significativas na produção de energia mundial; também se sabe que o CPN é quase em exclusivo o único ligante utilizado na produção de Betão Armado, BA. Em paralelo, sabe-se também que os níveis de CO₂ libertados pelo CPN, na sua extração e produção, atingem valores bastante elevados. Assim, é por estes motivos, que surgem ideias na tentativa de obter soluções mais sustentáveis na construção civil (Pinto, 2004).

Na observação e estudo de obras da Antiguidade Clássica verifica-se que a função estrutural para que estas foram produzidas encontra-se ainda hoje em bom estado. Sabendo-se que os ligantes como o CPN não eram utilizados, estes edifícios eram construídos com base em argamassas a formar grandes blocos resistentes, que nos dias de hoje apresentam baixos sinais de desgaste e um comportamento mecânico considerável (Pinto, 2004). É neste contexto que se chega à solução dos materiais ativados alcalinamente (Torgal & Jalali, 2009), que pode ser designada por uma redescoberta de uma técnica já usada na antiguidade.

Os geopolímeros, nome dado por Davidovits (Pinto, 2004), apresentam-se então como alternativa aos CPN, sabendo que apresentam elevada resistência mecânica, maior durabilidade dos elementos, fazendo aumentar o tempo de vida útil das mesmas, e menores impactos ambientais na sua utilização e produção (Pinto, 2004).

Atualmente existem muitos estudos sobre materiais ativados alcalinamente. Estes trabalhos começaram nos anos 40 com Feret e Prudon e foram expandidos para os tempos mais recentes com Glukhovsky, Davidovits, Krivenko, entre outros. Todos estes estudos procuraram comparar os geopolímeros com o CPN, concluindo que estes tinham grandes vantagens em vários aspetos (Torgal & Jalali, 2008).

Neste contexto, dos materiais alternativos, o estudo presente incide sobre o ensaio de vigas de metacaulino sujeitas a flexão. Este tópico constitui uma lacuna encontrada na bibliografia relacionada com estes assuntos, pois há pouca informação sobre geopolímeros usados em ensaios de elementos estruturais como vigas ou pilares. Refere-se ainda que a legislação referente ao betão produzido com CPN ainda não tem qualquer vertente relativamente a betões ativados alcalinamente.

1.1. Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo estudar experimentalmente a viabilidade dos geopolímeros, em particular o metacaulino castanho, na construção de vigas, substituindo na totalidade a utilização de CPN. De uma forma geral, interessa estudar a resistência, de 14 vigas construídas com este metacaulino, sujeitas a carregamentos de modo a provocar flexão simples nas mesmas. As vigas construídas foram feitas todas com as mesmas dimensões, variando a sua taxa de armadura e o afastamento entre estribos, para poder assim obter diferentes resultados a estudar. De referir, que a dimensão destas vigas será inferior ao habitualmente usado na prática da construção civil.

As vigas em estudo serão submetidas a ensaios de flexão com o objetivo de avaliar vários parâmetros, entre estes, o ponto de fissuração, o ponto de cedência, o ponto de carga máxima, a rigidez de fase elástica e a rigidez de fase de desenvolvimento de fendas. Associado ao estudo destes parâmetros estão também as relações entre eles, como a relação entre a carga de cedência e a carga de fissuração; o coeficiente extra de segurança, definido pela relação entre a carga máxima e a carga de cedência; e a relação entre a rigidez do *Estado I* e do *Estado II*. Estes valores experimentais serão ainda comparados com os valores teóricos e com valores obtidos através de *software* computacional, podendo assim obter conclusões mais abrangentes. Este cálculo será baseado na regulamentação existente para dimensionamento de estruturas de BA, a EN1992-1-1.

A fim de avaliar a viabilidade de utilização destes materiais no ramo da construção, será ainda feita uma relação e comparação dos resultados obtidos com ensaios já realizados no Laboratório de Mecânica Estrutural, Estruturas e Construções do departamento, LEMEC. Estes mesmos ensaios foram efetuados por Gonçalves (2014), Carreira (2015) e Ribeiro (2014) com vigas construídas à base de argamassa e metacaulino branco.

O presente trabalho foi realizado em conjunto com colegas que estudaram resistência ao esforço transversal, deformações e fissuração nestas mesmas vigas, aspetos também deveras importantes no estudo. Assim, Paulo Marques estudou a fissuração, Joel Correia a deformação e Pedro Torres estudou a resistência ao esforço transversal.

1.2. Organização da dissertação

Esta dissertação foi dividida em 6 Capítulos que se resumem da seguinte forma:

O presente capítulo, visa integrar o leitor no tema, bem como explicar o que vai ser apresentado ao longo do documento e mostrar os seus objetivos.

O Capítulo 2 baseia-se na apresentação dos conceitos teóricos já estudados sobre o tema. Este divide-se em duas partes; a primeira tem como objetivo introduzir os conceitos referentes à ativação alcalina e ao metacaulino; a segunda parte prende-se com a demonstração e explicação de conceitos relacionados com a resistência de vigas sujeitas a flexão, bem como as metodologias utilizadas durante o trabalho.

O procedimento experimental, tido ao longo do trabalho, está explicado no Capítulo 3. Neste, mostra-se todo o decorrer do trabalho como a conceção das vigas ou os ensaios para apurar as resistências dos materiais a usar.

No Capítulo 4 apresentam-se os resultados para cada viga. Estes resultados baseiam-se nas curvas P-d obtidas e também nos desvios apresentados pelas análises teóricas.

No Capítulo 5 faz-se a análise global dos resultados obtidos bem como a comparação entre as diferentes vigas e, também, a comparação com as vigas de argamassa e de metacaulino branco. Estas análises serão divididas pelos parâmetros a estudar ao longo do trabalho.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões principais retiradas deste trabalho e, também, a sugestão de trabalhos futuros que possam dar seguimento a este.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A presente dissertação tem como objetivo o estudo da resistência de vigas produzidas com materiais ativados alcalinamente, sujeitas a flexão. O aparecimento deste material deve-se ao facto de na Antiguidade Clássica serem utilizados materiais semelhantes, que nos dias de hoje ainda se apresentam em bom estado de conservação. Os resultados obtidos através dos ensaios feitos serão comparados com metodologias teóricas bem como comparados com materiais em uso corrente já estudados por outros autores.

A resistência deste material em elementos estruturais está ainda por estudar e esse é o ponto principal deste trabalho. Para analisar esta resistência, serão aplicados carregamentos nas vigas, levando-as até à rotura. Será efetuada, *a posteriori*, uma análise destes resultados obtidos. Serão ainda comparados os resultados determinados por análises teóricas obtidas através dos valores médios das resistências estimadas do material, bem como as características geométricas das vigas.

O presente capítulo diz respeito à apresentação teórica das metodologias utilizadas para o cálculo, bem como a apresentação do conceito de ativação alcalina e o seu contexto.

2.1. Cimento Portland e Cimentos antigos

Nos dias de hoje podemos presenciar, em construções de grandes monumentos com cerca de 2000 anos, a presença de cimentos antigos com base em materiais cerâmicos que apresentam bons níveis de função estrutural e baixos níveis de degradação. Sendo este facto comparado a construções recentes, com cerca de 20 anos, realizadas com argamassas com base em CPN que já apresentam níveis de degradação acentuada. (Pinto, 2004).

Ainda assim, verifica-se que as construções a partir de CPN são hoje a grande base da construção civil mundial. Estes cimentos são relativamente baratos em comparação com outros materiais, tendo uma mão-de-obra necessária pouco qualificada e pouco elaborada, visto poder ser usado em qualquer tipo de cofragem moldando-se facilmente e conseguindo níveis de resistência e durabilidade significativos (Pinto, 2004).

Em contraponto, segundo Torgal e Jalali (2010b), no início do Séc. XX, a produção de CPN a nível mundial era de 1200 milhões de toneladas; em 2006 mais do dobro e com a previsão de

que nos 40 anos futuros duplique a produção atual. Segundo Pinto (2004), nos anos 80 a produção de CPN era responsável pela produção de 5% das emissões de CO₂ a nível mundial e em 2016 previa-se que atingisse 16% destas emissões, representando assim uma grande fatia da contribuição da atividade humana para o efeito estufa.

No que ao comportamento de betões fabricados com CPN diz respeito, estes têm também limitações quando estão na presença de algum tipo de agentes. A elevada percentagem de óxido de cálcio do betão, com a presença de água e CO₂ provoca a descida do pH que está normalmente no valor de 12. Esta descida instabiliza os silicatos, promovendo-se assim a descalcificação do betão que coloca este betão à disposição de problemas de corrosão (Pinto, 2004).

No seguimento do apresentado, em finais do Séc. XIX e início do Séc. XX, começaram a aparecer soluções para substituir os CPN, na tentativa da criação de materiais com o mesmo comportamento das argamassas romanas. Estas soluções acabaram falhadas, aparecendo mais recentemente, nos finais do Séc. XX os materiais ativados alcalinamente (Pinto, 2004).

Este pensamento fez Glukhosky desenvolver um estudo, em meados do século XX, no IEC de Kiev, que levou à descoberta de ligantes de base alcalina a partir de alumino-silicatos. Mais tarde, Davidovits desenvolveu materiais cementícios por ativação alcalina de caulinos, designando-os de geopolímeros (Pinto, 2004).

2.2. Ativação Alcalina

A ativação alcalina começou a ser estudada na Bélgica, em 1940, por Purdon que utilizou escórias ativadas alcalinamente com hidróxido de sódio. Mais tarde, em 1959, Glukhosky, com estudos baseados nas construções feitas na antiguidade e que ainda hoje perduram em bom estado de conservação, concluiu que eram usados ligantes com base em alumino-silicatos cálcios hidratados e fases cristalinas do tipo analcite que comprovavam assim a durabilidade de tal material (Torgal & Jalali, 2009).

Os estudos mais aprofundados sobre esta matéria foram realizados por Davidovits que apelidou estes materiais de Geopolímeros, em 1978 (Pinto, 2004). São polímeros porque endurecem aceleradamente a baixas temperaturas, e também porque se transformam e se policondensam (Torgal & Jalali, 2009). Os Geopolímeros são produzidos em duas fases, uma em que se dá a dissolução da sílica e da alumina da matéria-prima quando misturada com uma solução alcalina, e outra de policondensação e endurecimento numa estrutura polimérica (Pinto, 2004).

Os Geopolímeros são caracterizados por materiais amorfos ou pouco cristalinos, alcançando o endurecimento com grande rapidez (Pinto, 2004), sendo utilizados como ligantes, como é por exemplo o metacaulino, apresentando boas propriedades resistentes, podendo ser substitutos do CPN.

A quantidade de água utilizada nos Geopolímeros também se apresenta como uma vantagem em relação aos CPN. Isto porque nos CPN, a água é um dos principais ativadores da reação, sendo essencial, e nos Geopolímeros a água é utilizada em baixas quantidades e é mesmo expelida durante a secagem, no entanto é importante no processo das reações químicas (Carreira, 2015).

Finalizando a comparação entre o CPN e os geopolímeros, Davidovits refere que os geopolímeros exibem uma vida útil bastante superior ao CPN, sendo esta uma enorme vantagem. Além disso, as emissões de CO₂ nos geopolímeros são cerca de 70% inferiores relativamente ao CPN (Torgal & Jalali, 2009).

2.2.1. Metacaulino

O metacaulino é um material pozolânico com origem no tratamento térmico de argilas caulínicas com temperaturas compreendidas entre os 500°C e os 800°C. A sua constituição baseia-se em sílica (SiO₂) e alumina (Al₂O₃), dividindo-se entre 50-55% e 40-45%, respetivamente, tendo 99,9% das partículas com dimensões inferiores a cerca de 16µ, com a média aproximada de 3µ. Ou seja, o metacaulino é um material muito fino e com alta superfície específica, o que amplia a possibilidade de reação pozolânica (Figueiredo, 2011).

A ativação alcalina do metacaulino baseia-se num processo de policondensação em que os tetraedros de SiO₂ e de Al₂O₃ se ligam entre si, partilhando os oxigénios. Assim os iões alcalinos além de determinarem as propriedades ligantes são também responsáveis por atuarem como agentes formadores da estrutura (Pinto, 2004).

Com as suas boas características de ligante e com o reduzido consumo energético relativamente a outros materiais, apresentam-se algumas das inúmeras vantagens do metacaulino:

- Resistência à compressão e à flexão aumentadas;
- Permeabilidade reduzida;
- Aumento da resistência ao ataque químico;
- Aumento da durabilidade;
- Efeito da reação alcalis-sílica reduzida;
- Retração reduzida devido ao efeito de empacotamento das partículas;
- Acabamento e trabalhabilidade aumentados;
- Potencial para o aparecimento de eflorescências reduzido;

- Melhorias no acabamento, na cor e na aparência. (Siddique & Klaus, 2009).

2.3. Resistência de vigas em flexão

Neste trabalho, como dito anteriormente, estuda-se a resistência de vigas sujeitas a flexão. Para este estudo, é necessário conhecer diversos parâmetros característicos no que ao funcionamento do BA diz respeito; por exemplo as resistências do betão à tração e à compressão, bem como a resistência do aço. Obviamente que o comportamento das peças de BA também depende da forma, das dimensões, da posição relativa das armaduras, da aplicação da ação, da própria ação, etc.

O comportamento das vigas de BA sujeitas a flexão vai-se alterando desde o início da aplicação da carga até à rotura da viga. Em geral, podem ser identificados três pontos de referência, visíveis nos diagramas carga-deslocamento: o ponto de carga de fissuração, de cedência das armaduras e, se existir, o ponto de carga máxima.

Para além destes pontos, existem também aspetos importantes a estudar que caracterizam também eles a resistência de uma viga. Dizem respeito à fase elástica, caracterizada pela correspondente rigidez, à fase de desenvolvimento de fissuras, caracterizada também por uma dada rigidez, e à fase plástica, a qual permite caracterizar a ductilidade da viga.

Para analisar os pontos de referência, e as cargas correspondentes, apresentam-se a seguir algumas metodologias para avaliação destes parâmetros.

2.3.1. Comportamento de vigas em flexão

Segundo MacGregor (1992), uma viga sujeita a flexão apresenta três tipos de comportamento diferentes, como apresentado na Figura 2.1. Este exemplo é semelhante ao trabalho executado nesta dissertação.

Considerando o caso particular de uma secção transversal para esta situação, e com momento crescente, MacGregor (1992) defende que os três comportamentos referidos dizem respeito ao *Estado I* (fase não fissurada), ao *Estado II* (fase fissurada) e ao *Estado III* (após cedência das armaduras). No *Estado I*, antes de ocorrer a fissuração, verifica-se que as extensões na viga são pequenas e o diagrama de tensões é linear; é a designada fase elástica, onde se pode ter a reversibilidade das deformações. Após atingir a tensão de resistência do betão à tração, ponto *B* da Figura 2.2, entra-se no *Estado II*, pois ocorrem as primeiras fissuras na parte inferior da viga. O ponto de fissuração coincide com o instante da formação das fissuras, sendo que, a partir deste ponto, a tração naquela zona é transferida para as armaduras. Ao longo da fase de fissuração, à medida que o momento aumenta, as tensões nas armaduras tracionadas também aumentam. Quando atingirem a tensão de cedência, ocorre a cedência da secção,

correspondente ao ponto *D* da Figura 2.2. Depois disso, entra-se no *Estado III*, a partir do qual há plastificação das armaduras, e as deformações ocorridas nesta fase aumentam significativamente, de forma irreversível. Ainda neste patamar, do *Estado III*, ocorre a carga máxima que antecede a rotura pelo aço ou por esmagamento do betão. De salientar que, o *Estado III* só existe se a viga não entrar na rotura por esforço transversal ou pelo próprio betão antes da cedência das armaduras ocorrer.

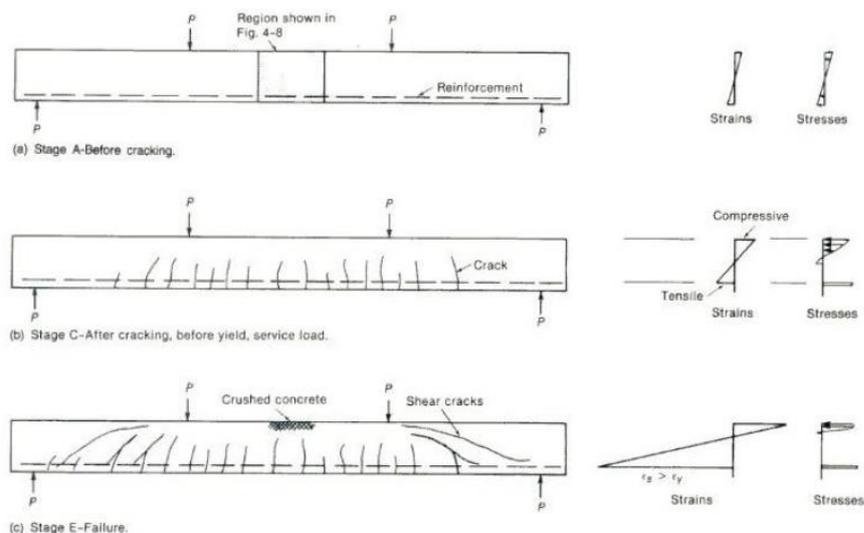


Figura 2.1- Estados de comportamento de uma viga em flexão (MacGregor 1992).

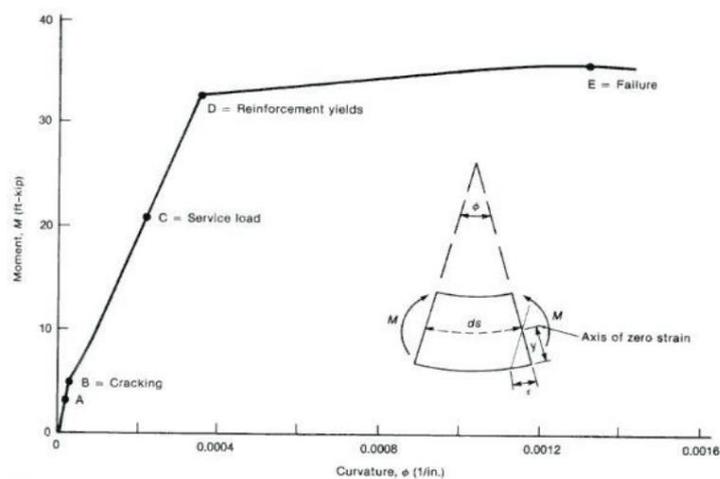


Figura 2.2- Diagrama Momento-Curvatura (MacGregor 1992).

2.3.2. Modos de rotura

Uma viga de betão armado, sujeita a flexão simples, pode apresentar vários tipos de rotura os quais dependem de diversos fatores. Na Figura 2.3 são apresentados esses modos possíveis: *a*) rotura no aço; *b*) rotura por esmagamento do material; *c*) rotura frágil por esforço transversal (Matos *et al.*, 2009).

No modo de rotura *a*) verifica-se que a viga apresenta uma deformação bastante elevada com a carga a cair de forma repentina após a rotura. Esta deformação está associada a uma grande extensão no aço, até à sua rotura. Os valores de carga serão menores, sendo a viga pouco armada (Matos *et al.*, 2009).

No modo de rotura *b*) mostra-se a rotura por flexão da viga com esmagamento do material comprimido. Este efeito dá-se para áreas de armaduras superiores ao modo *a*), sendo que a viga atinge cargas superiores. Devido a este facto, o material na zona superior, à compressão, esmaga-se dando-se, por vezes, a consequente instabilização da armadura de compressão. Associado a isto, o patamar de plastificação mostra-se mais irregular e as deformações globais da viga atingem, também, valores elevados.

Relativamente ao modo de rotura *c*), este dá-se por rotura ao corte, normalmente junto de um dos apoios. Isto acontece para elevados esforços, devido ao facto da percentagem de armadura ser elevada, e, consequentemente, o esforço transversal passa a ser condicionante. Esta rotura pode dar-se antes ou depois da carga de cedência, mas nunca depois da carga máxima da viga. É caracterizada como uma rotura frágil.

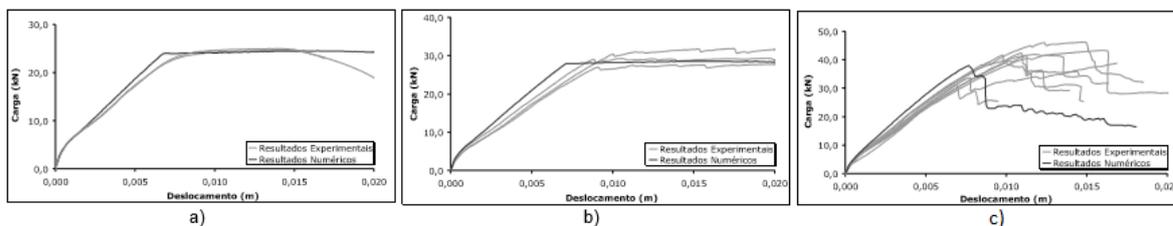


Figura 2.3- Modos de rotura de uma viga à flexão simples - Adaptada de Matos *et al.* (2009).

2.3.3. Ductilidade

A ductilidade é um aspeto importante a considerar em determinados contextos; importa evitar o colapso frágil da viga, a baixa deformação. Ductilidade é definida como a capacidade de um material, estrutura ou secção de sofrer deformação plástica considerável, sem perda significativa da capacidade de resistência (Lopes e Carmo, 2006).

Existem várias maneiras de quantificar a ductilidade de uma viga. Por exemplo, assumiu-se, com base em Lopes *et al.* (2012) e na norma NP EN1998-1-5 2.3.4 (3), que o fator a considerar, para avaliação e comparação da ductilidade entre vigas, é dado pela curvatura

correspondente a 85% do momento máximo ($d0,85_{Pmáx}$), depois deste ter sido ultrapassado, sendo que a perda de 15% da capacidade resistente, pós-rotura, já é significativa.

2.4. Metodologias de cálculo da resistência de vigas em flexão

Conhecer o comportamento de uma viga em flexão consiste em avaliar as resistências e as deformações dos pontos característicos enunciados anteriormente. A carga de fissuração pode ser deduzida a partir de M_{cr} indicado anteriormente. Interessa agora avaliar os momentos correspondentes aos pontos de cedência das armaduras e o ponto de momento máximo.

2.4.1. Equilíbrio da secção segundo EC2

O método mais prático para o cálculo da resistência de vigas em flexão consiste em recorrer ao EC2; por exemplo o explicitado na Figura 2.4. Este método, embora bastante simplificado, adequa-se ao cálculo da flexão simples.

A base deste cálculo consiste no equilíbrio de forças da secção transversal; o somatório das tensões no aço, F_s , tem de ser igual ao somatório das tensões no betão, F_c , desprezando a contribuição das armaduras de compressão e considerando simplificada o diagrama retangular de tensões no betão. Assim, na cedência das armaduras, os valores médios serão os seguintes:

$$F_s = A_s f_{sy} \quad (2.1)$$

$$F_c = b \lambda x f_{cm} \quad (2.2)$$

Onde A_s representa a área da armadura da secção transversal, f_{sy} a tensão de cedência do aço à tração, f_{cm} o valor médio da tensão resistente do material à compressão, x representa a posição do eixo neutro e λ representa a altura útil da zona comprimida da secção.

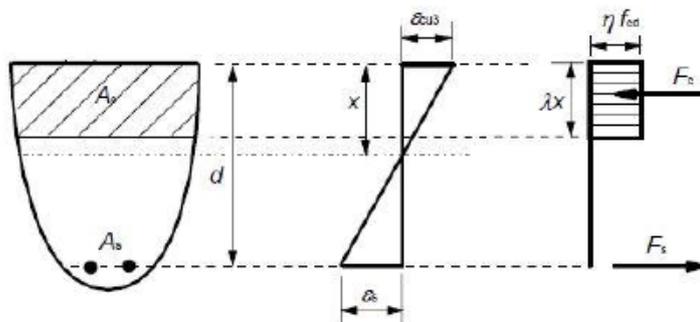


Figura 2.4- Diagrama de equilíbrio da secção de BA.

A posição do eixo neutro x é avaliada a partir da igualdade $F_c = F_s$. O momento resistente M será por sua vez estimado a partir de:

$$M = F_c z \quad (2.3)$$

Em que z é o valor da distância entre os pontos de aplicação das forças F_s e F_c , estimado por:

$$z = d - \lambda x / 2 \quad (2.4)$$

A carga máxima pode ser estimada substituindo f_{sy} pelo valor máximo (último) da tensão resistente à tração o aço f_{su} , na equação (2.2).

2.4.2. Fórmulas simplificadas

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

$$\mu = \frac{M_E}{b h^2 f_c} \quad (2.5)$$

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

$$\omega = \mu(1 + \mu) \quad (2.6)$$

Assim, é possível avaliar a área de armadura mínima necessária através da expressão seguinte:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sy}}{b \cdot h \cdot f_c} \quad (2.7)$$

Os valores de cálculo da armadura são avaliados a partir dos valores de cálculo do momento M_E e dos valores de cálculo da resistência do betão e da armadura. Para avaliar os valores médios segue-se a mesma lógica, tal como os valores máximos.

Este método pode ser invertido, obtendo-se o momento resistente M_R , conhecida a armadura A_s .

2.4.3. Tabelas e ábacos

A resistência à flexão em vigas pode também ser, simplificada, calculada através de tabelas e ábacos desenvolvidos para esse fim.

Recorrendo ao exemplar de Barros e Figueiras (2010), com base nas características geométricas e características dos materiais, é possível obter os valores para as relações μ - ω que permitem o cálculo da resistência da viga.

2.4.4. Momento de fissuração

O EC2 (NP EN1992:1-1) estipula diversos valores de resistência dos materiais betão e aço. Contudo não indica uma forma direta de avaliar este momento de fissuração. No entanto, o Handbook EC2 (Beeby e Narayanan (1995) sugere a seguinte expressão para estimar o momento de fissuração M_{cr} de uma secção transversal retangular:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = f_{ctm} \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (2.8)$$

Em que f_{ctm} representa o valor médio da tensão de rotura à tração do betão e W_c o módulo de flexão do betão, calculado através das características geométricas da secção, nomeadamente a altura h e a largura b .

2.4.5. Rigidez de flexão

A rigidez de flexão corresponde ao produto do módulo de elasticidade, E_c , pelo momento de inércia, I_c . Na curva momento-curvatura, a rigidez define-se como o incremento de momento para um dado valor de curvatura, ou seja, define-se como a tangente à curva naquele designado ponto.

Na fase não fendilhada, *Estado I*, a rigidez é dada pela inclinação com base na seguinte expressão:

$$K_I = \frac{P_{cr}}{d_{cr}} \quad (2.9)$$

Com o valor de d_{cr} a ser definido pelo deslocamento central da viga correspondente ao momento de fissuração.

Relativamente à fase de fissuração, o Anexo H, do EC2, sugere que a rigidez para um elemento de contraventamento fendilhado, logo no *Estado II*, apresenta um valor de:

$$K_{II} = 0,4 E_{cd} I_c \approx \frac{E_{cd} I_c}{3} = \frac{K_I}{3} \quad (2.10)$$

Por fim, para o *Estado III*, definido como fase de plastificação, a rigidez é dada com base nas características do aço. Esta é calculada através da rigidez na fase elástica do aço, $K_{Iaço}$, igual ao módulo de elasticidade do mesmo, E_s , bem como através da rigidez $K_{2aço}$, calculada pela expressão seguinte:

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

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

Assim temos que o calculo de K_{III} se baseia em:

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

2.4.6. Metodologia EC2

No decorrer do trabalho, e para comparação com resultados obtidos, foi adotada uma metodologia denominada de *metodologia EC2*. Esta metodologia baseia-se em diversas considerações atrás descritas. O ponto de fissuração P_{cr} é estimado com base no momento de fissuração demonstrado anteriormente. Através das fórmulas simplificadas, é possível obter os valores do ponto de carga de cedência P_y e do ponto de carga máxima $P_{máx}$. Para obtenção destes valores foram utilizados o valor médio da resistência do material à compressão f_{cm} , as características geométricas da secção, b e h , bem como os valores médios das tensões resistentes do aço à tração, f_{sym} e f_{sum} .

Para o cálculo dos valores dos deslocamentos correspondentes a cada ponto característico foram tidas em conta diferentes opções. O deslocamento de fissuração foi obtido através da integração numérica dos momentos fletores, recorrendo à seguinte expressão:

$$d_{cr} = \frac{1}{EI} \int_0^l b_{01} \cdot M_{01} dl \quad (2.13)$$

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 .

2.4.7. Análise não-linear

A análise não-linear baseia-se num recurso computacional para prever o comportamento de uma viga sujeita a flexão simples e assim poder prever e/ou comparar com os resultados obtidos experimentalmente. Esta análise consiste no uso de dois programas numéricos desenvolvidos no Departamento de Engenharia Civil da FCTUC (Lopes *et al.*, 2014).

O primeiro programa, designado por *Momento-Curvatura*, determina a evolução dos momentos fletores para curvaturas crescentes, numa secção transversal de betão armado de uma viga sujeita a flexão simples. O princípio da “conservação das secções planas” é a base do cálculo, considerando o esforço axial nulo. Assim, permite o cálculo de extensões, tensões e forças no betão ou no aço, bem como a posição do eixo neutro para cada curvatura. Para isto, é necessário conhecer as características geométricas da viga, a sua área e posição das armaduras e as características resistentes dos materiais (Ribeiro, 2014).

Conhecido o comportamento da secção transversal da viga, procede-se ao uso do segundo programa, designado de ANL. Este baseia-se no carregamento incremental da viga, recorrendo a um modelo de elementos finitos do tipo viga de dois nós, formulados com recurso à teoria de *Timoshenko* (Carreira, 2015). As deformações são avaliadas com um algoritmo incremental que determina a configuração geométrica correspondente aos incrementos (Ribeiro, 2014). Para além do comportamento da secção, os resultados avaliados dependem da geometria da viga, bem como das condições de fronteira e do carregamento. Sendo os incrementos tidos como incrementos de carga, este programa termina a análise no ponto de carga máxima $P_{máx}$.

2.5. Efeito de escala

Importa referir que as dimensões com que estas vigas foram produzidas apresentam-se como reduzidas, facto explicado no capítulo 1. Sendo que o fator de relação que as dimensões destas vigas apresentam em relação às dimensões comuns, usadas neste tipo de trabalhos, é de 2. Logo, como usualmente considerado sem que haja bibliografia que o confirme, não é necessário proceder a estudos complementares que se dediquem a analisar a influência das reduzidas dimensões no comportamento. Isto porque só é necessário recorrer a tal procedimento quando esse fator ultrapassar o valor de 3.

3. Procedimento Experimental

Como exposto no Capítulo 2, a capacidade de utilizar materiais ativados alcalinamente com funções estruturais está ainda pouco estudada. É nesse contexto que se insere o objetivo principal deste trabalho; o estudo da resistência de vigas construídas com geopolímeros baseados em Metacaulino ativado alcalinamente.

No decorrer deste trabalho experimental, construíram-se 14 vigas, subdivididas em três grupos distintos, com diferentes objetivos de análise.

Este capítulo visa a caracterização das vigas e dos seus diferentes grupos, a caracterização dos materiais usados e o procedimento experimental tido para a realização dos ensaios.

3.1. Conceção das vigas

O estudo baseado em ensaios laboratoriais com novos materiais tem como objetivo a obtenção de resultados para analisar a possível substituição dos materiais já utilizados correntemente. Sendo que, nestes casos a capacidade logística do laboratório é condicionante, quer em termos de equipamento e de recursos humanos, bem como nas dimensões dos ensaios. Assim, dentro da capacidade possível do Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções (LEMEC), foram construídas 14 vigas com as dimensões reduzidas; largura de $b=0,10m$, altura de $h=0,15m$ e comprimento de $L=1,50m$. Esta opção permitirá comparação com resultados obtidos anteriormente, no LEMEC, com ensaios semelhantes por Ribeiro (2014), Gonçalves (2014) e Carreira (2015).

De recordar, o objetivo deste trabalho consiste no estudo da resistência à flexão simples das 14 vigas construídas com o ligante Metacaulino. Para isso, utilizou-se um conhecido esquema de carregamento que permite estudar este efeito de forma simples. Este esquema, apresentado na Figura 3.1, baseia-se na aplicação simétrica de duas cargas centrais, neste caso afastadas de 45cm entre si; os apoios da viga distam 5cm de cada extremidade. Desta forma, o diagrama de momentos fletores é constante na zona central da viga, como pretendido, sendo nulo o esforço transversal. Nas zonas laterais, o esforço transversal é máximo e o momento fletor crescente até à zona de aplicação de cargas.

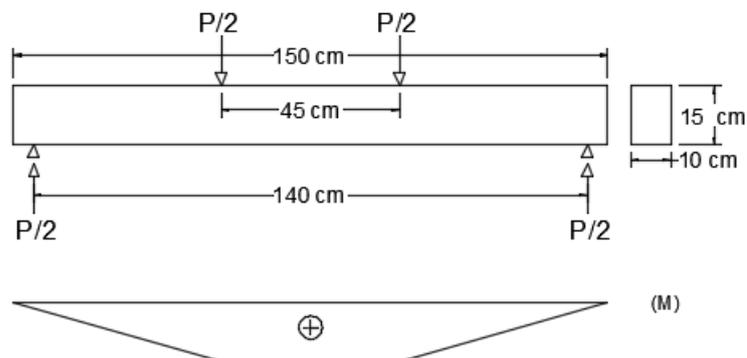


Figura 3.1- Esquema de carregamento das vigas.

Como referido, as 14 vigas foram subdivididas em três grupos, com objetivos de análise diferentes. O *Grupo 1* visa analisar a influência da variação da área de armadura tracionada A_s , garantindo taxas de armadura tracionada ρ próximas dos valores de aplicação real na área da construção civil; a armadura de compressão usada foi $A_s' = 2\phi 6$. O *Grupo 2* caracteriza-se pela variação da distância entre estribos s na zona entre cargas; pretendia-se avaliar a influência da instabilidade da armadura comprimida na resistência da viga. O *Grupo 3* tem como objetivo analisar a influência na resistência, no contexto em que a armadura de compressão iguala a armadura tracionada; assim, nestas vigas, usou-se $\beta = A_s'/A_s = 1$. Os estribos utilizados foram concebidos com dois ramos usando varões de diâmetro $\phi 4$. No Quadro 3.1 mostram-se as designações de cada viga, com as áreas de armadura respetivas. De notar que no *Grupo 2* houve uma alteração posterior à orientação das vigas, sendo que a explicação do sucedido será dada no Capítulo 4.

As vigas do *Grupo 1* foram produzidas no dia 28 de Abril de 2016, as do *Grupo 2* no dia 3 de Maio de 2016 e as do *Grupo 3* no dia 20 de Maio de 2016. Devido ao processo construtivo não foi possível obter as dimensões exatas das vigas. Para isso, foram feitas médias de 3 medições na zona central de cada viga, a mais importante. No Quadro 3.2 está apresentado o resumo das dimensões das vigas por grupos. De referir, que o peso apresentado é referente ao peso seco do material. Com exceção de duas medidas, todas as restantes diferenças são inferiores a 2mm; a maioria é ainda inferior a 1mm, o que evidencia a boa qualidade do trabalho executado.

Quadro 3.1- Dimensões efetivas das vigas.

	Viga	As		As'		ρ	s [cm]
		ϕ [mm]	As [cm ²]	ϕ [mm]	As' [cm ²]		
Grupo 1	V ρ 1	2 ϕ 6	0,57	2 ϕ 6	0,57	0,38%	7
	V ρ 2	3 ϕ 6	0,85	2 ϕ 6	0,57	0,55%	7
	V ρ 3	4 ϕ 6	1,13	2 ϕ 6	0,57	0,74%	7
	V ρ 4	3 ϕ 8	1,51	2 ϕ 6	0,57	0,98%	7
	V ρ 5	4 ϕ 8	2,01	2 ϕ 6	0,57	1,34%	7
Grupo 2	Vs4	3 ϕ 8	1,51	2 ϕ 8	1,01	1,00%	4
	Vs7	2 ϕ 8	1,01	3 ϕ 8	1,51	0,65%	7
	Vs10	3 ϕ 8	1,51	2 ϕ 8	1,01	0,98%	10
	Vs14	2 ϕ 8	1,01	3 ϕ 8	1,51	0,67%	14
	Vs45	2 ϕ 8	1,01	3 ϕ 8	1,51	0,65%	45
Grupo 3	V β 1	2 ϕ 4	0,25	2 ϕ 4	0,25	0,16%	7
	V β 2	3 ϕ 4	0,38	3 ϕ 4	0,38	0,25%	7
	V β 3	4 ϕ 4	0,50	4 ϕ 4	0,50	0,32%	7
	V β 4	5 ϕ 8	2,01	5 ϕ 8	2,01	1,30%	7

Quadro 3.2- Dimensões efetivas das vigas.

	Viga	b [mm]	h[mm]	L [cm]	Peso [kg]
Grupo 1	V ρ 1	98,0	150,5	149,9	45,3
	V ρ 2	101,5	151 3	149,8	46,7
	V ρ 3	101,2	151,0	149,8	46,8
	V ρ 4	101,3	151,8	149,8	47,3
	V ρ 5	99,3	151,3	149,7	47,5
Grupo 2	Vs4	101,3	151,7	149,9	47,9
	Vs7	100,5	151,5	150,0	47,8
	Vs10	99,0	150,8	149,8	47,1
	Vs14	101,8	151,2	149,6	4,8
	Vs45	99,5	151,7	149,8	47,9
Grupo 3	V β 1	103,4	150,1	150,1	45,8
	V β 2	101,1	151,1	150,0	46,2
	V β 3	100,4	151,4	150,2	46,3
	V β 4	102,6	150,4	150,2	49,5

Quanto à nomenclatura adotada para as vigas, esta baseia-se na identificação da característica do grupo, sendo o número respetivo crescente consoante essa característica. Por exemplo, sendo ρ o parâmetro identificativo do *Grupo 1*, a *Viga V ρ 1* diz respeito à viga com o menor ρ ; a *Viga V ρ 5* diz respeito à viga com maior ρ . No *Grupo 2*, o número da viga refere-se ao afastamento dos estribos, sendo esse o parâmetro característico; p. e., a *Viga Vs4* é a viga com espaçamento de 4cm e a *Vs10* é a viga de espaçamento de estribos igual a 10cm. Por fim, o *Grupo 3*, com o valor de $\beta=1$ a ser a característica dominante, toma-se a *Viga V β 1* como a que apresenta menor área de armadura e a *Viga V β 4* a que apresenta maior área de armadura.

3.2. Materiais

3.2.1. Aço

Nas vigas ensaiadas foram utilizados varões de aço com diferentes diâmetros e características. Para obter as características exatas dos mesmos, foram ensaiadas à tração 7 amostras de cada diâmetro, $\phi 4$, $\phi 6$ e $\phi 8$, de acordo com a norma EN NP10002-1. Estas 7 amostras, com cerca de 40cm, foram ensaiadas a uma velocidade inicial de 0,01mm/s na máquina universal de ensaios do LEMEC, sendo que após se atingir a extensão de cedência, a velocidade foi aumentada para 0,1mm/s.

O Quadro 3.3 apresenta os valores obtidos através da média das 7 amostras. Assim apresenta-se o valor médio da tensão de cedência à tração do aço, f_{sym} , o valor médio da tensão de rotura à tração, f_{sum} , a relação entre os dois últimos e a extensão na rotura à tração, ϵ_{su} .

Quadro 3.3- Valores característicos do aço.

D [mm]	f_{sym} [MPa]	f_{sum} [MPa]	f_{su}/f_{sym}	ϵ_{su} [%]
$\phi 4$	512	616	1,20	0,5
$\phi 6$	515	644	1,25	4,3
$\phi 8$	531	646	1,22	4,3

Assim, tendo em conta os resultados, verificou-se que o aço $\phi 4$ é do tipo A500ER e os aços $\phi 6$ e $\phi 8$ são do tipo A500NR. Importa salientar que a extensão medida corresponde à extensão média do provete entre garras, cerca de 22cm. Esta extensão é avaliada a partir da deformação imposta, fazendo corresponder à rigidez da fase elástica o módulo de elasticidade de 200GPa. De salientar o reduzido valor da extensão do varão $\phi 4$.

A construção e montagem das armaduras foram executadas no laboratório, bem como a conceção dos estribos. Na Figura 3.2 apresenta-se um exemplar de uma armadura construída a

colocar no molde. A concepção das armaduras longitudinais foi feita com base em varões de $6m$ de comprimento; de salientar que o comprimento de amarração tido para os varões colocados na zona tracionada da viga tomou o valor de $2cm$, sendo este executado com uma dobra perpendicular ao restante varão. Os estribos para armadura transversal foram feitos com varões de aço $\phi 4$, cortados com o comprimento de cerca de $44cm$ e dobrados de maneira a produzir a forma idealizada, tentando garantir o máximo de perfeição associado à sua construção. O recobrimento de $1cm$ foi garantido com recurso a pequenas sobras de aço.



Figura 3.2- Exemplo de armadura de uma viga.

3.2.2. Metacaulino

O Metacaulino é um material pozolânico que deriva do tratamento térmico de argilas caulínicas com temperaturas de cerca de $750^{\circ}C$. A sua constituição baseia-se essencialmente em Sílica (Si_2O_3) e Alumina (AlO_3).

Este material caracteriza-se por ser amorfo, com partículas muito finas, de cor acastanhada e por ganhar uma presa rápida devido à sua alta reatividade; características estas que o tornam numa boa solução como ligante.

O Metacaulino usado foi fornecido pela empresa francesa *Argeco*.

3.2.3. Ativador

Com base em trabalhos já realizados no LEMEC, optou-se por recorrer a ativadores compostos resultantes da base hidróxido de sódio, $NaOH$, e de Silicato de Sódio, Na_2SiO_3 , na proporção $1:2$.

O $NaOH$ foi obtido através da junção de Soda Cáustica com água, na proporção de $1kg$ da primeira para $2,5kg \approx 2,5L$ da segunda, atingindo uma concentração de $10M$. Esta solução foi tida com base em Pinto (2004) e também com base em trabalhos já realizados no LEMEC. O Silicato de Sódio D40 foi fornecido pela empresa *Quimitecnica*.

3.2.4. Areia

A areia utilizada para a construção destas vigas foi fornecida pelo Laboratório de Geotecnia do DEC. Esta areia já foi utilizada em anteriores trabalhos no departamento. A sua curva granulométrica apresenta-se na Figura 3.3.

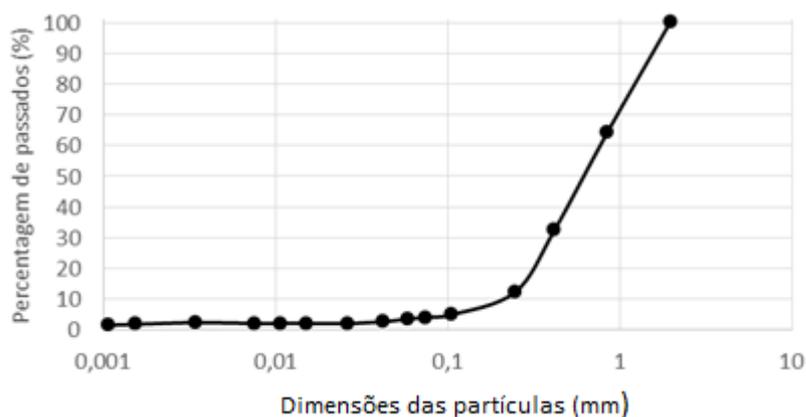


Figura 3.3- Curva granulométrica da areia.

3.2.5. Cofragem

As cofragens utilizadas para a construção das vigas foram produzidas com recurso a placas de PVC, *Palram Expandido Branco*. Optou-se por esta solução, já usada em antigos trabalhos semelhantes no LEMEC, devido à elevada aderência deste material ao metal, que é uso comum neste tipo de cofragem.

Após a montagem da estrutura do molde, foi necessário recorrer a peças de madeira e a ferramentas metálicas de modo a contraventar a mesma, para assim tentar garantir as dimensões desejadas das vigas.

O molde está apresentado na Figura 3.4. De referir que, devido à capacidade total de 5 vigas, o molde foi montado três vezes.



Figura 3.4- Cofragem utilizada na construção das vigas.

3.3. Mistura de Metacaulino

A mistura de metacaulino foi idealizada para as 5 vigas de cada grupo, previstas para os ensaios. Ainda assim, em cada mistura seria necessário fazer provetes paralelepípedicos e cubos para aferir das características do material. O traço ideal em massa, com base em autores já referidos, e em ensaios anteriores no LEMEC, seria 1: 0,86: 2,5 (ativador; ligante; agregado).

A *primeira mistura* foi subdividida em três partes. As duas primeiras com 32% da quantidade total e uma terceira com 28%. Esta foi realizada no dia 28 de Abril de 2016, com a perspectiva de fazer 5 vigas, 12 provetes *paralelepípedicos* de $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ e 4 cubos $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$. A mistura obteve um total de 129,1 L, sendo que foi considerada uma percentagem de segurança nas quantidades. Todos os elementos previstos foram concebidos, tendo sobrado um total de 13 L, que iriam ser retirados nas quantidades previstas das misturas seguintes.

Com algum conhecimento obtido na primeira mistura, a *segunda mistura* e *terceira mistura*, 6 e 23 de Maio de 2016, respetivamente, foram subdivididas em apenas duas partes iguais e foram calculadas para produzir 5 vigas, 6 provetes paralelepípedicos e 4 cubos, respetivamente. Na primeira parte foram introduzidas 300g de ativador a mais do que o previsto, para poder ter a misturadora mais húmida e ser assim mais fácil a trabalhabilidade do material. Esta quantidade foi, seguidamente, retirada na segunda parte da mistura. O total de cada mistura foi de 116,1 L.

No Quadro 3.4 estão apresentados, em resumo, os volumes e quantidades específicas de cada mistura e na Figura 3.5 apresenta-se o aspeto final do molde e dos provetes cobertos com película de plástico, usada para proteção dos mesmos.

Quadro 3.4- Quantidades tomadas nas misturas de metacaulino.

Mistura	Ligante [kg]	Ativador [kg]	Agregado [kg]	Volume [L]
1 ^a	69,3	59,6	173,3	129,1
2 ^a	62,3	53,6	155,9	116,1
3 ^a	62,3	53,6	155,9	116,1



Figura 3.5- Conceção de vigas e provetes.

3.3.1. Ensaio de tração na fase elástica

Com o objetivo de conhecer o módulo de elasticidade real do material foram efetuados ensaios de flexão ao mesmo, seguindo a norma. Estes ensaios foram realizados com a aplicação de duas cargas pontuais, simuladas por dois roletes soldados a uma placa metálica, num provete paralelepípedo com $b=40mm$, $h=40mm$ e $L=160mm$, apoiado em dois outros roletes colocados numa outra placa metálica. Esta situação é exemplificada na Figura 3.6. Tratando-se de um ensaio em fase elástica, não destrutivo, foram adotadas 5 cargas conhecidas. O total das cargas aplicado foi de $220N$. Assim sendo, a lei de Hooke é válida entre tensões σ e extensões ε . Logo, através de:

$$\sigma = \frac{F \cdot L_1}{b \cdot h^2} \quad (3.1)$$

e o módulo de elasticidade E será:

$$E = \frac{F \cdot L_1}{b \cdot h^2 \cdot \varepsilon} \quad (3.2)$$

Onde F representa a carga aplicada e L_1 a distância entre um apoio e a carga $F/2$ mais próxima ($50mm$).

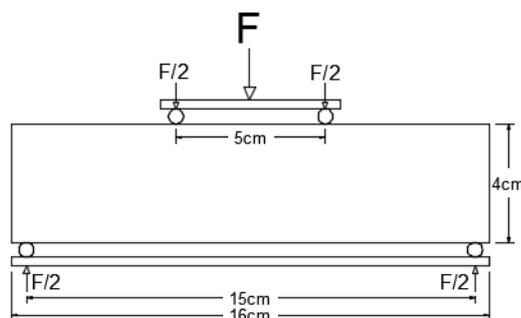


Figura 3.6- Esquema de ensaio dos provetes paralelepípedo.

O ensaio baseou-se na aplicação de 6 cargas conhecidas, através de pesos, com o registo das extensões medidas pelo extensómetro ligado a um “DataLogger”. A metodologia do ensaio consistiu na aplicação de 4 ciclos de carga-descarga. Os resultados finais foram obtidos pela média de todos os valores registados.

Os ensaios foram feitos em dias diferentes, com o valor médio a prevalecer, sendo que os valores com desvios acentuados foram descartados. De referir que o extensómetro foi colado ao centro do provete, após este estar devidamente seco; os ensaios foram iniciados dois dias após a colagem.

O resultado obtido para a primeira mistura foi de $E_m=15,8GPa$, para a segunda mistura $E_m=17,3GPa$ e para a terceira $E_m=17,2GPa$. Na primeira mistura o valor apresenta algum desvio ($\approx 10\%$) em relação às outras, podendo dever-se à pequena diferença na produção da mistura (explicada em 3.3). Sabe-se também que os valores dependem dos campos eletromagnéticos criados em volta da zona de ensaio, bem como de outros fatores externos, por exemplo a precisão de medição por parte do equipamento ($0,9\mu$).

3.3.2. Ensaio de rotura à tração por flexão

Para obtenção da resistência do material à tração, foram feitos ensaios de rotura à tração por flexão. Estes ensaios seguem a base dos apresentados em 3.3, sendo que a ação foi neste caso realizada por uma prensa hidráulica. O ensaio foi feito com controlo da deformação, à velocidade de $0,003mm/s$. Esta velocidade permitia que o ensaio demorasse cerca de $3min$. Pode-se admitir que se trata de um ensaio semi-estático.

Na Figura 3.7 mostra-se um exemplo do ensaio a um provete paralelepípedo. Nesta podem ser vistas as borrachas *Neoprene* usadas para se poder ter uma melhor distribuição de carga e absorver possíveis impactos.

Segundo a norma NP EN12390-5, a tensão resistente à tração por flexão, f_t , é dada pela expressão seguinte:

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

No Quadro 3.5 são apresentados os valores médios da resistência à tração por flexão f_{tm} para cada mistura. Estes foram obtidos pela média dos ensaios a cada provete, sendo que para a *Mistura 1* foram feitos e ensaiados 12 provetes e para a *Mistura 2* e 3 foram ensaiados 6 provetes. De referir que os valores que apresentaram desvios elevados e inaceitáveis foram desprezados.



Figura 3.7- Esquema de ensaio à tração por flexão.

Quadro 3.5- Resistência média à tração (provetes paralelepípedicos).

Mistura	f_{tm} [MPa]
1	4,7
2	5,0
3	5,3

3.3.3. Ensaio de rotura à compressão

Os ensaios de rotura à compressão foram feitos com base na norma NP EN196-1. Esta enuncia que se devem utilizar os prismas resultantes do ensaio à tração (que divide o provete paralelepípedo em duas partes semelhantes) para apurar a resistência à compressão. Assim sendo, foi então usado o esquema de ensaio apresentado na Figura 3.8, tendo-se usado também borrachas pelos mesmos motivos apresentado em 3.3.2. Neste ensaio a velocidade usada foi de $0,007mm/s$, de modo a produzir também um ensaio semi-estático.

No Quadro 3.6 apresentam-se os valores médios da resistência à compressão f_{cm} determinados pelas médias das tensões máximas de compressão de cada provete, as quais correspondem ao cociente da força aplicada, F , pela área respetiva. Do mesmo modo do ensaio de rotura à tração, foram desprezados alguns valores que apresentassem desvios inaceitáveis.

Tendo em conta os diversos resultados apurados, verifica-se que o material da primeira mistura é cerca de 10% inferior às restantes, no que à resistência diz respeito. Estes resultados podem ter origem no modo como foi processado a realização das misturas e colocação nos moldes. Nas 2^a e 3^a misturas foi possível evitar a concentração de agregado não devidamente misturado em algumas zonas da misturadora, e foi possível evitar que a primeira parte da mistura tivesse pouca trabalhabilidade.



Figura 3.8- Esquema de ensaio de rotura à compressão.

Quadro 3.6- Resistência média à compressão (provetes paralelepípedicos).

Mistura	f_{cm} [MPa]
1	30,3
2	34,4
3	33,6

Ainda para apurar a resistência do geopolímero à compressão, foram concebidos cubos, como já referido em 3.3, com dimensões de $150 \times 150 \times 150 \text{mm}^3$. Os ensaios foram feitos no LEMEC, com recurso a uma prensa hidráulica, seguindo as indicações e procedimentos conforme o mesmo. Os resultados obtidos para a resistência à compressão do material são apresentados no Quadro 3.7. Estes apresentam desvios elevados acima de 25%, quando comparados com os resultados obtidos para os provetes paralelepípedicos. Estes desvios podem ser explicados devido ao facto de o ensaio decorrer em cerca de 20s, ou seja, a uma velocidade bastante elevada que não permita a anulação dos efeitos dinâmicos, podendo estes influenciar os resultados. De acordo com a forma dos provetes, poderá haver razões acerca da cura do material que influenciem estes resultados.

Assim, estes resultados não foram tidos em conta para o valor final da resistência à compressão do material devido a estas razões e visto os provetes paralelepípedicos serem em maior número, levando a que os resultados obtidos para estes provetes sejam mais assertivos. Ainda nestes resultados é de notar a mais baixa resistência do material produzido na *mistura 1*.

Quadro 3.7- Resistência média à compressão (cubos).

Mistura	f_{cm} [MPa]
1	38,1
2	45
3	42,1

3.4. Esquema de ensaio

Os ensaios das vigas foram realizados no LEMEC utilizando um pórtico sobre a laje de reação do mesmo. Na viga deste pórtico estava pendurado o atuador eletromecânico que transmitia a ação às vigas. Na extremidade deste atuador encontrava-se fixa uma viga que nela tinha acopladas duas peças metálicas, com a base em forma de meia-lua, afastadas de 45cm, que produziram a ação pretendida. O apoio da viga foi realizado com duas peças metálicas, também em forma de meia-lua, suportadas por “dywidags” de 24mm, os quais transmitiam as reações de apoio ao topo da viga do pórtico. Estas reações eram medidas em 4 células de carga dispostas no topo da viga do pórtico. Estas células de carga separavam a viga do pórtico e as peças metálicas que suportavam os “dywidags”. Trata-se portanto de um esquema de ensaio autoportante.

De realçar que no contacto entre as vigas e o metal, ou seja, nos apoios e na aplicação da ação, eram sempre colocadas borrachas *Neoprene* para fazer com que as cargas fossem bem distribuídas, evitando assim o esmagamento do geopolímero das vigas.

As deformações da viga a ensaio eram medidas através de 9 defletómetros. A deformação na zona central da viga era medida através de 3 defletómetros, colocados verticalmente, sendo que um se encontrava ao centro e os outros na vertical das ações. Em cada extremidade da viga, encontravam-se aparafusadas duas chapas, que permitiam a colocação de dois defletómetros verticais e um horizontal. Estas 3 medidas permitiam conhecer os deslocamentos no apoio.

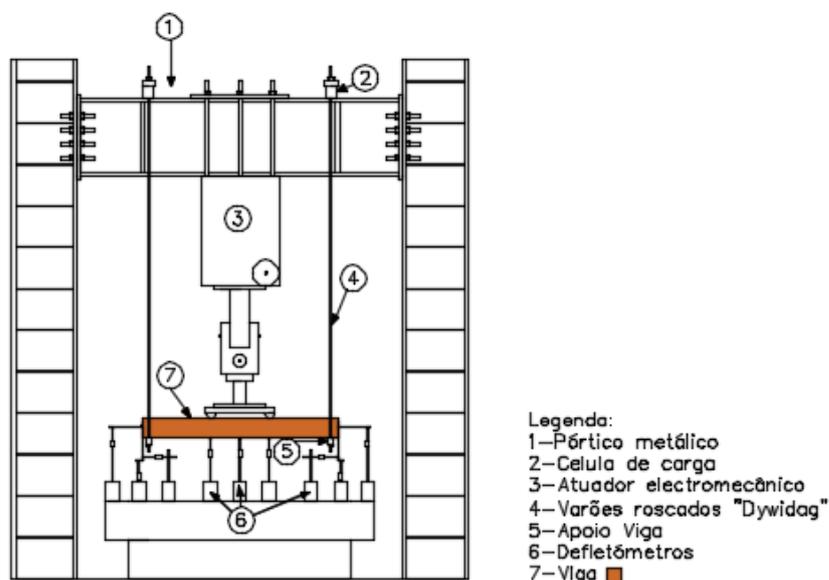


Figura 3.9- Esquema de ensaio das vigas (Ribeiro, 2014).

Referir que os ensaios foram precedidos de uma Pré-carga para ajuste do “*layout*”. Esta foi iniciada a uma velocidade de $0,2\text{mm/s}$ até uma carga de $0,5\text{kN}$, tendo-se depois descarregado as mesmas e começando o ensaio conforme explica o Capítulo 4.

3.5. Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados os procedimentos experimentais tidos para a elaboração do trabalho. Estes procedimentos pressupunham a conceção das armaduras, a posterior produção das misturas envolvendo o metacaulino, e a conceção das vigas propriamente ditas. Fez-se uma análise a partir dos ensaios aos materiais, o que permitiu apurar as suas características reais.

De acordo com um plano inicial, foram produzidas 14 vigas com diferentes configurações. Houve alguma variabilidade nas características obtidas, registando-se desvios mais significativos nos valores médios das tensões resistentes da primeira mistura (cerca de 10% de desvio). O aço, dividido em varões de diferentes diâmetros, apresentou características de classe ER para os varões de $\phi 4$ e NR para os varões de $\phi 6$ e $\phi 8$. Os restantes procedimentos como execução das cofragens e montagem do “*layout*” foram também descritas ao longo deste capítulo.

4. RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios às 14 vigas a estudar. Estes resultados baseiam-se na apresentação da curva experimental estimada, com a definição dos pontos característicos da mesma, bem como as curvas teóricas obtidas para comparação de resultados.

Os pontos característicos das vigas foram definidos pelas interseções das retas correspondentes a cada estado. O valor da carga correspondente à interseção da reta da rigidez KI com a reta da rigidez KII , define o ponto de fissuração P_{cr} na curva experimental; já o valor do deslocamento na interseção das retas, referentes ao *Estado II* e ao *Estado III*, define o deslocamento d_y , com a correspondente carga P_y na curva experimental; o ponto $P_{máx}$ diz respeito à carga máxima a que a viga esteve sujeita.

As comparações entre as análises teóricas e a curva experimental são quantificadas com recurso ao desvio apresentado entre as mesmas, sendo este desvio dado pela seguinte expressão:

$$Desvio(\%) = \frac{|A - B|}{A} * 100 \quad (4.1)$$

Com A a corresponder ao valor obtido experimentalmente e B o valor correspondente ao valor obtido pela análise teórica respetiva.

Assim, este capítulo está dividido pelos 3 grupos de vigas respetivos, sendo que nestes são demonstradas todas as características comuns ao grupo e todas as alterações tidas de acordo com o planeamento inicial de ensaio.

4.1. Vigas do Grupo 1

O *Grupo 1* é constituído por 5 vigas com armaduras de tração a variar de viga para viga; as de compressão são iguais ($A_s' = 2\phi 6$). O espaçamento dos estribos E2R $\phi 4$ é de 7cm em geral, sendo que a $V\rho 5$, a $V\rho 4$ e a $V\rho 3$ têm estribos espaçados de 5cm nas zonas laterais entre os apoios e as cargas.

As vigas deste grupo foram todas produzidas no dia 28 de Abril de 2016. O valor médio da tensão de cedência do aço à tração é de cerca de $f_{sym} = 531MPa$ para os varões de $\phi 8$ e de

$f_{sym}=515MPa$ para os varões de $\phi 6$; já o material apresenta um valor médio da tensão de rotura do material à compressão de $f_{cm}=30,3MPa$ e um valor médio da tensão de rotura à tração de $f_{tm}=4,65MPa$.

Os ensaios destas vigas foram iniciados à velocidade de $0,005mm/s$; esta velocidade foi aumentada para $0,02mm/s$ no patamar de plastificação.

4.1.2. Viga V $\rho 5$

A viga V $\rho 5$ foi produzida no dia 28 de Abril de 2016 e foi ensaiada no dia 26 de Maio de 2016, ou seja, após 28 dias. Esta viga é caracterizada por ter uma armadura de tração de $A_s=4\phi 8$ ($\rho=1,34\%$) com as restantes características de armaduras, resistência dos materiais e velocidades de ensaio a serem comuns a todo o grupo. O ensaio da viga decorreu durante cerca de 1h:45min.

A fissuração da viga iniciou-se aos $4,3kN$, na zona central, em virtude dos esforços de flexão. As fissuras devidas ao esforço transversal, nas zonas entre cada apoio e a carga mais próxima, surgiram mais tarde, embora com maiores aberturas. O colapso da viga foi provocado pela instabilidade da armadura de compressão na zona central. De referir que, após destacamento do material de recobrimento das armaduras, um dos estribos não contribuiu para dificultar a instabilidade da armadura longitudinal comprimida, abrindo no ponto de emenda do próprio estribo.

A Figura 4.1 representa os diagramas P-d referentes à V $\rho 5$; a traço *grosso* está representada a curva obtida experimentalmente e a traço mais claro as curvas referentes ao cálculo teórico através do método do EC2 e da análise com recurso ao programa de análise não linear, ANL. A curva experimental mostra bem definidos os três Estados característicos do comportamento deste tipo de vigas: a fase elástica; a fase após a fissuração e a fase de plastificação. Na zona do *Estado I*, a rigidez é quase coincidente nas diferentes curvas. No *Estado II* é possível identificar algumas diferenças: A curva ANL mais próxima da experimental, mas com rigidez superior; a curva EC2 mostra maior flexibilidade relativamente à experimental.

O patamar de plastificação, onde ocorre a carga máxima $P_{m\acute{a}x}$, mostra uma reduzida capacidade de deformação da viga ($d/0,85P_{m\acute{a}x}/L < 1/80$). Este resultado pode ser explicado pela rotura prematura da viga na sequência da instabilidade da armadura de compressão.

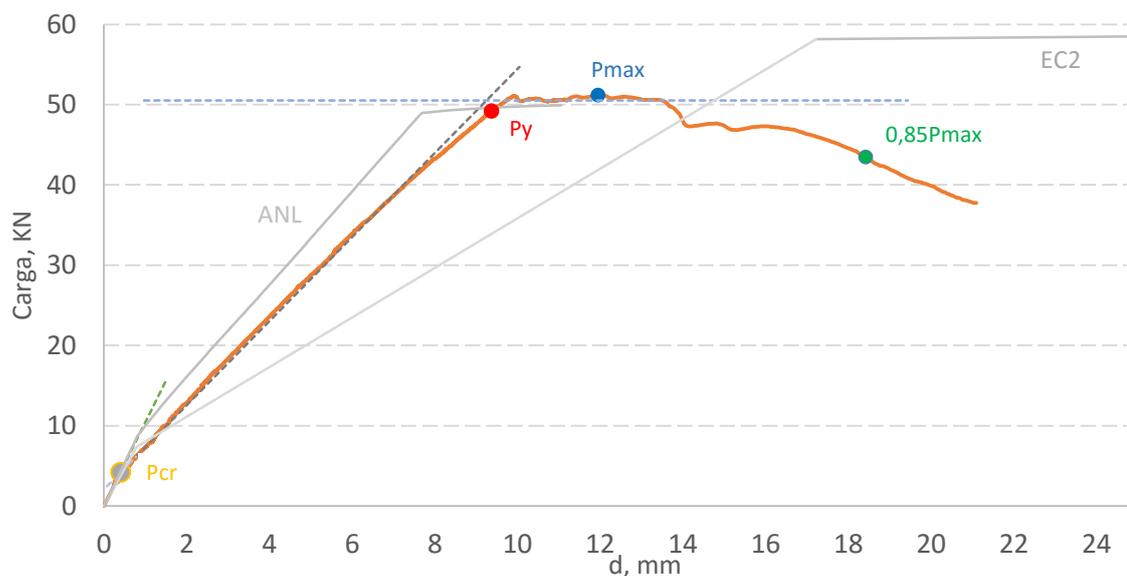


Figura 4.1- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da viga V ρ 5.

O Quadro 4.1 apresenta os resultados das respetivas resistências nos pontos característicos da análise da viga. Assim sendo, na primeira coluna apresentam-se os resultados obtidos pela análise à curva experimental. Nas colunas seguintes estão presentes os valores correspondentes à ANL e à análise teórica do EC2, respetivamente, com os desvios relativos ao resultado experimental estimado.

As maiores diferenças de resistência situam-se no valor da carga de fissuração P_{cr} . De facto, nem a metodologia do EC2, nem a ANL, conseguem estimar o valor P_{cr} .

Ao nível dos valores de P_y , e também de $P_{máx}$, a comparação entre a curva experimental e a ANL apresenta desvios aceitáveis. A metodologia EC2 mostra uma variação significativa, sendo os seus resultados sempre superiores aos da curva experimental.

Em última referência ao Quadro 4.1 apresentam-se os cocientes da carga de cedência relativamente à carga de fissuração e da carga máxima relativamente à carga de cedência. No primeiro caso, o valor do cociente mostra que P_y é 11,6 vezes superior ao valor P_{cr} , o que indicia uma fissuração a uma carga relativamente baixa. O cociente de segurança extra apresentado pela viga, relação de carga máxima com carga de cedência, é no máximo 3%; Trata-se de um valor mais baixo do que o usualmente apurado em vigas de Betão Armado (Ribeiro, 2014).

Quadro 4.1- Valores de carga nos pontos característicos da Vp5.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
Pcr	4,3	8,6	103%	7,4	75%
Py	49,7	48,9	1%	58,1	18%
Pmáx	51,2	49,9	2%	68,9	35%
Py/Pcr	11,6	5,7	51%	7,8	33%
Pmáx/Py	1,03	1,02	1%	1,2	15%

No Quadro 4.2 estão apresentados os valores da rigidez para a Vp5. Segundo a curva experimental, o valor estimado para a rigidez do *Estado I* é de 10,4, tendo desvios aceitáveis na comparação com a ANL e desvios significativos na comparação com o EC2. O valor da relação do *KI* com o *KII*, para a curva experimental é de 2,0, que varia significativamente do valor de 3,0 dado no *EC2* para o material betão.

Quadro 4.2- Valores da rigidez da Vp5.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	10,4	10,7	3%	9,3	11%
KII	5,2	5,8	11%	3,1	41%
KI/KII	2,0	1,9	7%	3,0	51%

4.1.3. Viga Vp4

A viga Vp4 foi produzida no dia 28 de Abril de 2016 e foi ensaiada 28 dias depois. A armadura de tração utilizada foi $A_s=3\phi 8$ ($\rho=0,98\%$), sendo as restantes características da viga as comuns a todo o grupo. O ensaio durou cerca de 1h:30min.

O colapso da viga deu-se por instabilidade da armadura de compressão. Após esmagamento e destacamento do material que compunha o recobrimento das armaduras comprimidas, estas instabilizaram entre estribos, sendo que estes abriram ligeiramente na amarração. As primeiras fissuras, devidas à flexão, na zona central, foram visíveis aos 8,1kN. A abertura de fissuras devidas ao esforço transversal e à flexão apresentaram valores semelhantes.

A Figura 4.2 representa os diagramas P-d das curvas obtidas por via experimental, segundo o EC2 e segundo uma ANL, referentes à viga Vp4. O ponto da carga de fissuração estimada experimentalmente (curva a traço grosso) é inferior ao valor determinado pelas curvas teóricas; apesar disso, a rigidez do *Estado I* é quase coincidente. Após a fissuração, a curva

ANL acompanha a curva experimental, com cargas ligeiramente superiores; a curva do EC2 encontra-se mais afastada e com menor rigidez.

A rotura da viga devido à instabilidade da armadura de compressão, pode justificar o facto de o patamar de plastificação, onde se dá a carga $P_{m\acute{a}x}$, não mostrar uma elevada ductilidade; apesar de tudo $d/0,85P_{m\acute{a}x}/L \approx 1/50$.

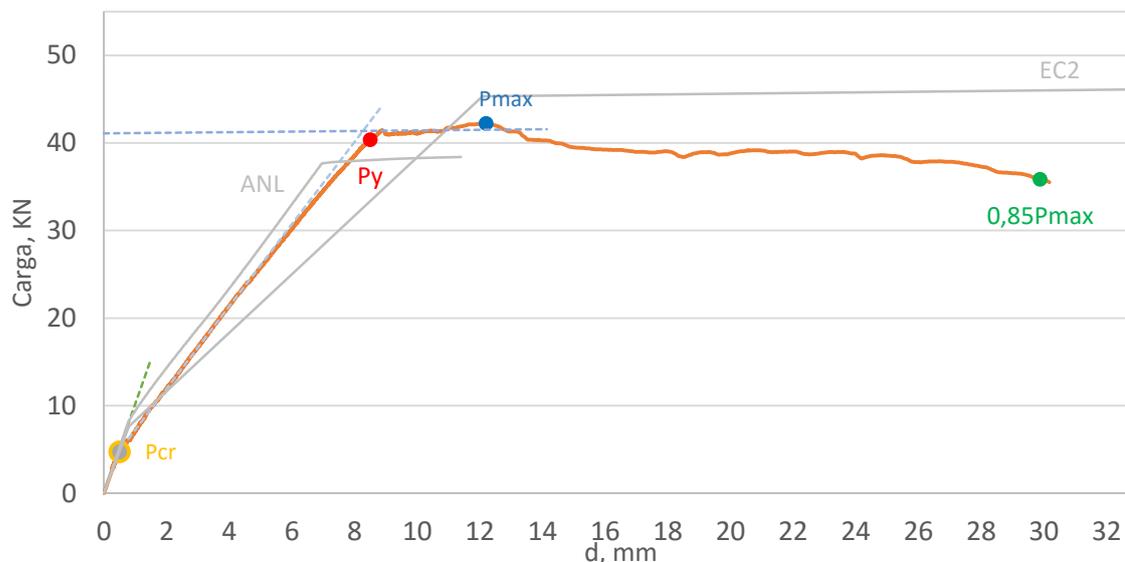


Figura 4.2 - Curvas P-d experimental, teórica e ANL da viga Vρ4.

O Quadro 4.3 apresenta os valores de carga característicos da viga Vρ4; os valores estimados experimentalmente, e os resultados obtidos pelas metodologias ANL e EC2, bem como os respetivos desvios.

Tal como anteriormente, o valor de P_{cr} é aquele em que os desvios apresentados revelam que os valores teóricos determinados não são adequados.

No patamar de plastificação, os valores de P_y e de $P_{m\acute{a}x}$, determinados pela metodologia ANL, podem considerar-se próximos dos experimentais. No caso da metodologia EC2, os valores encontram-se algo afastados.

Ainda no Quadro 4.3, apresentam-se os valores das relações de P_y com P_{cr} e de $P_{m\acute{a}x}$ com P_y ; Neste aspeto importa referir que na curva experimental, o valor da P_y é 8,5 vezes superior ao P_{cr} , ou seja, a carga de fissuração é relativamente baixa quando comparada com a carga de cedência. Esta relação é bastante superior ao resultado já apurado em vigas de Betão Armado (Ribeiro, 2014). O cociente de segurança extra, da Vρ4, vale 5%, o que não se pode considerar como significativo. Este valor é um pouco inferior ao apurado em vigas de Betão Armado (Ribeiro, 2014).

Quadro 4.3 - Valores de carga nos pontos característicos da viga V ρ 4.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	4,7	8,2	73%	7,6	61%
P_y	40,4	37,7	7%	43,5	12%
$P_{m\acute{a}x}$	42,2	38,4	9%	54,0	28%
P_y/P_{cr}	8,5	4,6	46%	5,9	30%
$P_{m\acute{a}x}/P_y$	1,05	1,02	3%	1,2	14%

No Quadro 4.4 mostram-se os valores da rigidez de V ρ 4. Para o *Estado I*, os desvios são perfeitamente aceitáveis. A rigidez K_{II} determinada pela metodologia ANL tem um valor coincidente; segundo o EC2 vale cerca de um terço do valor experimental. A relação entre K_I e K_{II} tem o valor de 2,6 para o resultado experimental, aproximando-se assim da relação obtida pela metodologia ANL, tendo uma variação considerável na comparação com o valor obtido pela análise segundo o EC2.

Quadro 4.4- Valores de rigidez da viga V ρ 4.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	10,2	10,5	3%	9,5	6%
KII	4,7	4,7	0,1%	3,0	32%
KI/KII	2,2	2,2	3%	3,0	39%

4.1.4. Viga V ρ 3

A viga V ρ 3 foi concebida no dia 28 de Abril de 2016 e ensaiada após 27 dias, ao longo de cerca de 1h:25min. A armadura de tração utilizada foi de $A_s=4\phi 6$ ($\rho=0,74\%$). As restantes condições, tais como as restantes armaduras, os materiais, ou as velocidades de ensaio, foram equivalentes aos casos anteriores.

A rotura da viga deu-se por instabilização da armadura de compressão. O esmagamento do material, na zona central superior da viga, e o conseqüente destacamento do mesmo, levou a que as armaduras à compressão instabilizassem; tal como anteriormente, um dos estribos abriu, não contribuindo para dificultar este efeito. As fissuras foram visíveis aos 6,5kN.

Na Figura 4.3 estão apresentados os diagramas P-d das curvas experimental, ANL e EC2 referentes a V ρ 3. A carga de fissuração estimada experimentalmente é inferior aos valores obtidos por via teórica, embora a rigidez coincida. No *Estado II*, a rigidez tem valores próximos nas três curvas. Os valores de P_y diferem, principalmente na metodologia EC2. No

patamar de plastificação podem-se visualizar algumas diminuições de carga significativas que se devem ao destacamento do material na zona comprimida; ainda assim a viga apresenta uma ductilidade significativa; $d0,85P_{máx}/L \approx 1/30$.

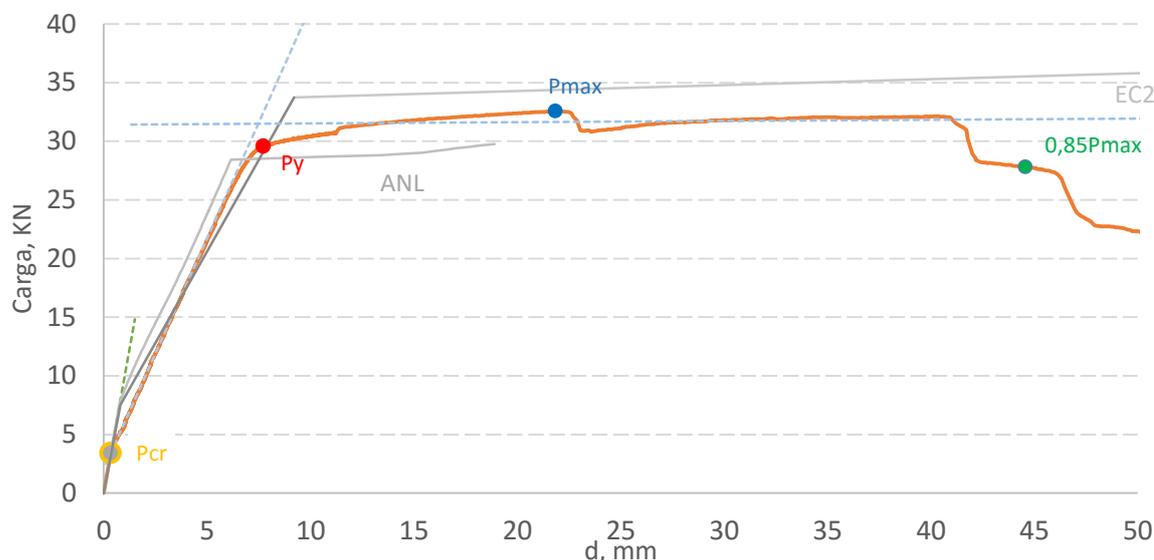


Figura 4.3- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da viga Vp3.

No Quadro 4.5 estão apresentados os valores das cargas características para as três curvas em estudo. Como já referido, no ponto P_{cr} , os desvios são consideráveis, mostrando que as análises teóricas não são adequadas para o efeito.

Os valores de P_y e de $P_{máx}$, avaliados pela metodologia ANL, apresentam desvios aceitáveis; já os desvios relativos ao EC2 são consideráveis.

O Quadro 4.5 apresenta ainda as relações entre P_{cr} e P_y , bem com as relações P_y e $P_{máx}$. Neste aspeto, importa referir que a viga apresenta uma carga de fissuração cerca de 8,6 vezes mais baixa que a de cedência, sendo esta relação bastante superior ao apurado em vigas de Betão Armado (Ribeiro, 2014). O coeficiente de segurança extra apresenta um valor de 10% que não se pode considerar significativo, embora seja superior ao também apurado em Betão Armado (Ribeiro, 2014).

Os valores presentes no Quadro 4.6 são referentes à rigidez da viga para cada tipo de análise e para os *Estados I e II*. Os valores da rigidez KI , avaliados teoricamente, apresentam desvios desprezáveis; relativamente aos valores de KII , a metodologia ANL estima bem este valor, mas o desvio é considerável em relação à metodologia EC2.

Ainda no Quadro 4.6, de referir que a viga apresenta uma relação de KI com KII de 2,5 com pequeno desvio referente à ANL, mas com um desvio elevado em comparação com o valor estipulado para a metodologia EC2, de acordo com o sugerido pelo EC2 para as estruturas de BA.

Quadro 4.5 - Valores de carga nos pontos característicos da viga Vp3.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
Pcr	3,4	7,7	124%	7,5	119%
Py	29,6	27,8	6%	33,7	14%
Pmáx	32,6	28,4	13%	41,4	27%
Py/Pcr	8,6	3,6	58%	4,5	48%
Pmáx/Py	1,1	1,02	7%	1,2	11%

Quadro 4.6 - Valores de rigidez da viga Vp3.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	9,9	10,0	1,3%	9,4	5%
KII	3,9	3,7	5%	3,1	21%
KI/KII	2,5	2,7	7%	3,0	20%

4.1.5. Viga Vp2

A viga Vp2 foi produzida no dia 28 de Abril de 2016 e foi ensaiada 26 dias depois, durante 1h:45min. A amadura de tração usada foi de $A_s=3\phi6$ ($\rho=0,55\%$), com as restantes características de armaduras, resistências dos materiais e velocidades de ensaio a serem equivalentes às anteriores vigas deste grupo.

A rotura da viga deu-se por instabilização da armadura e, como nas restantes vigas deste grupo, um dos estribos abriu, não contribuindo para condicionar a instabilidade da armadura comprimida. Previamente, ou não, o material na zona comprimida cedeu. As fissuras foram visíveis aos 7,4kN.

A Figura 4.4 apresenta os diagramas P-d para as curvas experimental, ANL e EC2. Nesta viga, a carga de fissuração determinada pelas análises teóricas é bastante superior à estimada pela curva experimental; ainda assim a rigidez do Estado I tem desvios desprezáveis. Os valores da carga de cedência diferem consideravelmente na análise pelo EC2, estando os valores da ANL próximos dos valores experimentais. O patamar de plastificação demonstra uma boa capacidade de deformação da viga até à rotura com $d0,85P_{máx}/L\approx 1/15$.

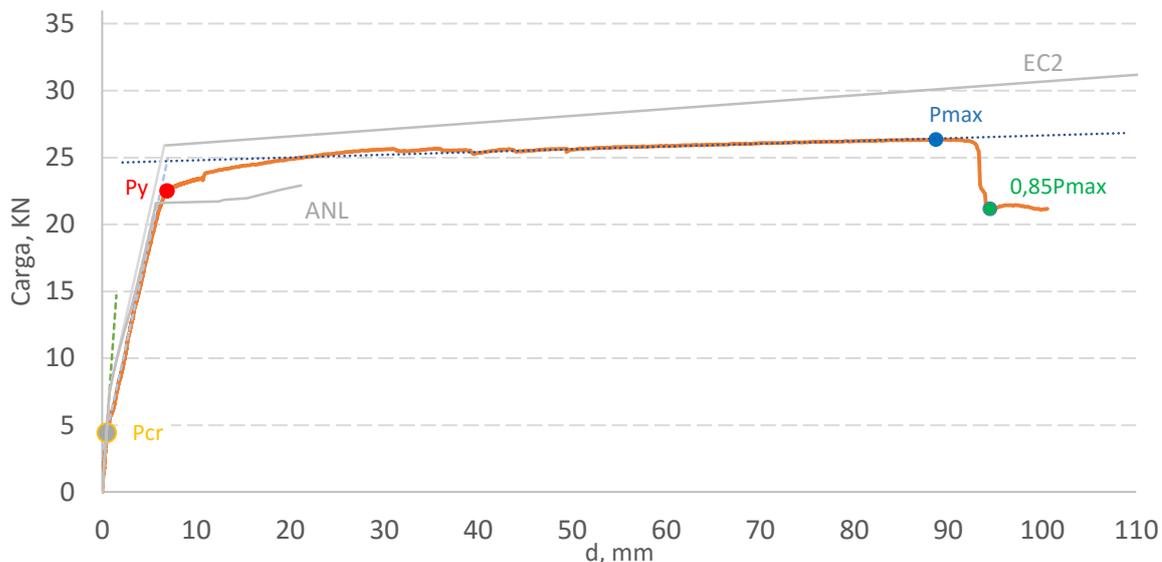


Figura 4.4- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da viga Vp2.

No Quadro 4.7 estão representados os valores de carga característicos das vigas. Como dito, os valores de P_{cr} nas análises teóricas apresentam desvios elevados, não sendo adequadas para este aspeto. Para os valores de P_y e $P_{máx}$, estas análises já apresentam desvios aceitáveis, estando a ANL bastante próxima dos valores experimentais.

As relações de P_{cr} com P_y e P_y com $P_{máx}$ estão também no Quadro 4.7. Esta viga apresenta assim uma carga de fissuração cerca de 5 vezes inferior à carga de cedência; este valor ainda se encontra longe do apurado em vigas de Betão Armado. O coeficiente de segurança extra vale 17%, sendo superior ao também apurado em Betão Armado.

Quadro 4.7 - Valores de carga nos pontos característicos da viga Vp2.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	4,4	7,2	62%	7,6	71%
P_y	22,5	21,6	4%	25,9	15%
P_{máx}	26,3	22,9	13%	31,9	21%
P_y/P_{cr}	5,1	3,0	41%	3,4	33%
P_{máx}/P_y	1,2	1,06	9%	1,2	5%

No Quadro 4.8 estão os valores referentes à rigidez da viga para os *Estados I e II*, bem como a relação entre eles. De acordo com a rigidez *KI*, esta apresenta valores bastante próximos para as três análises com desvios desprezáveis entre si. A rigidez *KII* apresenta também desvios aceitáveis, embora a ANL seja mais eficaz.

Ainda neste quadro, a relação KI com KII toma o valor de 3,12. O valor da ANL tem um desvio aceitável e o valor estipulado pelo EC2 para Betão Armado apresenta uma boa aproximação.

Quadro 4.8 - Valores de rigidez da viga $V\rho2$.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. NL	EC2	Desv. EC2
KI	9,8	9,7	1,4%	9,5	3,6%
KII	3,1	2,8	12%	3,2	0,3%
KI/KII	3,1	3,5	12%	3,0	4%

4.1.6. Viga $V\rho1$

A viga $V\rho1$ foi produzida no dia 28 de Abril de 2016 e ensaiada após 28 dias com uma duração de ensaio de cerca de 2h. A viga é constituída por uma armadura de tração de $A_s=2\phi6$ ($\rho=0,38\%$), com as restantes características semelhantes às restantes vigas do grupo.

O colapso da viga ocorreu por rotura da armadura de tração. Este efeito deu-se ligeiramente à direita do centro da viga, entre este e a zona de aplicação da carga. De salientar ainda que na zona comprimida o material já havia destacado tendo-se dado também a instabilização da armadura de compressão. As fissuras foram visíveis aos 3,55kN. Estes dois efeitos estão apresentados na Figura 4.5.



Figura 4.5- Rotura de $V\rho1$.

A Figura 4.6 representa os diagramas P-d para as curvas experimental, EC2 e ANL da viga $V\rho1$. A carga de fissuração para as curvas teóricas apresenta-se, agora de forma mais visível, bastante acima da experimental. O ponto da carga de cedência da ANL quase coincide com o da curva experimental; já o relativo ao EC2 tem uma variação a considerar. O patamar de

plastificação tem quedas repentinas de carga, que se justificam com alguma degradação do material comprimido; de salientar a ductilidade desta viga; $d0,85P_{m\acute{a}x}/L \approx 1/10$.

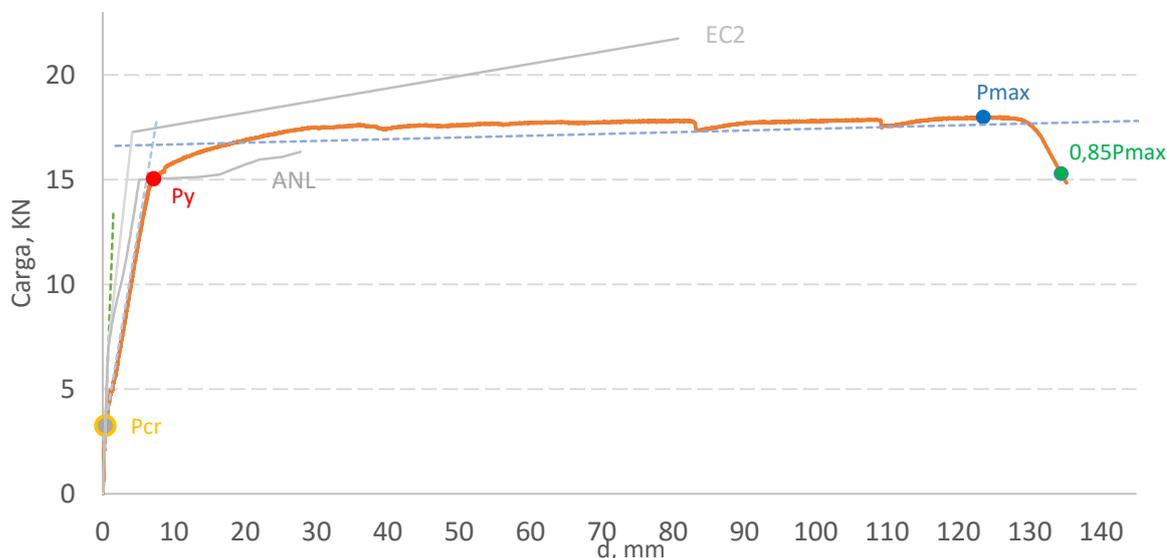


Figura 4.6- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da viga V□1.

De acordo com o Quadro 4.9, onde se apresentam os pontos característicos de $V\rho I$, os valores das análises teóricas de P_{cr} , como já dito, não mostram precisão. O valor de P_y segundo o EC2 apresenta um desvio aceitável e para ANL apresenta um valor semelhante ao experimental. Os valores de $P_{m\acute{a}x}$ já apresentam desvios consideráveis nas duas análises.

De referir ainda que a relação entre P_{cr} e P_y aproxima-se dos valores assumidos em Betão Armado, ainda com alguma diferença. O coeficiente de segurança é de 20% podendo ser considerado como significativo.

Quadro 4.9 - Valores de carga nos pontos característicos da viga Vp1.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	3,3	6,6	103%	7,2	123%
P_y	15,0	14,9	1%	17,5	17%
P_{máx}	18,0	11,5	36%	21,7	21%
P_y/P_{cr}	4,6	2,3	51%	2,4	48%
P_{máx}/P_y	1,2	0,8	36%	1,2	3,6%

No Quadro 4.10 está apresentada a rigidez da viga para cada estado e para cada tipo de análise, bem como a relação KI com KII .

No *Estado I*, a rigidez apresenta vazios próximos de zero, mostrando assim que há uma boa aproximação do resultado. A rigidez KII apresenta valores mais elevados; a ANL apresenta

um desvio considerado aceitável, já o EC2 mostra valores com desvios bastante elevados. A relação KI/KII tem o valor de 4,41; a ANL tem uma variação considerável e o valor estipulado pelo EC2 para BA é bastante mais baixo.

Quadro 4.10 - Valores de rigidez da viga Vp1.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	8,9	9,1	1,6%	8,9	0,6%
KII	2,02	1,8	12%	2,9	48%
KI/KII	4,4	5,1	16%	3,0	32%

4.2. Vigas do Grupo 2

O Grupo 2 é constituído por 5 vigas com a característica comum de serem todas constituídas pela mesma área de armadura longitudinal: $As=3\phi8$ ($\rho=1,0\%$) e $As'=2\phi8$ ($\rho'=0,65\%$). Importa referir que por motivos já expostos anteriormente, relacionados com o fecho dos estribos, algumas vigas foram ensaiadas invertidas, i.e. as armaduras foram trocadas.

O objetivo consiste em analisar o efeito da variação do afastamento de estribos no comportamento das 5 vigas; a Viga Vs4 possui um afastamento de 4cm, a Viga Vs7 um afastamento de 7cm, a viga Vs10 de 10cm, a Viga Vs14 de 14cm e a Viga Vs45 não tem estribos na zona central. Esta variação de espaçamentos foi feita apenas na zona central (entre cargas); nas zonas laterais, entre os apoios e as cargas, o espaçamento foi de 5cm.

A ordem de ensaio das vigas começou na Viga Vs7, seguindo-se a Viga Vs14, a Viga Vs45, a Viga Vs10 e por fim Viga Vs4. Por opção começou-se pela de espaçamento de 7cm, invertida, igual ao espaçamento do primeiro grupo, de modo a analisar a instabilização da armadura de compressão, sem o efeito da abertura de estribo. Não se tendo dado este efeito, procurámos ver se ele se daria nas vigas de maior espaçamento ($s=14cm$ e $s=45cm$). Ainda nestes casos a armadura de compressão não instabilizou. Posto isto, as duas vigas restantes deste grupo foram ensaiadas na sua posição inicial, visto que os resultados anteriores se encontravam muito próximos e sem a rotura pretendida.

As vigas foram produzidas no dia 3 de Maio de 2016. O aço utilizado apresenta um valor médio da tensão de cedência à tração $f_{sym}=515MPa$. O material Metacaulino usado apresenta um valor médio da tensão de rotura do material à compressão de $f_{cm}=34MPa$ e um valor médio da tensão de rotura à tração de $f_{tm}=5,0MPa$.

Do mesmo modo do Grupo 1, os ensaios decorreram com uma velocidade de 0,005mm/s, tendo sido aumentada para 0,02mm/s no patamar de plastificação.

4.2.1. Viga Vs7

A Viga Vs7 foi ensaiada no dia 30 de Maio de 2016, durante 1h:50min, após 27 dias. Esta foi invertida no ensaio conforme explicado em 4.2 ($A_s=2\phi 8$; $A's=3\phi 8$), sendo o afastamento de estribos de 7cm na zona entre cargas.

O ensaio foi concluído sem se ter atingido a rotura. Isto porque, estando em risco a integridade dos elementos do “layout” do ensaio, num possível escorregamento da viga nos apoios, optou-se por terminar o mesmo; de qualquer modo, a sua deformação atingiu o valor de $L/10$. (Ver Figura 4.8)

Na Figura 4.7 estão apresentados os diagramas P-d das respetivas curvas. Verifica-se, uma boa concordância das curvas até à cedência das armaduras; depois disso, a curva EC2 determina cargas consideravelmente superiores. As cargas de fissuração obtidas pelas análises teóricas apresentam valores bastante superiores à carga estimada experimentalmente. A carga de cedência das armaduras prevista na ANL é semelhante ao valor experimental; já o valor do EC2 tem um desvio considerável. O valor de P_{max} corresponde ao ponto de paragem do ensaio. O patamar de plastificação é extenso, mostrando assim uma boa ductilidade da viga; ultrapassa o valor de $L/10$.

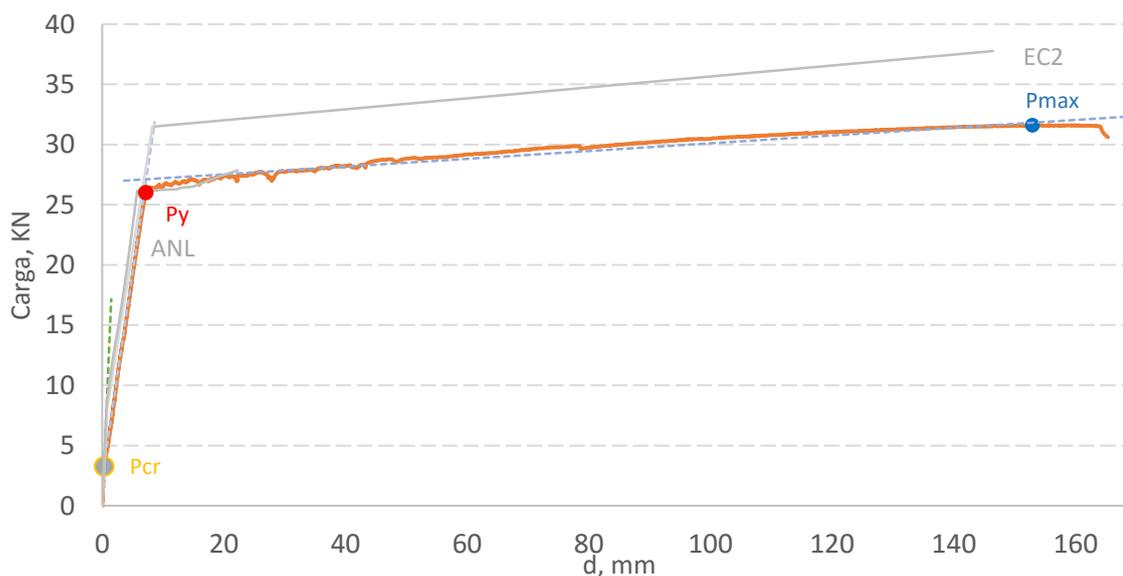


Figura 4.7- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga Vs7.

No Quadro 4.11 mostram-se os valores característicos de Vs7. Como já referido, os valores teóricos para o P_{cr} estão longe da curva experimental. A carga P_y para a ANL é coincidente com a experimental; segundo o EC2 os desvios já são consideráveis. O valor da carga máxima apresenta desvios moderados.

A relação de P_y com P_{cr} vale 7,9, algo elevado, e o coeficiente extra de segurança assume um valor considerável; 22%.

Quadro 4.11 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga Vs7.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	3,3	8,3	153%	8,2	149%
P_y	26,0	26,0	0,2%	31,5	21%
P_{máx}	31,6	27,8	12%	37,8	20%
P_y/P_{cr}	7,9	3,1	60%	3,9	51%
P_{máx}/P_y	1,2	1,1	12%	1,2	1%

Os valores da rigidez de Vs7 (ver Quadro 4.12) obtidos para as análises teóricas aproximam-se bastante da curva experimental, tendo como maior desvio a rigidez KI segundo o EC2, ainda assim aceitável. A relação de KI com KII toma o valor de 3,34, sendo assim próximo do sugerido pelo EC2.

Quadro 4.12 - Valores de rigidez da Viga Vs7.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	11,4	11,7	2%	9,5	17%
KII	3,4	3,4	0,1%	3,2	8%
KI/KII	3,3	3,4	2%	3,0	10%



Figura 4.8- Ensaio de rotura da Viga Vs7.

4.2.2. Viga Vs14

A Viga Vs14 foi ensaiada no dia 1 de Junho de 2016, ou seja, após 29 dias, durante cerca de 2h. Esta viga foi invertida no seguimento da anterior ($A_s=2\phi 8$; $A_s'=3\phi 8$; $s=14cm$).

Pelo mesmo motivo da viga anterior, optou-se por terminar o ensaio pois poderia ocorrer o escorregamento da viga nos apoios. Ainda assim, a sua deformação atingiu o valor de $L/10$.

Na Figura 4.9 apresentam-se as curvas P-d da *Viga Vs14*. A análise desta viga coincide com a efetuada para a viga anterior, apresentando um comportamento semelhante. No Quadro 4.13 estão os valores característicos de *Vs14*, e no Quadro 4.14 apresentam-se os valores da rigidez da mesma viga.

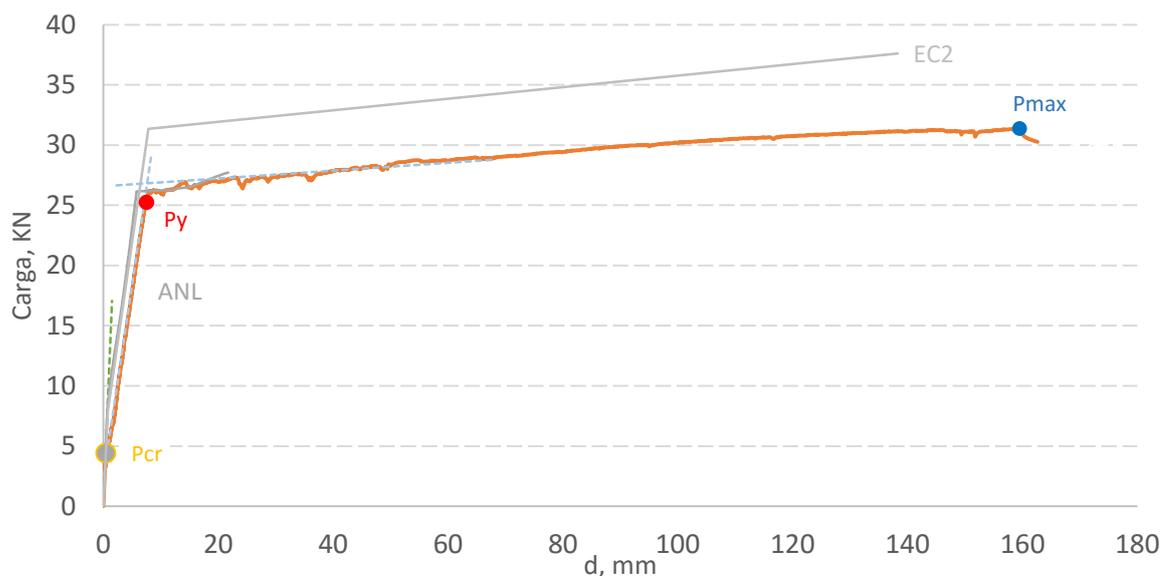


Figura 4.9- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga Vs14.

Quadro 4.13 – Valores de carga nos pontos característicos da Viga Vs14.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
Pcr	3,4	8,4	145%	7,9	131%
Py	25,2	26,1	2%	31,3	24%
Pmáx	31,3	27,6	12%	37,6	20%
Py/Pcr	7,4	3,3	55%	4,0	46%
Pmáx/Py	1,2	0,9	25%	1,20	3%

Quadro 4.14 - Valores de rigidez da Viga Vs14.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	11,4	11,4	0,6%	9,9	12%
KII	3,2	3,4	6%	3,3	3%
KI/KII	3,5	3,3	5%	3,0	15%

4.1.3. Viga Vs45

A Viga Vs45 foi ensaiada no dia dias 1 de Junho de 2016, após 29 dias, durante cerca de 2h:20min. Esta viga foi ensaiada invertida ($A_s'=3\phi 8$ e $A_s=2\phi 8$), na sequência das duas anteriores.

O ensaio da viga foi concluído sem que a rotura tenha sido atingida, de modo a garantir a segurança do “layout”, como já referido na viga anterior; ainda assim a deformação aproximou-se do valor de $L/10$.

A Figura 4.10 apresenta os diagramas $P-d$. Até ao ponto de cedência das armaduras, as curvas quase coincidem; depois disso, a metodologia EC2 afasta-se da curva experimental. No entanto, as cargas de fissuração teóricas apresentam desvios elevados. Na carga de cedência, a metodologia ANL quase coincide, e o EC2 apresenta um desvio considerável. O longo patamar de plastificação mostra a elevada capacidade de deformação da viga, i.e. a ductilidade. O valor de $P_{máx}$ foi assumido no ponto de paragem do ensaio; após esta paragem (cerca de 2min), a velocidade foi incrementada para $0,08\text{mm/s}$ tendo como objetivo atingir a rotura da viga. No entanto, após esse aumento, nota-se um acréscimo de carga, a qual será provavelmente resultado dos efeitos dinâmicos devidos à elevada velocidade aplicada.

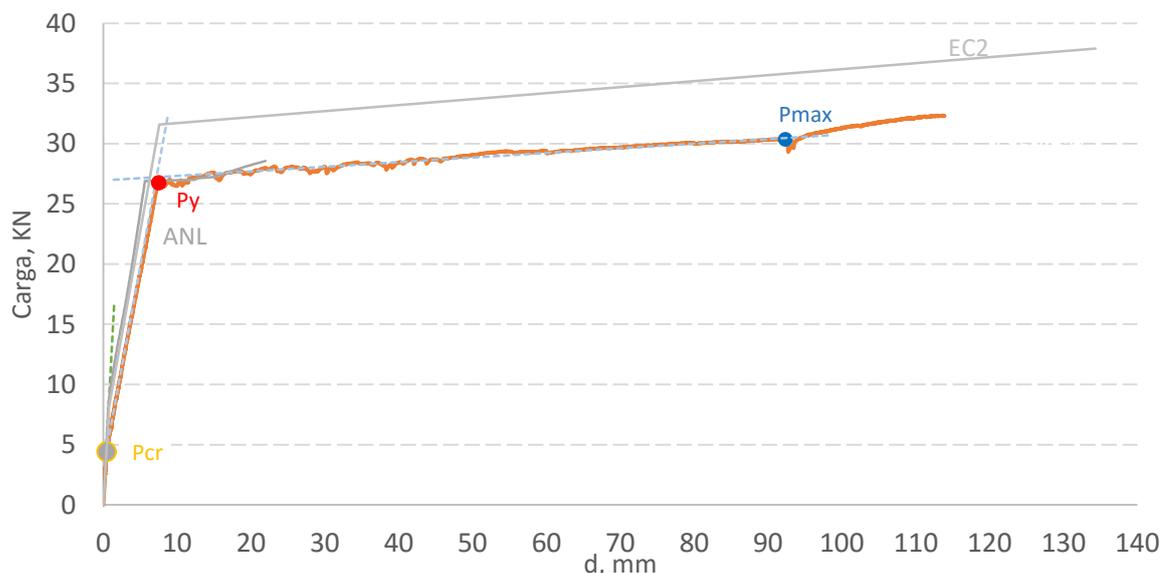


Figura 4.10- Curvas $P-d$ experimental, teórica e ANL da Viga Vs45.

Os valores dos pontos característicos estão no Quadro 4.15. Para os valores de P_{cr} , como já referenciado, as análises teóricas estão bastante longe da curva experimental. A carga máxima, influenciada pelo momento de paragem do ensaio, ainda assim apresenta desvios aceitáveis nas análises teóricas. A relação de P_y com P_{cr} toma o valor de 5,9, o que é considerável. Por fim, o coeficiente de segurança extra, apresenta um valor pouco significativo de 14%.

Quadro 4.15 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga Vs45.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
Pcr	4,5	8,76	93%	8,2	81%
Py	26,7	26,8	0,1%	31,6	18%
Pmáx	30,4	28,6	6%	37,9	25%
Py/Pcr	5,9	3,1	48%	3,9	35%
Pmáx/Py	1,2	1,07	6%	1,2	6%

No Quadro 4.16 estão apresentados os valores da rigidez da viga. Tanto para a rigidez do *Estado I* como do *Estado II*, os valores da rigidez nas duas análises teóricas tomam desvios consideravelmente baixos. De referir que a relação *KI* com *KII* apresenta o valor de 3,36, que se aproxima bastante do sugerido no EC2.

Quadro 4.16 - Valores de rigidez da Viga Vs45.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	11,2	11,8	5%	10,3	8%
KII	3,3	3,6	8%	3,5	3%
KI/KII	3,4	3,3	3%	3,0	11%

Importa talvez realçar que nestas vigas, com $A's=3\phi8$, em nenhuma se verificou a instabilidade da armadura de compressão, pelo menos até ao ponto em que o ensaio foi terminado. Neste contexto, toda a estratégia de análise da influência do s na ductilidade da viga ficou por efetuar.

4.2.4. Viga Vs10

A Viga Vs10 foi ensaiada no dia 6 de Junho de 2016, durante 1h:50min, após 34 dias. Tal como referido em 4.2, devido ao facto de não se ter registado a instabilização da armadura de compressão na viga sem estribos, Viga Vs45, esta viga foi ensaiada na sua posição normal ($A_s=3\phi8$; $A_s'=2\phi8$; $s=10cm$).

No entanto, a rotura da viga deveu-se à instabilidade da armadura de compressão, com destacamento do material. E, tal como nas vigas do grupo 1, um dos estribos abriu, não tendo contribuindo para contrariar esse efeito.

De referir que a armadura de compressão instabilizou nesta viga, não tendo instabilizado nas vigas de maior espaçamento de estribos. Este efeito pode ser justificado pelo facto de a viga

ter sido ensaiada na posição inicial, tendo assim uma armadura de tração superior; as cargas são assim superiores, provocando a instabilização.

A Figura 4.11 apresenta os diagramas P-d das respectivas curvas. Na fase até se atingir a cedência nota-se uma boa aproximação da curva ANL à curva experimental, com o P_y a ser pouco mais baixo; a curva referente ao EC2 apresenta uma rigidez do *Estado II* inferior, com um desvio aceitável e um P_y mais elevado. De referir que, no patamar de plastificação, a viga apresenta algumas quedas de carga significativas devido ao destacamento do material; a ductilidade é algo inferior às vigas anteriores com $d0,85P_{máx}/L \approx 1/20$.

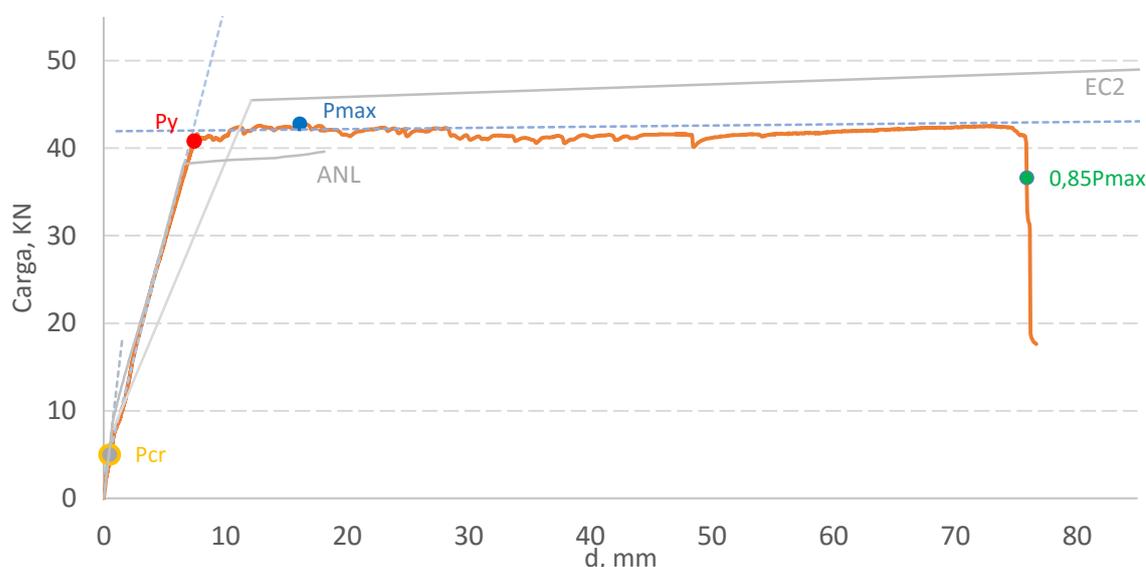


Figura 4.11- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga Vs10.

O Quadro 4.17 mostra os valores característicos da Viga Vs10. Os desvios em P_{cr} mantêm-se. Os valores de P_y e $P_{máx}$ apresentam baixos desvios na ANL, sendo ainda assim maiores do que nas vigas anteriores; na curva segundo o EC2 os desvios são considerados aceitáveis. A carga P_y é 8,1 vezes superior em relação de P_{cr} e o coeficiente extra de segurança vale 5%, sendo este valor desprezável.

Quadro 4.17 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga Vs10.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	5,0	8,64	72%	7,9	58%
P_y	40,6	38,2	6%	45,5	12%
P_{máx}	42,7	39,6	7%	54,2	27%
P_y/P_{cr}	8,1	4,4	45%	5,8	29%
P_{máx}/P_y	1,1	1,04	1%	1,2	13%

Como se pode confirmar no Quadro 4.18, tanto no *Estado I*, como no *Estado II*, a ANL apresenta uma proximidade considerável à curva experimental com desvios desprezáveis; na curva segundo o EC2 o desvio de *KI* é aceitável; o desvio da rigidez *KII* é bastante elevado. A relação de *KI* com *KII* toma um valor de 2,2; este valor é consideravelmente inferior ao sugerido pelo EC2.

Quadro 4.18 - Valores de rigidez da Viga Vs10.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	11,9	11,8	2%	9,9	17%
KII	5,4	4,9	8%	3,3	38%
KI/KII	2,2	2,4	6%	3,0	34%

4.2.5. Viga Vs4

A Viga Vs4 foi ensaiada no dia 6 de Junho de 2016, após 34 dias, durante 2h:15min. A sua posição foi tomada como a sua posição inicial conforme já referido ($A_s=3\phi 8$; $A_s'=2\phi 8$; $s=4cm$).

Na sequência dos resultados obtidos nas vigas anteriores, esta viga iria apresentar resultados semelhantes à Viga Vs10; isto porque o afastamento de estribos era menor, mas a sua abertura iria permitir de novo instabilização da armadura de compressão. Ainda assim procedemos ao seu ensaio para comprovar esses mesmos resultados.

A rotura deu-se então por instabilização da armadura de compressão com abertura do estribo.

A Figura 4.12 apresenta os diagramas P-d referentes às diferentes curvas da Viga Vs4. A análise, como esperado, é bastante semelhante à análise da Viga Vs10. A curva ANL aproxima-se bastante da curva experimental até à carga de cedência das armaduras; a curva referente ao EC2 apresenta um *Estado II* com uma rigidez inferior e uma carga P_y consideravelmente mais elevada. Ainda assim, a carga de fissuração das análises teóricas tem valores inaceitáveis. No patamar de plastificação notam-se algumas irregularidades que se podem justificar com algum destacamento do material, sendo que apresenta uma boa ductilidade, aproximando-se do valor de $L/10$.

No Quadro 4.19 apresentam-se os valores característicos de Vs4. Os desvios mais relevantes dizem respeito ao P_{cr} , com as análises teóricas a assumirem valores bastante elevados. A carga de cedência das armaduras na ANL conta com baixos desvios em relação à curva experimental; os desvios referentes ao EC2 são aceitáveis, ainda que mais elevados.

A relação de P_y com P_{cr} toma um valor de 10,5, sendo este bastante elevado ao estimado para BA. O coeficiente de segurança extra vale 9%, não podendo ser considerado como relevante.

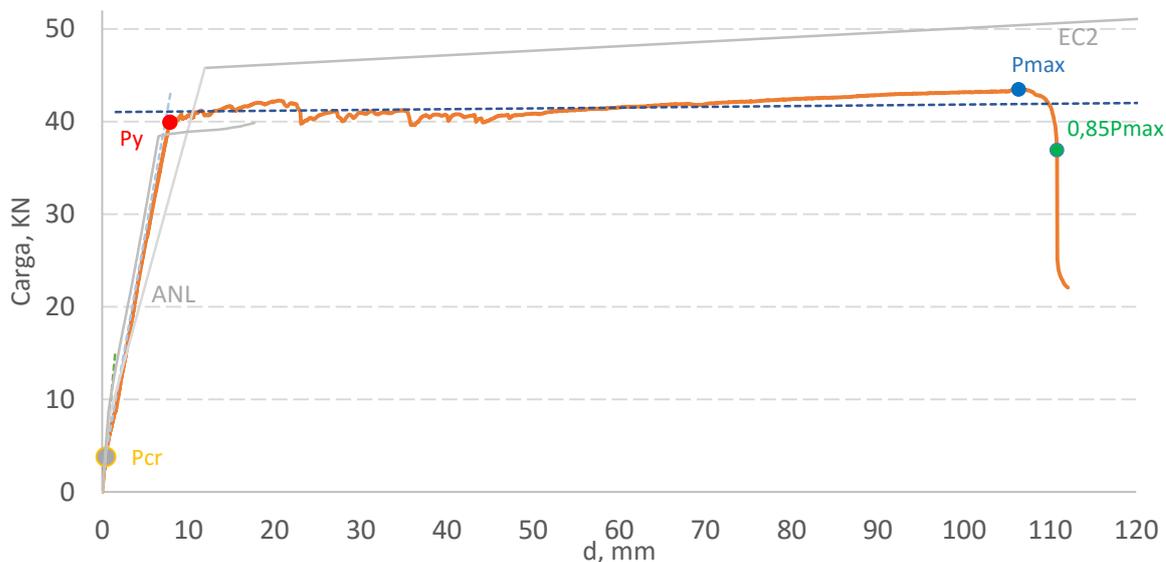


Figura 4.12- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga Vs4.

Quadro 4.19 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga Vs4.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	3,8	8,5	125%	8,0	112%
P_y	39,9	38,2	4%	45,8	15%
P_{máx}	43,5	38,5	11%	54,6	26%
P_y/P_{cr}	10,5	4,5	57%	5,7	46%
P_{máx}/P_y	1,1	1,0	7,3%	1,2	10%

Os valores da rigidez da *Viga Vs4* estão apresentados no Quadro 4.20. De notar que a rigidez KI toma o valor de 9,8, algo variável da *Viga Vs10*. Posto isto, a ANL apresenta um desvio algo elevado mas aceitável; o EC2 toma um valor com um desvio desprezável.

A relação de KI com KII para a curva experimental tem um valor consideravelmente inferior às análises teóricas.

Quadro 4.20 - Valores de rigidez da Viga Vs4.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	9,9	11,8	19%	10,2	2,7%
KII	5,2	5,0	3,5%	3,4	35%
KI/KII	1,9	2,4	24%	3,0	57%

4.3. Vigas do Grupo 3

O Grupo 3 é constituído por 4 vigas, com a característica de as respetivas armaduras de tração e compressão serem iguais. O espaçamento de estribos é de 7cm para as Vigas $V\beta 1$, $V\beta 12$ e $V\beta 13$ e de 5cm para a Viga $V\beta 15$. Estas vigas foram ensaiadas invertidas com o objetivo de a amarração do estribo não ser condicionante, visto que $A_s=A_s'$.

As vigas foram produzidas no dia 20 de Maio de 2016. O geopolímero produzido para este grupo apresenta um valor médio da tensão de rotura do material à compressão de $f_{cm}=33,6MPa$ e um valor médio da tensão de rotura à tração de $f_{tm}=5,25MPa$. O aço possui tensão de cedência de $f_{sym}=531MPa$ para os varões de $\phi 8$ e $f_{sym}=512MPa$ para os varões de $\phi 4$.

Tal como foi descrito no Capítulo 3, um das vigas encontra-se bem armada ($\rho=1,3\%$), e as restantes 3 têm baixas percentagens de armadura ($\rho=0,16\%$, $\rho=0,25\%$ e $\rho=0,32\%$). Tendo-se registado sequencialmente que o valor da carga de fissuração era sempre muito superior ao valor avaliado experimentalmente, nestas 3 vigas sub-armadas esse aspeto seria muito mais evidente. Considerou-se então assumir outro valor para a tensão de rotura à tração de f_{tm} . Esta alteração tem como base a medição da extensão de rotura dos provetes paralelepípedicos onde foi colado o extensómetro (1 provete por mistura). Nestes provetes, a extensão na rotura por tração à flexão dos mesmos, medida pelo extensómetro, assumiu um valor médio próximo de 400μ . Em Oliveira (2014), o valor determinado para a rotura do provete por tração foi de 370μ . No entanto, nos ensaios das vigas, o valor médio apurado no extensómetro, aquando do aparecimento das fendas foi de cerca de 160μ . Assim, tomou-se como correto que a relação entre estas duas medições de extensão fosse considerada, ainda que parcialmente, na relação 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, assumiu-se para as vigas de $\phi 4$ o valor de $f_{tm}=2,6MPa$.

De referir que, nas vigas com armadura longitudinal de $\phi 4$, os valores estimados de P_y foram obtidos através da interseção da reta de rigidez K_{II} com o patamar horizontal correspondente à carga máxima. Esta interseção define o valor de d_y , sendo o P_y obtido através deste deslocamento na curva experimental.

As velocidades e o decorrer dos ensaios foram semelhantes aos restantes grupos.

4.3.1. Viga $V\beta 4$

A Viga $V\beta 4$ foi ensaiada no dia 7 de Junho de 2016, após 18 dias, durante cerca de 2h. A viga é caracterizada por ter uma armadura de tração igual à armadura de compressão de $4\phi 8$, como explicado em 4.3. A sua posição foi invertida no ensaio.

O colapso da viga deu-se por escorregamento da armadura de tração. Este efeito é explicado pelo facto de a viga ter sido invertida para anular o efeito da abertura do estribo. Devido a isto, a amarração prevista para a armadura longitudinal tracionada ficou na zona superior da viga; a armadura contrária não tinha qualquer comprimento de amarração previsto ficando o escorregamento facilitado. A Figura 4.14 mostra este efeito no extremo do varão.

Na Figura 4.13 são apresentados os diagramas P-d. No *Estado I* a variação das curvas teóricas tem desvios moderados de rigidez. No *Estado II*, as curvas teóricas afastam-se gradualmente da curva experimental, tendo o EC2 desvios superiores à ANL. O valor da carga de cedência para a ANL apresenta-se ligeiramente inferior à curva experimental; o valor do EC2 é ligeiramente superior.

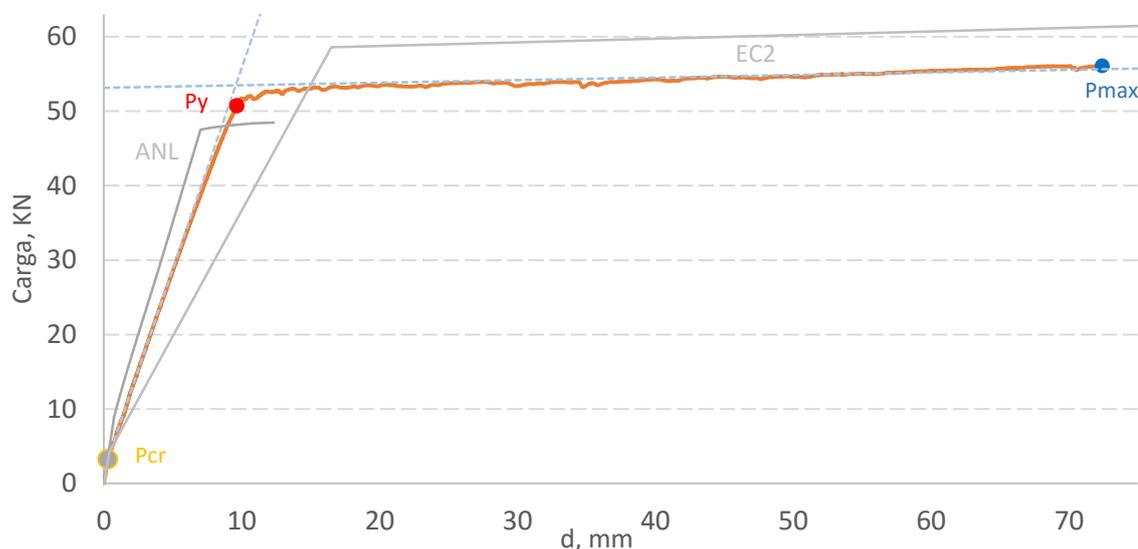


Figura 4.13- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga V β 4.

O Quadro 4.21 mostra os valores característicos da Viga V β 4. Como referido, as análises teóricas têm desvios inaceitáveis para com a curva experimental no ponto P_{cr} . Os valores de P_y têm um baixo desvio na ANL, ainda assim maior do que nas demais vigas, e um desvio aceitável para o EC2. Os valores de $P_{máx}$ seguem a mesma linha, com a ANL a aproximar-se mais, sendo que com desvios moderados.

O valor de P_y é 15,5 vezes maior do que o P_{cr} . O coeficiente extra de segurança vale 11%, um valor bastante reduzido.

Quadro 4.21 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga V β 4.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
Pcr	3,3	8,8	167%	4,3	31%
Py	51,7	46,6	6%	58,6	16%
Pmáx	56,1	48,5	14%	69,6	24%
Py/Pcr	15,5	5,4	65%	13,7	12%
Pmáx/Py	1,1	1,02	8%	1,2	7%

Relativamente aos valores da rigidez apresentados no Quadro 4.22, notam-se desvios moderados para a rigidez *KI*, nas duas análises, e desvios consideráveis nos valores de *KII*. A relação entre estas duas assume o valor de 2,2, estando abaixo do sugerido pelo EC2.

Quadro 4.22 - Valores de rigidez da Viga V β 4.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	12,0	13,5	12%	10,1	15%
KII	5,4	6,5	20%	3,4	37%
KI/KII	2,2	2,1	7%	3,0	35%



Figura 4.14- Escorregamento da armadura tracionada.

4.3.2. Viga V β 3

A Viga V β 3 foi ensaiada no dia 7 de Junho de 2016, durante cerca de 1h:30min, após 18 dias de cura. Esta viga foi também ensaiada na posição invertida com $A_s = A_s' = 4\phi 4$.

O colapso da viga deu-se por rotura da armadura tracionada no centro da viga. Esta rotura ocorreu nos 4 varões tracionados numa zona bastante próxima de um dos estribos.

Na Figura 4.15 apresentam-se as curvas P-d da viga. No *Estado I* é de salientar a aproximação das 3 curvas. No *Estado II*, as curvas afastam-se significativamente; no caso do EC2, esta variação é condicionada pela metodologia utilizada e pelo fator sugerido pelo eurocódigo para obtenção do *KII*, sendo 3 um valor inadequado para vigas pouco armadas; no caso da ANL a rigidez é algo superior.

Apesar de tudo, os valores das cargas de cedência das armaduras aproximam-se bastante, quer na análise do EC2 quer segundo a ANL.

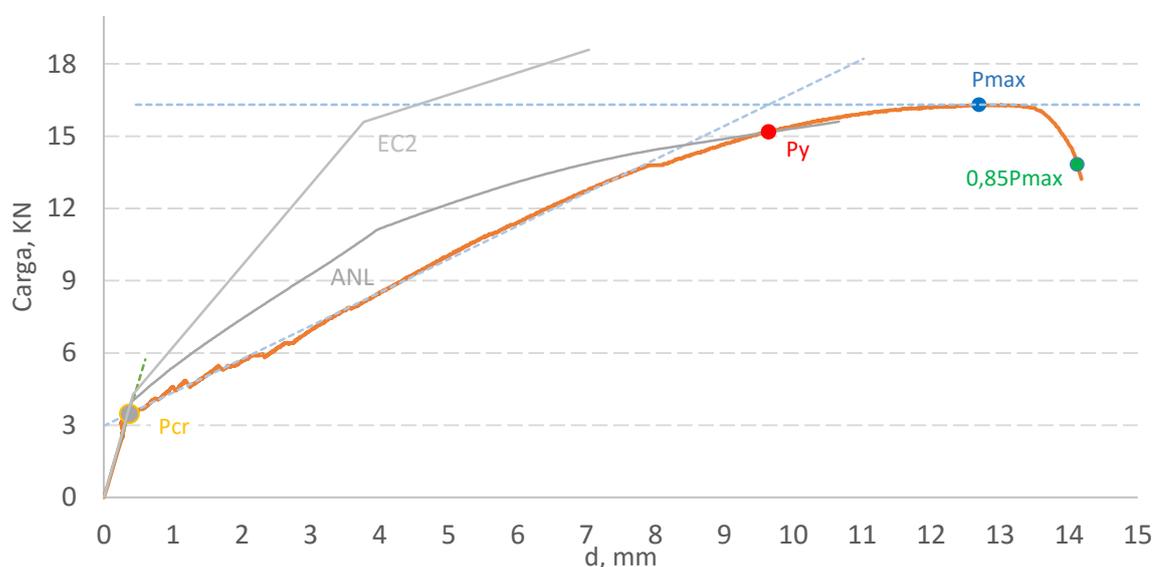


Figura 4.15- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga V β 3.

No Quadro 4.23 mostram-se os valores característicos da Viga V β 3. Importa recordar que esta é a primeira viga onde foi assumido um valor reduzido para f_m . Portanto, o valor de P_{cr} , segundo a ANL, já tem um desvio aceitável; segundo o EC2, esse desvio é ainda moderadamente superior. A carga de cedência das armaduras é bastante semelhante segundo o EC2, tendo desvio razoável segundo a ANL. A carga máxima aproxima-se nas duas análises teóricas da curva experimental.

A viga tem um P_y 4,4 vezes superior ao P_{cr} e um coeficiente de segurança extra de 7%. Estes dois valores são baixos e inferiores ao estimado em BA.

Quadro 4.23 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga V β 3.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	3,5	3,8	10%	4,3	26%
P_y	15,2	13,3	12%	15,6	3%
P_{máx}	16,3	15,6	4%	18,6	14%
P_y/P_{cr}	4,4	3,5	21%	3,6	17%
P_{máx}/P_y	1,07	1,2	9%	1,2	11%

Relativamente aos valores da rigidez da viga, expressas no Quadro 4.24, mostra-se que o *Estado I* tem uma aproximação bastante razoável. Já no *Estado II*, a rigidez tem desvios bastante elevados para as duas análises. No entanto, segundo o EC2, este desvio, é explicado pelo fator estimado pelo mesmo não se adequar a vigas de baixo ρ . Neste caso, a relação de *KI* com *KII* vale 6,9; um valor elevado portanto.

Quadro 4.24 - Valores de rigidez da Viga V β 3.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	9,6	9,9	3%	10,1	6%
KII	1,4	1,9	40%	3,4	144%
KI/KII	6,9	5,1	26%	3,0	57%

4.3.3. Viga V β 2

A Viga V β 2 foi ensaiada no dia 7 de Junho de 2016, durante cerca de 1h, após 18 dias de cura. A orientação da viga foi invertida para anular o efeito da abertura do estribo, com $A_s = A_s' = 3\phi 4$.

A rotura desta viga deu-se, em linha do sucedido com a Viga V β 3, por rotura da armadura tracionada. A zona inferior da viga abriu consideravelmente com o material a ficar com duas superfícies interiores bem definidas. Entre estas não existiu material degradado.

Na Figura 4.16 são apresentadas as curvas P-d da Viga V β 2. O comportamento da curva experimental, bem como as curvas teóricas, é bastante semelhante ao comportamento da Viga V β 3. Verificam-se apenas alguns agravamentos; quer nas diferenças entre a curva EC2 e a curva experimental, quer nas descargas que se podem visualizar ao longo da fase de fissuração. Estas descargas resultam da libertação das tensões de tração aquando da formação das fissuras. São em geral acompanhadas de um acréscimo de deformação.

Os desvios dos pontos característicos e da rigidez da viga são indicados no Quadro 4.25 e no Quadro 4.26, respetivamente. Nesta fase, depois de corrigida a estimativa para f_{tm} , os resultados no ponto de fissuração são aceitáveis, tal como no ponto de cedência. Neste caso, o coeficiente de segurança extra vale 5%, um valor bastante reduzido, e o cociente KI/KII vale 8,9, o que é considerável.

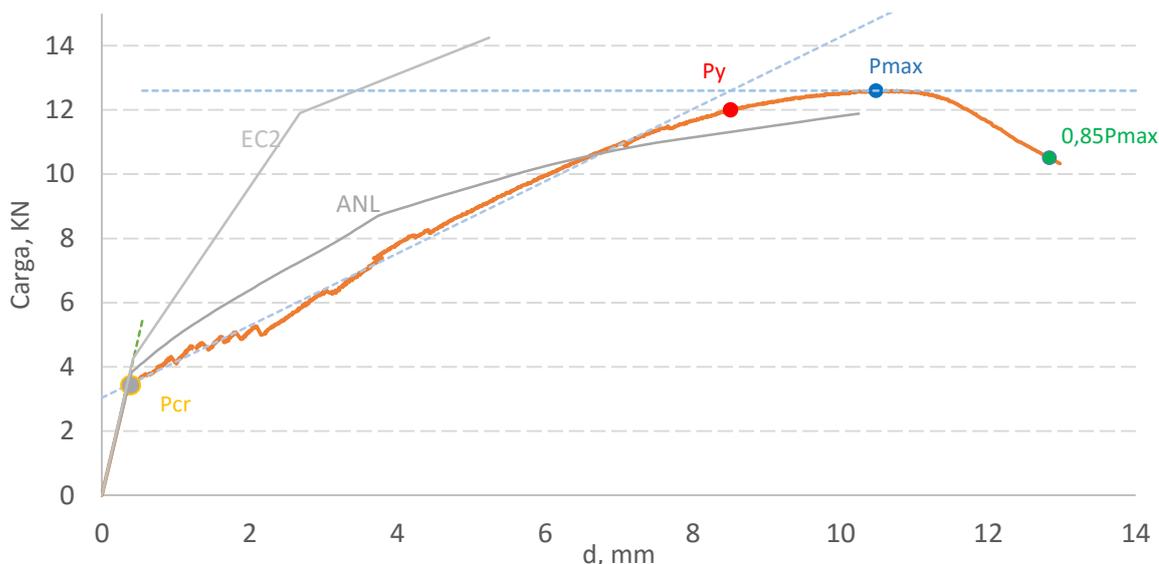


Figura 4.16- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga V β 2.

Quadro 4.25 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga V β 2.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	3,43	3,7	7%	4,3	24%
P_y	12,0	10,3	15%	11,9	1%
P_{máx}	12,6	11,9	6%	14,3	13%
P_y/P_{cr}	3,5	2,8	20%	2,8	20%
P_{máx}/P_y	1,1	1,2	10%	1,20	14%

Quadro 4.26 - Valores de rigidez da Viga V β 2.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	10,0	9,5	5%	10,1	2%
KII	1,1	1,4	21%	3,4	201%
KI/KII	8,9	6,9	21%	3,0	66%

4.3.4. Viga Vβ1

A Viga Vβ1 foi ensaiada após 18 dias, a 7 de Junho de 2016, durante 50min. A armadura desta viga é de $A_s=A_s'=2\phi 4$, tendo sido também ensaiada na posição invertida.

Na Figura 4.17, as curvas P-d apresentam-se próximas daquilo que se apresentou para as vigas anteriores. As curvas teóricas apresentam uma boa aproximação à curva experimental no *Estado I*, sendo que o P_{cr} , segundo o EC2, evidencia algum desvio. No *Estado II*, a metodologia mostra todas as suas fragilidades na previsão do comportamento de uma viga fraca armada com aço do tipo ER. A metodologia ANL consegue estimar com bastante aproximação o comportamento desta viga.



Figura 4.17- Curvas P-d experimental, teórica e ANL da Viga Vβ1.

No Quadro 4.27 apresentam-se os valores característicos da Viga Vβ1. Estes comprovam a boa aproximação da curva ANL à curva experimental em todos pontos, com desvios bastante aceitáveis. Apesar de tudo, a curva desenhada de acordo com a metodologia EC2, consegue estimar razoavelmente os valores das cargas características.

A relação de P_y com P_{cr} vale 2,1; valor bastante inferior ao tido nas restantes, explicado pela baixa taxa de armadura tracionada. O coeficiente extra de segurança assume um valor desprezável de 4%.

O Quadro 4.28 apresenta os valores da rigidez da viga. A curva ANL toma uma rigidez no *Estado I* semelhante à experimental; a rigidez *KII* apresenta desvios moderados. A curva EC2, como explicado, mostra-se bastante longe da curva experimental.

A relação KI / KII é muito elevada devido ao baixo valor de *KII*.

Quadro 4.27 - Valores de carga nos pontos característicos da Viga V β 1.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
P_{cr}	3,5	3,7	4%	4,3	22%
P_y	7,5	7,1	5%	8,0	6%
P_{máx}	7,8	8,0	3%	9,5	23%
P_y/P_{cr}	2,1	2,0	8%	1,9	13%
P_{máx}/P_y	1,0	1,1	7%	1,2	15%

Quadro 4.28 - Valores de rigidez da Viga V β 1.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL	EC2	Desv. EC2
KI	9,0	9,2	2%	10,1	13%
KII	0,60	0,68	14%	3,4	461%
KI/KII	14,9	13,4	10%	3,0	80%

4.4. Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados os resultados obtidos, referentes às 14 vigas em estudo. Estes estão divididos em 3 grupos consoante o explicado no Capítulo 3. No decorrer dos ensaios foram feitas algumas alterações de acordo com o inicialmente previsto, sendo que, estas se referem à mudança de posição de algumas vigas de forma a garantir que a influência da conceção do estribo não seria condicionante.

Os resultados apresentados foram ainda comparados com as análises teóricas em estudo com base nos desvios calculados. Estas análises, de uma forma geral, mostram-se adequadas ao estudo, com exceção do comportamento estimado para as vigas concebidas com armadura longitudinal de $\phi 4$. Nestes casos, a análise segundo o EC2 tem uma má aproximação às curvas experimentais devido ao coeficiente sugerido pelo EC2, na relação da rigidez *KI* com *KII*, não se adequar para baixos valores de ρ . De acordo com a ANL, a aproximação às curvas experimentais mostra-se como aceitável. Convém referir que, também nas vigas de $\phi 4$, se procedeu a uma redução do valor médio da resistência à tração do material de acordo com o explicado em 4.3.

5. Análise global de resultados

Este capítulo tem como objetivo conjugar os resultados presentes no Capítulo 4, de modo a se poder ter uma relação entre os mesmos que permita retirar conclusões acerca do estudo realizado. Para concretizar este estudo comparam-se também estes resultados com trabalhos já realizados no LEMEC para concluir acerca da possibilidade de utilização deste material na construção civil.

Neste contexto, os parâmetros e resultados obtidos no capítulo anterior, para estas vigas, são sujeitos a uma análise mais detalhada, sendo também comparados com os resultados obtidos e publicados por Ribeiro (2014), com vigas construídas à base de argamassa e metacaulino branco.

No Capítulo 4, os pontos característicos das vigas são definidos através de valores de carga tais como P_{cr} , P_y ou $P_{máx}$. No entanto, por conveniência, neste capítulo, estes pontos serão apresentados em valor de momento, ou seja, como momento de fissuração M_{cr} , como momento de cedência das armaduras M_y e como momento último ou máximo $M_{máx}$. A transformação de cargas em momentos é realizada com recurso a equações da estática.

Sabendo que as vigas estudadas não apresentam dimensões próximas do comum na Engenharia Civil, procurou-se então basear o estudo em parâmetros adimensionais que permitam a utilização destes resultados em análises futuras, independentemente das dimensões e cada caso. Para tal, recorreu-se aos conceitos de rigidez adimensional e de *Momento Reduzido*, μ .

Relativamente à rigidez, anteriormente avaliada pela inclinação da curva P-d, a adimensionalização pode ser realizada com base na expressão da flecha de uma viga simplesmente apoiada, sujeita a uma carga concentrada P em domínio elástico:

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} \quad (5.2)$$

Neste contexto, o valor adimensional da rigidez K' será avaliado por:

$$K' = \frac{K}{EI/L^3} \quad (5.3)$$

Como nota, referir que a constante, com o valor de 48, não foi considerada por simplificação.

De acordo com o ponto 2.5.2., no contexto das estruturas de BA, o *momento reduzido*, μ , é expresso geralmente por:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad (5.4)$$

Por vezes, alternativamente ao valor de cálculo do momento atuante M_{Ed} pode surgir o momento resistente M_{Rd} ; f_{cd} indica o valor de cálculo da resistência do material à compressão.

Relativamente aos pontos característicos a estudar, os conceitos de momento atuante e da respetiva resistência do material assumem diferentes valores e definições. Assim, para o momento reduzido de fissuração M_{cr} , assume-se o momento correspondente à carga de fissuração, sendo a resistência do material correspondente ao valor médio da resistência à tração, f_{tm} . Esta assunção deve-se ao facto de no *Estado I*, até ao início da abertura de fendas, a resistência da viga depender basicamente da resistência à tração do material da secção transversal. Já na definição de momento reduzido de cedência M_y e do momento reduzido máximo $M_{máx}$, o valor da resistência do material a utilizar corresponde ao valor médio da resistência do material à compressão, f_{cm} .

De referir que de acordo com o demonstrado em 4.3, apenas se assumiu metade dos valores de f_{tm} indicados no Quadro 3.5, sendo que esta medida foi alargada às 14 vigas.

Na análise dos gráficos apresentados neste capítulo serão estimadas as linhas correspondentes à tendência dos resultados. Estas linhas de tendência ajudam assim ao estudo das variações que são obtidas pela comparação dos resultados de cada parâmetro. Para poder contabilizar a qualidade da aproximação desta linha aos resultados obtidos, recorre-se ao coeficiente de dispersão CD, avaliado em percentagem e dado pela fórmula seguinte:

$$CD = \frac{\sqrt{\sum \frac{[|y_{exp}(\rho_i) - y'(\rho_i)|]^2}{y_{exp}(\rho_i)^2}}}{n} \quad (5.5)$$

5.1. Momento de fissuração

Na Figura 5.1 e na Figura 5.2 apresentam-se os valores dos momentos reduzidos de fissuração das 14 vigas ensaiadas neste trabalho e, para comparação, as vigas de argamassa (representadas a cinza) e de metacaulino branco (representadas a azul) já referidas anteriormente.

As linhas de tendência referentes às vigas ensaiadas são apresentadas a escuro nas figuras respetivas. Os coeficientes de dispersão obtidos para os diagramas em função de ρ e de ω

tomam valores de 4,8% e 4,7%, respetivamente, mostrando assim uma boa aproximação dos valores às linhas de tendência.

Estas linhas de tendência definem-se pelas expressões:

$$\mu_{cr} = 0,031 * \rho + 0,1387 ; \mu_{cr} = 0,201 * \omega + 0,137 \quad (5.6)$$

Neste contexto, pode afirmar-se que o aumento da área da armadura colocada na secção transversal tem uma baixa influência no valor do momento de fissuração. Como exemplo tem-se que a variação de ρ entre 0,5% e 1%, valores usuais deste parâmetro, provoca um acréscimo de cerca de 11% no valor μ_{cr} , sendo este aumento irrelevante tendo em conta que se está a duplicar a armadura. Relativamente a ω , o ganho é de cerca de 13% quando se passa de $\omega=0,1$ para $\omega=0,2$.

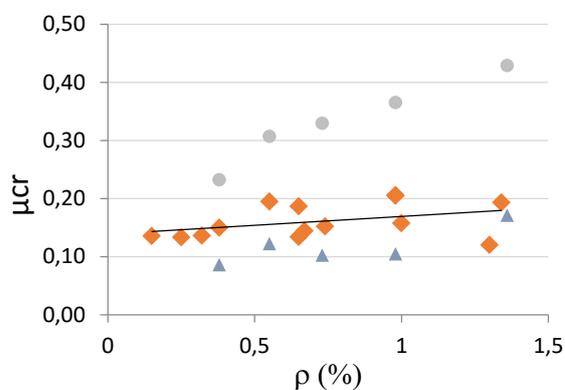


Figura 5.1- Momento de fissuração reduzido- ρ .

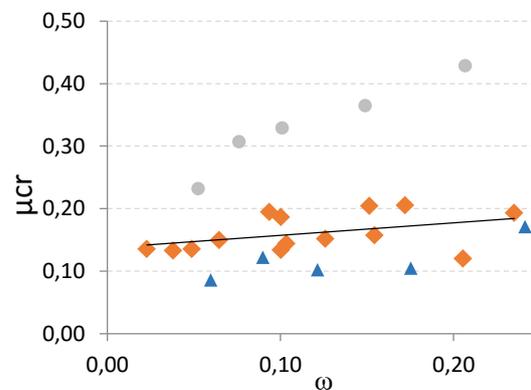


Figura 5.2- Momento de fissuração reduzido- ω .

Comparando as vigas de metacaulino castanho com as restantes, verifica-se que os valores de μ_{cr} apresentam valores consideravelmente mais elevados nas vigas de argamassa e valores pouco inferiores nas vigas de metacaulino branco. De notar também que, nas vigas ensaiadas, constata-se uma menor variação do valor do momento de fissuração em função da armadura colocada na secção, quando comparada, por exemplo com as vigas de argamassa.

5.2. Momento de cedência

O momento de cedência reduzido é apresentado nas Figura 5.3 e Figura 5.4, em relação a ρ e a ω , respetivamente. As linhas de tendência são ainda definidas pelas expressões:

$$\mu_y = 0,1203 * \rho + 0,0055 ; \mu_y = 0,7167 * \omega + 0,0084 \quad (5.7)$$

Os coeficientes de dispersão obtidos para estas linhas de tendência são de 1,6% e de 1,1%, respetivamente.

Assumindo as linhas de tendência, isto significa um aumento de μ_y em cerca de 92% quando ρ passa de 0,5% para 1%. Relativamente a ω , quando este parâmetro aumenta de 0,1 para 0,2, provoca um aumento de cerca de 90% no valor de μ_y . Assim pode-se considerar que a variação da área de armadura na secção é quase proporcional à variação do momento reduzido de cedência.

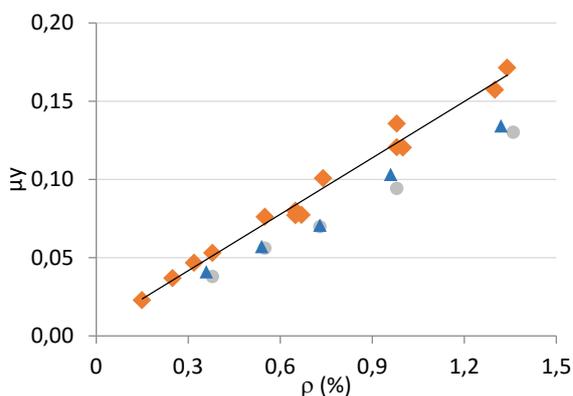


Figura 5.3- Momento de cedência reduzido - ρ .

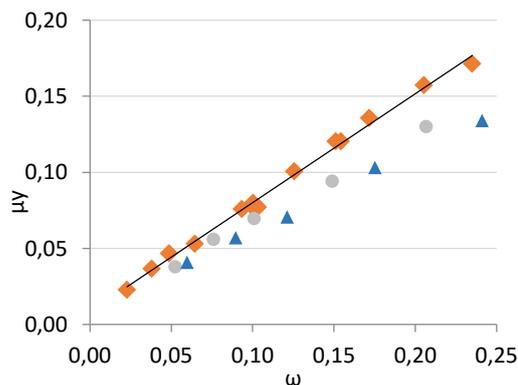


Figura 5.4- Momento de cedência reduzido – ω .

Na comparação de resultados entre materiais utilizados, tem-se que as vigas ensaiadas apresentam valores ligeiramente superiores de momentos reduzidos de cedência em comparação com os outros dois tipos de vigas, sendo que essa diferença tende a aumentar com o aumento do ρ e do ω .

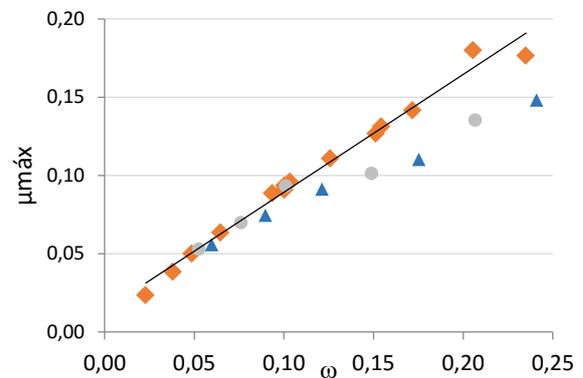
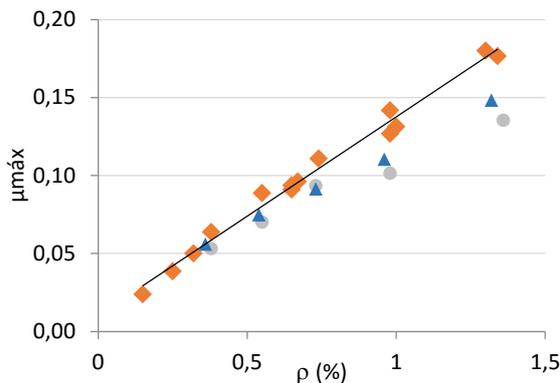
5.3. Momento máximo

A Figura 5.5 e a Figura 5.6 apresentam as curvas de momento máximo reduzido em função de ρ e de ω . As expressões avaliadas para as linhas de tendência são:

$$\mu_{m\acute{a}x} = 0,1273 * \rho + 0,0103 ; \mu_{m\acute{a}x} = 0,7528 * \omega + 0,014 \quad (5.8)$$

Estas apresentam como uma boa aproximação devido aos baixos valores dos CD; 2,2% e 2,6%, respetivamente.

À semelhança do ponto anterior, também aqui existe um aumento considerável de resistência máxima da viga quando o valor do ρ e de ω são aumentados, sendo que se aplica uma relação próxima daquela encontrada nos valores de μ_y , i.e. aumento de resistência quase proporcional ao aumento de armadura.

Figura 5.5- Momento máximo reduzido - ρ .Figura 5.6- Momento máximo reduzido - ω .

À semelhança do momento de cedência, o momento máximo mostra uma boa aproximação entre os 3 diferentes tipos de vigas para valores de ρ até 0,6% e valores de ω até 0,10. No entanto, para valores superiores, as vigas ensaiadas apresentam um momento máximo ligeiramente superior.

5.4. Amplitude da zona de fissuração

As Figura 5.7 e Figura 5.8 apresentam as curvas que traduzem a variação de amplitude da zona de fissuração com os parâmetros ρ e ω . A amplitude da zona de fissuração é dada pela relação do ponto de cedência com o ponto de fissuração. Sendo que, neste caso, esta relação apresenta-se em função de M_y com M_{cr} , em detrimento dos valores de momento reduzido. Isto porque, no cálculo dos momentos reduzidos respetivos, são utilizados diferentes valores de resistência média, como explicado em 5. Assim, tratando-se de um cociente, o valor apresenta-se de forma adimensional.

As expressões correspondentes à linha de tendência são dadas por:

$$M_y/M_{cr} = 9,343 * \rho + 0,846 ; M_y/M_{cr} = 53,79 * \omega + 1,285 \quad (5.9)$$

A variabilidade dos resultados obtidos provoca uma variação das linhas de tendências com o CD a tomar valores de 4,1% e 4,3%, sendo este um valor ligeiramente superior ao até aqui apresentado.

Os valores referentes a uma maior área de armadura apresentam-se mais distantes da linha de tendência, ainda que não demonstrem uma mudança clara.

A amplitude varia entre 2 e 16,6, mostrando, através do declive, uma variação considerável em função da armadura colocada na secção transversal. Este facto é confirmado pelos resultados anteriores que admitem que o momento de cedência é bastante influenciado pelo ρ e ω , caso que não se confirma para o momento de fissuração. Na linha dos exemplos

apresentados, tem-se que a variação de ρ entre 0,5% e 1% provoca um acréscimo de cerca de 84% no valor da amplitude. Relativamente a ω , o ganho é de cerca de 80% quando se passa de $\omega=0,1$ para $\omega=0,2$.

Assim sendo, uma viga mais armada terá uma fase fendilhada maior, devido ao aumento do momento de cedência.

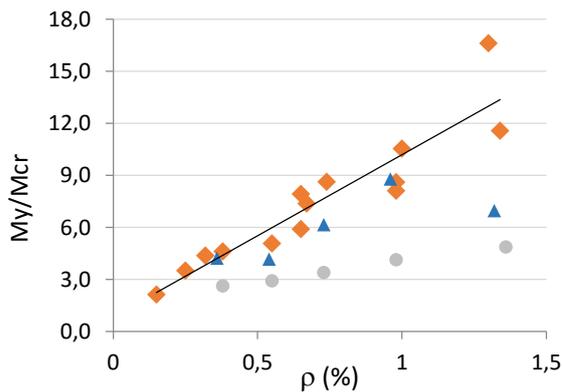


Figura 5.7- Relação M_y/M_{cr} - ρ .

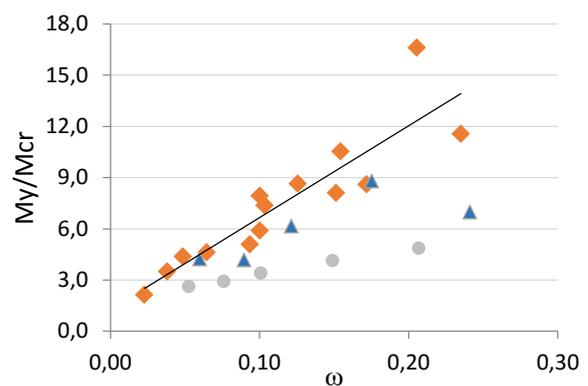


Figura 5.8- Relação M_y/M_{cr} - ω .

Em termos de comparação com os outros dois materiais referidos, o metacaulino branco tem uma amplitude da fase fendilhada semelhante ao metacaulino estudado. No entanto, ambos apresentam uma relação M_y/M_{cr} bastante superior à estimada em vigas construídas com argamassa, fazendo-se notar esta diferença com o aumento da armadura.

5.5. Coeficiente extra de segurança

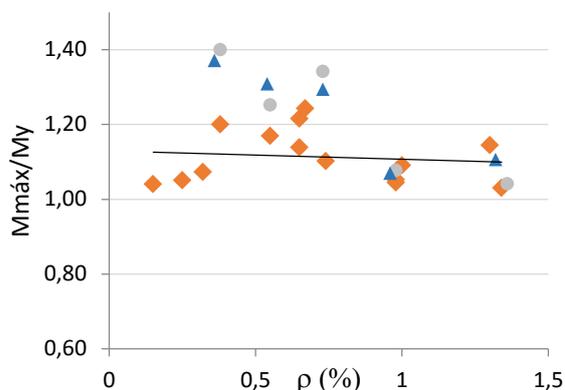
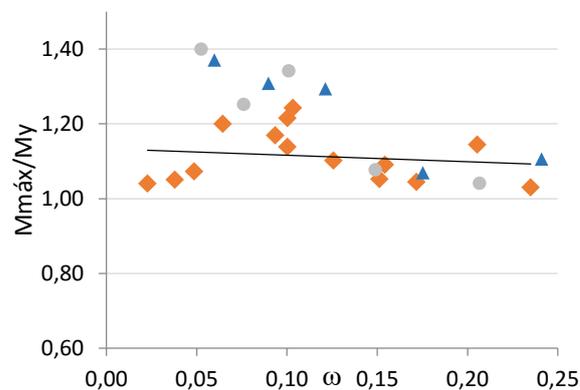
As Figura 5.9 e Figura 5.10 apresentam as curvas que mostram a variação do coeficiente extra de segurança das vigas, relação do ponto de carga máxima com o ponto de cedência, em função dos parâmetros ρ e ω . Este coeficiente é obtido, à semelhança do ponto anterior, com recurso aos valores dos momentos, $M_{máx}$ e M_y .

As linhas de tendência são dadas pelas expressões:

$$M_{máx}/M_y = -0,0225 * \rho + 1,129 ; M_{máx}/M_y = -0,1746 * \omega + 1,1337 \quad (5.10)$$

Os coeficientes de dispersão apresentados pelos resultados obtidos em relação às linhas de tendência estimadas valem 1,6%, em ambos os casos, garantindo uma boa aproximação dos valores globais à curva.

Estas mostram que o efeito da variação da quantidade de armadura na construção das vigas tem uma baixa influência no melhoramento do coeficiente extra de segurança, sendo que este assume valores próximos de 10%.

Figura 5.9- Relação $M_{máx}/M_y$ - ρ .Figura 5.10- Relação $M_{máx}/M_y$ - ω .

Na comparação dos resultados obtidos para as vigas ensaiadas com as vigas referidas de metacaulino branco e argamassa, nota-se que, para baixas percentagens de armadura, as vigas de metacaulino castanho apresentam uma relação $M_{máx}/M_y$ inferior às restantes. Ainda assim apresentam um valor mais constante ao longo da variação da quantidade de armadura, provando que o seu aumento pouco influenciará este fator.

5.6. Rigidez KI'

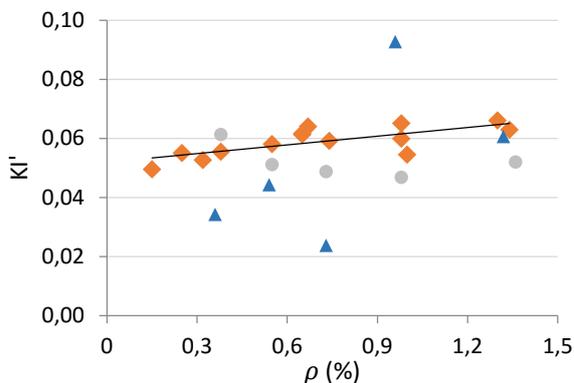
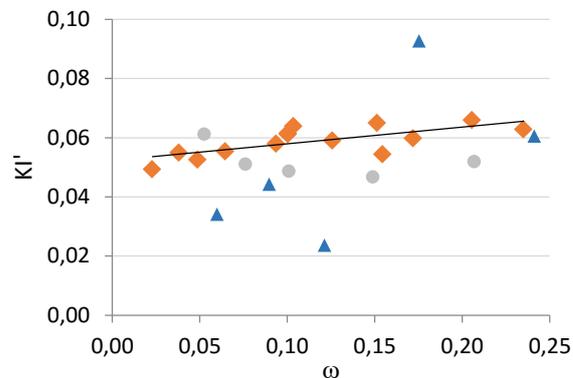
Nas Figura 5.11 e Figura 5.12 estão apresentados os resultados obtidos para a rigidez KI' , adimensional, em função do ρ e ω . Convém referir que a determinação de KI' é demonstrada no ponto 5. do presente trabalho, com base no valor de KI estimado para cada viga.

As expressões que definem as linhas de tendência são dadas por:

$$KI' = 0,0098 * \rho + 0,0518 ; KI' = 0,0562 * \omega + 0,0523 \quad (5.11)$$

O coeficiente de dispersão vale 1,5% para os dois casos, mostrando uma boa aproximação.

Através das expressões dadas, pode afirmar-se que o aumento da armadura da viga terá um efeito muito ligeiro no aumento da rigidez do *Estado I*. Isto porque, para uma variação de ρ , por exemplo entre 0,5% e 1%, a rigidez I adimensional apresenta um aumento de 9%; para a variação de ω , o aumento é de cerca de 10% quando se passa de $\omega=0,1$ para $\omega=0,2$.

Figura 5.11- $KI' - \rho$.Figura 5.12- $KI' - \omega$.

Os resultados demonstrados para as vigas de metacaulino castanho apresentam valores distantes dos estimados nos outros dois tipos de vigas referidos. As vigas de metacaulino branco mostram uma variação e disparidade de valores enorme, não oferecendo assim uma base de comparação. Já as vigas construídas com argamassa apresentam valores de KI' ligeiramente inferiores às vigas em estudo, mostrando igualmente uma baixa influência da quantidade de armadura no comportamento.

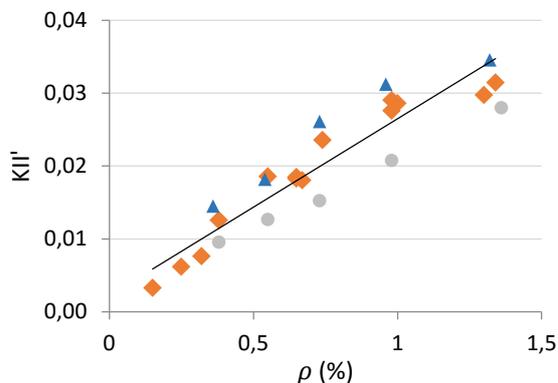
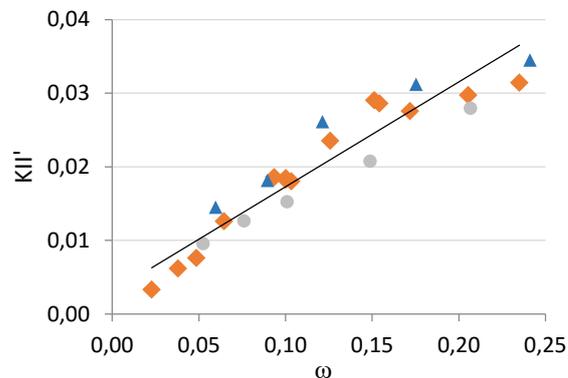
5.7. Rigidez KII'

As Figura 5.13 e Figura 5.14 mostram a evolução da rigidez KII' em função dos valores de ρ e ω , respetivamente. As linhas de tendência estimadas são dadas pelas expressões:

$$KII' = 0,0242 * \rho + 0,0022 ; KII' = 0,1425\omega + 0,003. \quad (5.12)$$

As dispersões destes resultados relativamente às linhas de tendência assumem valores um pouco superiores; $CD=6,8\%$.

Ao contrário do exposto para a rigidez KI' , a rigidez adimensional do *Estado II* tem linhas de tendência com declives acentuados que demonstram a dependência do comportamento deste estado relativamente à quantidade de armadura utilizada. Por exemplo, aumentando $0,5\%$ a taxa de armadura, isso significa um acréscimo de 84% no valor da rigidez; 82% para um aumento de $0,1$ em ω .

Figura 5.13- K_{II}' - ρ .Figura 5.14- K_{II}' - ω .

Neste ponto, a comparação das vigas em estudo com as vigas de argamassa e de metacaulino branco mostram que as vigas construídas com metacaulino apresentam uma rigidez superior no *Estado II* do comportamento. Por outro lado, as vigas de argamassa mostram ser as menos rígidas e, para além disso, a rigidez não cresce tanto como foi determinado para as de metacaulino.

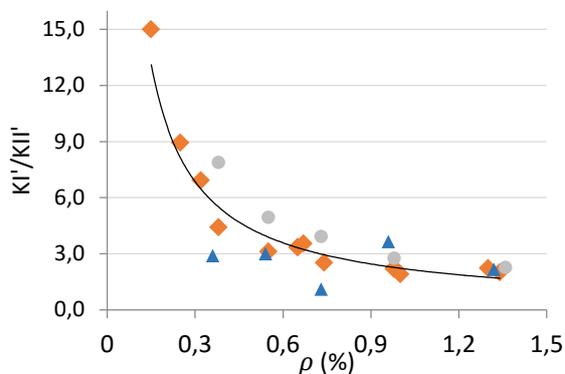
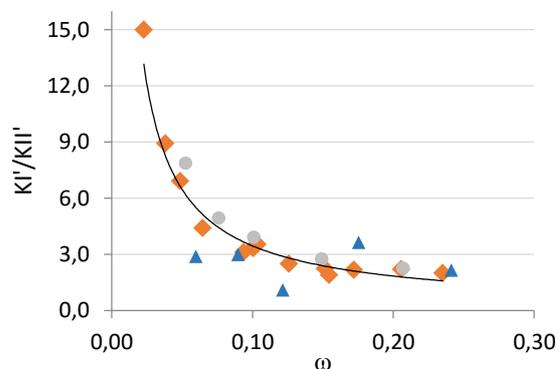
5.8. Relação K_{I}'/K_{II}'

Nas Figura 5.15 e Figura 5.16 apresentam-se as curvas referentes ao cociente K_{I}' / K_{II}' . Esta análise é importante devido ao facto de o EC2 sugerir um valor de 3 para este fator, nas vigas de Betão Armado.

Neste caso adotaram-se equações potenciais para as linhas de tendência, dadas por:

$$\frac{K_{I}'}{K_{II}'} = 2,223 * \rho^{-0.935} ; \frac{K_{I}'}{K_{II}'} = 0,4305 * \omega^{-0.905}. \quad (5.13)$$

A aproximação das linhas aos resultados experimentais é boa; CD=3,8%. Para além disso, estas linhas de tendência também se ajustam adequadamente aos resultados obtidos para o metacaulino branco e para a argamassa.

Figura 5.15- KI'/KII' - ρ .Figura 5.16- KI'/KII' - ω .

De acordo com estas curvas, verifica-se que a relação da rigidez de *Estado I* com a rigidez do *Estado II* toma valores de 3 para taxas de armadura tracionada de cerca de 0,7% e para taxas mecânicas de armadura de cerca de 0,12. Contudo, para valores inferiores de armadura, a sugestão do EC2 não é aceitável. Por exemplo, para $\rho=0,3\%$ o valor do cociente vale cerca do dobro do sugerido. Para valores superiores de armadura, o valor sugerido pode ser 50% superior ao real.

6. CONCLUSÕES

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões principais obtidas com a realização e conclusão deste trabalho, e ainda algumas sugestões de trabalhos futuros. Os objetivos propostos foram alcançados, tendo os ensaios decorrido com sucesso. O cariz experimental deste trabalho leva a que as suas conclusões devam ser analisadas sempre sabendo que deverão ser concretizadas com mais ensaios, de modo a garantir um grau de confiança desejado.

6.1. Principais conclusões

O trabalho consistiu na construção de 14 vigas de metacaulino castanho, com a proposta e objetivo de ensaiar estas mesmas vigas sujeitas a um esforço de flexão simples, tendo este pressuposto sido cumprido. Destes ensaios, foram obtidos resultados que, posteriormente, foram comparados com análises teóricas e com resultados de ensaios de vigas de argamassa e metacaulino branco. O material foi também estudado com a finalidade de apurar as suas características resistentes.

Posto isto, apresentam-se as principais conclusões obtidas:

- Em termos de comportamento geral das vigas construídas com metacaulino, não foram encontradas diferenças a assinalar relativamente ao comportamento de vigas construídas com BA.
- Determinou-se que o material apresenta um valor médio da resistência à tração muito superior ao BA; cerca do dobro. Assim, seria de esperar que o geopolímero apresentasse uma carga de fissuração superior. No entanto, a fissuração deu-se para valores de momentos bastante inferiores ao previsto, ainda assim relativamente superiores aos do BA.
- Em contraponto com o anterior, as vigas ensaiadas apresentaram valores superiores às vigas de argamassa e metacaulino branco, no que aos pontos de cedência e pontos de carga máxima diz respeito.
- As vigas construídas com este material demonstram também que este apresenta uma amplitude da fase de fissuração elevada, devendo-se ao facto da fissuração ocorrer para valores de momentos inferiores.

- Tendo em consideração os valores apurados para o coeficiente de segurança extra, quase sempre inferiores a 1,2, significa que nestas vigas, não restringidas axialmente, a resistência máxima é pouco superior à carga de cedência das armaduras. Comportamento idêntico se verifica nas vigas de BA.
- Determinou-se que o material apresenta um valor médio do módulo de elasticidade que vale cerca de metade do valor de um betão com resistência equivalente. No entanto, a rigidez apresentada por estas vigas assume valores superiores às vigas de argamassa, tanto no *Estado I* como no *Estado II*.
- Relativamente ao cociente KI/KII , apurou-se que o valor 3, sugerido no EC2, só é aproximadamente correto para valores de $\rho \approx 0,7\%$ e $\omega \approx 0,1$. Para valores inferiores de armadura, o cociente pode assumir valores superiores a 10, e para valores superiores pode ser inferior a 2.

6.2. Propostas de trabalhos futuros

A quantificação da capacidade resistente do metacaulino castanho é um parâmetro pouco estudado na bibliografia encontrada. Devido a este facto e ao cariz experimental do trabalho, é essencial que este seja complementado com trabalhos futuros que permitam apurar se este material é realmente um substituto eficaz dos cimentos normalmente usados.

Um dos pontos principais que deveria ser alvo de um estudo mais aprofundado refere-se ao comportamento das vigas construídas com este material no *Estado I*. Isto porque, nesta fase, os valores apurados apresentam alguma variação e dispersão.

Ainda devido a este motivo, variabilidade de resultados, as características do material, como valores de resistências à tração e compressão ou valores do módulo de elasticidade, são pontos importantes a rever. Os tempos de cura do material, a influência da temperatura na sua conceção e utilização, bem como as proporções dos constituintes da mistura constituem os parâmetros mais relevantes a estudar.

Relativamente à produção das misturas e, conseqüente montagem das vigas, o rápido endurecimento do material faz com que a sua trabalhabilidade seja reduzida. Aliado a este facto, a elevada aderência deste material provoca uma difícil ação de descofragem. Razões para se poder estudar a possibilidade de uso de produtos que melhorem estes fatores.

Importa ainda evitar, no futuro, os problemas encontrados com a abertura dos estribos, tal como descrito nos Capítulos 3 e 4.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão - Volume 1*. Amadora: Edições Orion.
- Barros, H., & Figueiras, J. (2010). *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. FEUP Edições.
- Beeby, A., & Narayanan, R. (1995). *Designers Handbook to Eurocode 2 - Part 1-1: design of Concrete Structures*. London: Thomas Telford Services, Ltd.
- Carreira, N. (2015). *Deformação de Vigas Construídas com Geopolímeros*. Coimbra: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, realizada no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.
- Davidovits, J. (1999). *Chemistry of geopolymeric systems, Terminology*. Proceedings of Geopolymer. France.
- Figueiredo, C. D. (2011). *O papel do metacaulino na proteção do betão contra a ação dos cloretos*. Aveiro.
- Lima, D., Coelho, T., & Mun., M. (1985). *Betão Armado, Esforços Normais e de Flexão*. LNEC, Lisboa.
- Lopes, A. V., Lopes, S. M., & Tiejiong, L. (2014). FE modeling of inelastic behavior of reinforced high-strength concrete continuous beams. *STRUCTURAL ENGINEERING AND MECHANICS, An International Journal*, Volume 49, Issue 3, Pages: 373-393, <http://dx.doi.org/10.12989/sem.2014.49.3.373>.
- Lopes, A., Lopes, S., & Carmo, R. (2012). Effects of the compressive reinforcement buckling on the ductility of RC beams in bending. *ENGINEERING STRUCTURES*, Vol. 32, Pags:14-23.
- Lopes, S. M., & Carmo, R. N. (2006). Deformable strut and tie model for the calculation of the plastic rotation capacity. Coimbra.
- MacGregor, J. G. (1992). *Reinforced concrete- Mechanics and Design*.
- Matos, J. C., Valente, I., & Cruz, P. (2009). *Avaliação de incertezas no comportamento até à rotura de vigas de betão armado*. Lisboa.

- NP EN 1998-1. (2009). Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistencia aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edificios. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN10002-1. (2006). Materiais metálicos. Ensaio de tracção - Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN12390-3. (2011). Ensaio de betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN12390-5. (2009). Ensaio do betão endurecido - Parte 5: Resistência à flexão de provetes. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN1992-1-1. (2004). Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN450-1. (2012). Métodos de ensaio de cimentos - Parte 1: Determinação das resistências mecânicas. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- Oliveira, M. (2014). Coimbra: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.
- Pinto, A. T. (2004). Sistemas ligantes obtidos por Activação Alcalina do Metacaulino.
- Ribeiro, J. A. (2014). Resistência de Vigas contruídas com Geopolímeros. Coimbra: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.
- Siddique, R., & Klaus, J. (2009). Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete.
- Torgal, F., & Jalali, S. (2010). Ligantes obtidos por activação alcalina. Parte 1 - Durabilidade. Guimarães: Universidade do Minho-Departamento de Engenharia Civil.
- Torgal, F. P., & Jalali, S. (2008). Considerações acerca da pré-fabricação com betões à base de ligantes Geopoliméricos.
- Torgal, F., & Jalali, S. (2009). Ligantes Obtidos por Activação Alcalina. Guimarães.
- Torgal, F., & Jalali, S. (2010b). Ligantes obtidos por activação alcalina. Parte 2 - Benefícios ambientais. Guimarães: Universidade do Minho-Departamento de Engenharia Civil.