



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

# **Resistência de Vigas Construídas com Geopolímeros**

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

**Autor**

**Joaquim André Soares Ribeiro**

**Orientador**

**Prof. Sérgio Manuel Rodrigues Lopes**

**Prof. Adelino Vasconcelos Lopes**

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

**Coimbra, Julho, 2014**

## AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Professor Sérgio Lopes e Professor Adelino Lopes, um especial agradecimento por todo apoio prestado e disponibilidade demonstrada desde a entrada em laboratório até ao final desta dissertação. Os ensinamentos que deles recebi contribuíram em larga escala para encarar da melhor forma possível as próximas etapas da minha vida profissional.

À Professora Isabel Pinto, e as colegas de trabalho Andreia e Nélia, expresso o meu agradecimento.

Também à Professora Lúcia Catarino do Departamento de Ciências da Terra, agradeço a colaboração com este grupo de trabalho.

À EDP- Gestão da Produção de Energia S.A, na pessoa do Eng. Hélder Faria, pela cedência das cinzas volantes.

Ao Eng. Nuno Cristelo da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro pela cedência do Metacaulino.

Ao Eng. Edmundo Pais, Eng. Carlos Martins e demais pessoal do LEMEC agradeço a colaboração.

A todos os colegas e amigos que fiz ao longo destes anos, um agradecimento pela ajuda sempre que deles necessitei.

À Ana agradeço a amizade, o apoio constante e incentivo, não só ao longo da elaboração desta dissertação, mas como ao longo dos últimos anos.

Dedico este trabalho aos meus pais, pois tornaram possível a minha formação em Engenharia Civil, pelos valores que me transmitiram para me formar acima de tudo como Homem, a eles o meu especial obrigado; aos meus irmãos, Carla e Gonçalo, pela importância que têm na minha vida e a toda a minha família, em especial à memória da minha avó Cidália.

## RESUMO

Numa época, como a atual, em que são tão debatidas as questões relacionadas com a sustentabilidade, torna-se imperativo reduzir os impactos ambientais gerados pela indústria da construção civil, que se estimam ser da ordem de 7 a 8%, em termos de poluição. Ainda neste contexto, não se pode ignorar a energia consumida atualmente na fase de construção, se for tido em conta todo o processo, desde a extração do calcário nas pedreiras, para produção de cimento, até aos acabamentos finais.

Sabe-se também que importantes monumentos antigos, nomeadamente as pirâmides egípcias e o coliseu de Roma, se apresentam em bom estado de preservação a nível estético e mecânico, resistindo aos milhões de visitas e às intempéries. É também sabido que estas estruturas não foram construídas com rochas naturais e muito menos com os betões usados atualmente.

É na sequência dos factos referidos nos parágrafos anteriores que surge o conceito de ativação alcalina. Na presente dissertação pretende-se estudar a viabilidade de utilização de um ligante ativado alcalinamente na substituição integral do tradicional ligante hidráulico, que é o cimento. O trabalho, de cariz laboratorial, incide na avaliação da resistência, em flexão simples de vigas simplesmente apoiadas, sujeitas a um carregamento constituído por duas cargas pontuais, simetricamente colocadas a um terço de cada apoio das vigas. Para o efeito construíram-se e ensaiaram-se 10 vigas, das quais metade foram construídas utilizando metacaulino e a outra metade utilizando cinzas volantes como ligante. Para além destas, construíram-se também 5 vigas de argamassa tradicional para comparação do comportamento.

As vigas foram ensaiadas com vista à caracterização dos parâmetros mecânicos, quer ao nível dos seus pontos característicos, fissuração, cedência e carga máxima, quer ao nível da rigidez elástica e da fase de desenvolvimento da fissuração.

## ABSTRACT

Nowadays subjects related to sustainability are becoming very important issues. It is crucial to minimize the environmental impacts due to construction industry that are estimated to be around 7 to 8% regarding to pollution. Still in this context, the total amount of energy consumption during construction cannot be discarded if the all process is considered since the extraction of limestone, in order to produce cement, to the final finishing.

It is also known that very important old monuments, namely the Egyptian pyramids and the Rome Coliseum, present good preservation conditions esthetically and mechanically, resisting to millions of tourists and bad climate conditions. It is also known that these buildings were not constructed with natural stones neither with the concrete used nowadays.

As a consequence of the referred considerations, the concept of alkaline activation appears. In this thesis it is intended to study the feasibility of using an alkaline activated binder in order to totally replace the traditional hydraulic binder, the cement. The laboratory work carried out relays on the mechanical resistance evaluation on the simple bending of simply supported beams submitted to two loads symmetrically placed at the one third of each support. For the study, 10 beams were built and tested: half of them were built by using metakaoulin as binder and the other half by using fly-ash. Moreover, 5 traditional beams were also built as the control group.

The beams were tested in order to make the mechanical characterization by considering some important points, namely cracking, yield and maximum load, at its elastic stiffness and at its cracking developing phase.

---

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	Objetivos .....	2
1.2	Organização do documento .....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	1
2.1	Geopolímeros.....	1
2.1.1	Ativação alcalina .....	2
2.1.2	Ligantes .....	3
2.1.2.1	Metacaulino.....	3
2.1.2.2	Cinzas Volantes.....	3
2.1.3	Durabilidade .....	3
2.1.4	Benefícios ambientais e custos .....	4
2.2	Resistência de vigas em flexão .....	6
2.2.1	Comportamento de vigas em flexão .....	6
2.2.2	Carga de fissuração.....	8
2.2.3	Metodologias de cálculo da resistência de vigas em flexão .....	9
2.2.3.1	Equilíbrio da Secção.....	9
2.2.3.2	Fórmulas simplificadas .....	10
2.2.3.3	Tabelas e Ábacos.....	10
2.2.3.4	Ponto de cedência e ponto de carga máxima.....	11
2.2.3.5	Rigidez de flexão.....	11
2.2.4	Análise não-linear.....	11
2.2.5	Modos de rotura.....	12
2.2.6	Efeito de escala.....	13
3	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	14

---

---

3.1	Conceção das vigas .....	14
3.2	Materiais .....	16
3.2.1	Execução das armaduras.....	16
3.2.2	Cofragem .....	16
3.2.3	Cimento Portland Normal.....	17
3.2.4	Metacaulino .....	17
3.2.5	Cinzas Volantes .....	17
3.2.6	Ativador.....	18
3.2.7	Areia .....	18
3.3	Composições das misturas .....	19
3.3.1	Argamassa de Cimento Portland .....	19
3.3.2	Geopolímero .....	19
3.3.2.1	Ligante Metacaulino.....	20
3.3.2.2	Ligante Cinzas Volantes.....	21
3.4	Ensaio dos materiais.....	22
3.4.1	Argamassa de Cimento Portland .....	22
3.4.2	Geopolímero ativado alcalinamente .....	24
3.4.2.1	Ensaio de tração por flexão em fase elástica.....	24
3.4.2.2	Ensaio de rotura à tração por flexão.....	26
3.4.2.3	Ensaio de rotura à compressão .....	26
3.4.3	Ensaio de provetes extraídos das vigas .....	27
3.4.4	Aço .....	28
3.5	Montagem e execução das vigas.....	29
3.6	Esquema e programação do ensaio .....	30
4	RESULTADOS .....	31
4.1	Aspetos gerais .....	31
4.2	Vigas insuficientemente armadas .....	33
4.2.1	Viga de Argamassa VA1 .....	33
4.2.2	Viga de Metacaulino VM1 .....	35
4.2.3	Viga de Cinzas VC1 .....	37

---

---

4.3	Vigas fracamente armadas .....	39
4.3.1	Viga de Argamassa VA2 .....	39
4.3.2	Viga de Metacaulino VM2 .....	40
4.3.3	Viga de Cinzas VC2 .....	42
4.4	Vigas pouco armadas .....	44
4.4.1	Viga de Argamassa VA3 .....	44
4.4.2	Viga de Metacaulino VM3 .....	45
4.4.3	Viga de Cinzas VC3 .....	47
4.5	Vigas normalmente armadas.....	48
4.5.1	Viga de Argamassa VA4 .....	48
4.5.2	Viga de Metacaulino VM4 .....	49
4.5.3	Viga de Cinzas VC4 .....	51
4.6	Vigas suficientemente armadas.....	52
4.6.1	Viga de Argamassa VA5 .....	52
4.6.2	Viga de Metacaulino VM5 .....	53
4.6.3	Viga de Cinzas VC5 .....	55
5	ANÁLISE COMPLEMENTAR.....	56
5.1	Efeito de escala em vigas armadas.....	56
5.2	Vigas de Argamassa vs Vigas de Geopolímero .....	59
5.2.1	Momento de fissuração.....	59
5.2.2	Momento de Cedência .....	60
5.2.3	Momento Máximo .....	60
5.2.4	Rigidez .....	61
6	CONCLUSÕES.....	63
6.1	Conclusões Principais .....	63
6.2	Propostas de trabalhos futuros .....	64
	Referências Bibliográficas.....	65

---

**ABREVIATURAS**

ANL	Análise Não Linear
BA	Betão Armado
CPN	Cimento Portland Normal.
CV	Cinzas Volantes
EC2	Eurocódigo 2
Exp.	Experimental
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.
LEMEC	Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções
MK	Metacaulino
RM	Resistência dos Materiais
VA	Vigas de Argamassa
VBA	Vigas de Betão Armado
VC	Vigas de Cinzas
VM	Vigas de Metacaulino

## SIMBOLOGIA

### Letras latinas

$A'_s$	Área da secção de uma armadura de compressão para betão armado
$A_s$	Área da secção de uma armadura de tração para betão armado
$b$	Largura da secção transversal
$d$	Altura útil da secção
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F_c$	Resultante da força de compressão no betão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{fm}$	Valor médio da tensão de rotura das cinzas volantes à compressão
$f_{mm}$	Valor médio da tensão de rotura do metacaulino à compressão
$F_s$	Resultante da força de tração no aço
$f_{sum}$	Tensão de rotura média do aço das armaduras
$f_{sy}$	Valor da tensão de cedência do aço
$f_{sym}$	Valor da tensão de cedência do aço
$h$	Altura da secção transversal
$K^*$	Parâmetro adimensional de avaliação da rigidez
$K_I$	Rigidez do Estado <i>I</i>
$K_{II}$	Rigidez do Estado <i>II</i>
$K_{III}$	Rigidez do Estado <i>III</i>
$L$	Comprimento
$M_{cr}$	Momento Fletor de carga de fissuração
$\bar{X}$	Média aritmética
$M_{max}$	Momento fletor de carga máxima
$M_y$	Momento fletor de carga de cedência
$P_{cr}$	Valor da carga de fissuração da viga
$P_{max}$	Valor da carga máxima resistente da viga
$P_{max}$	Valor da carga máxima resistente da viga
$P_{ult}$	Valor da carga última da viga, correspondente a 85% da carga máxima

---

$P_y$	Valor da carga de cedência da viga
$P_y/P_{cr}$	Amplitude do Estado <i>II</i> em relação ao Estado <i>I</i>
$s$	Afastamento das armaduras de esforço transversal
$S$	Desvio padrão
$w_c$	Módulo de flexão bruta do betão

## Letras gregas

$\varepsilon_{cl}$	Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima $f_c$
$\varepsilon_{ct}$	Extensão do betão à tração
$\varepsilon_{cu}$	Extensão última do betão à compressão
$\mu_{cr}$	Momento reduzido de fissuração
$\mu_{max}$	Momento reduzido de carga máxima
$\mu_y$	Momento reduzido de cedência
$\rho$	Percentagem de armadura
$\omega$	Percentagem mecânica de armadura

## 1 INTRODUÇÃO

São conhecidos diversos exemplos de obras da Antiguidade Clássica, como por exemplo, o Coliseu de Roma e as pirâmides do Egito, que apesar da sua idade e das condições climáticas e de desgaste humano pelos milhões que pessoas que os visitam, continuam a apresentar boas condições de comportamento.

Também é sabido que estas obras não são construídas com pedras naturais, e muito menos com os cimentos utilizados atualmente, nomeadamente o Cimento Portland Normal (CPN). Os aglomerados que constituem estas construções apresentam um bom comportamento quer ao nível mecânico, quer ao nível da durabilidade pois perduraram por milhares de anos.

A ativação alcalina pode assim não ser uma descoberta, mas antes uma redescoberta de técnicas que, por razões que não são conhecidas, ficaram perdidas no tempo. A sua menor exigência ao nível ambiental e os assinaláveis desempenhos mecânicos podem ser a chave para uma alternativa ao CPN (Pinto, 2004).

O CPN utilizado em larga escala, atualmente com tendência crescente (Torgal e Jalali, 2010b), apresenta diversas exigências ao nível do consumo energético, e problemas ao nível da poluição por  $CO_2$ , para além das conhecidas limitações no que respeita ao seu desempenho mecânico perante um ambiente agressivo, nomeadamente sob ataques de ácidos e sulfatos, etc. Outro inconveniente do uso do CPN consiste na necessidade de se usar curvas granulométricas muito específicas, o que tem implicações ao nível das paisagens fruto da exploração de pedreiras em larga escala.

Por todas as razões enunciadas, torna-se necessário estudar alternativas ao CPN que sejam vantajosas ao nível dos custos (monetários e ambientais) e, pelo menos, exibam desempenhos mecânicos equivalentes. É nesse contexto que surge a ativação alcalina. Os ligantes ativados alcalinamente, ou Geopolímeros, designação dada pelo Professor Davidovits (Pinto, 2004), apresentam-se como uma alternativa aos cimentos comuns. A elevada resistência obtida nas pastas feitas com este material (Pinto, 2004), os reduzidos impactes ambientais relativamente aos produzidos na obtenção do CPN, a maior durabilidade das estruturas que se traduz em estruturas mais baratas por terem períodos de vida útil superior e ainda a possibilidade de incorporação dos mais diversos resíduos nestas pastas, com todo o valor monetário e

ambiental que isso pode significar, são apenas algumas das vantagens da utilização destes ligantes.

Na bibliografia são diversos os trabalhos conhecidos acerca destes materiais. Ao que é sabido, os primeiros investigadores a estudar estes materiais foram Feret e Prudon nos anos 40. Depois deles, diversos investigadores deram contributos importantes na investigação em torno destes ligantes, nomeadamente Glukhovsky, que publicou os primeiros trabalhos nos anos 60, Davidovits, Krivenko, Palombo and Glasser entre muitos outros. Todos estes investigadores publicaram trabalhos em que demonstram as mais diversas vantagens na utilização de ligantes obtidos por ativação alcalina em detrimento do CPN (Torgal et al, 2008).

No entanto, e até à data do presente trabalho, o autor não encontrou na bibliografia quaisquer trabalhos em que estes geopolímeros sejam aplicados e ensaiados na construção de elementos estruturais: vigas, pilares, etc. São também muitos os trabalhos em que é substituído parte do cimento por aditivos, a saber: metacaulino, cinzas volantes, etc.

## 1.1 Objetivos

Neste trabalho pretende-se analisar experimentalmente a viabilidade da utilização dos geopolímeros, utilizando em particular o metacaulino e as cinzas volantes, na construção de vigas, substituindo integralmente o CPN por estes ligantes. Para isso utilizar-se-á um procedimento experimental, onde serão ensaiadas 15 vigas armadas. Destas, 5 são construídas utilizando um geopolímero cujo ligante é o metacaulino, 5 em que o ligante são cinzas volantes e as restantes 5 vigas serão construídas com argamassa comum de CPN. As vigas, de iguais dimensões, foram construídas, 3 a 3, com idênticas armaduras, dentro dos valores usuais da percentagem de armadura. Para além disso, têm a particularidade de possuírem dimensões inferiores às usuais na prática da Eng.<sup>a</sup> Civil.

As vigas serão submetidas a ensaios de flexão simples a fim de avaliar os parâmetros de mecânicos: carga de fissuração, carga de cedência, carga máxima, rigidez da fase elástica e rigidez da fase de desenvolvimento da fissuração. Importa ainda avaliar teoricamente estes resultados de forma a confirmar, ou não, a aplicabilidade do conhecimento existente relativamente às vigas de argamassa, ou verificar como é possível avaliar analiticamente o comportamento das vigas de geopolímeros. Será utilizada a regulamentação que vigora com força de lei em Portugal para o dimensionamento de estruturas de Betão Armado (BA), a EN1992-1-1.

Finalmente, pretende-se fazer uma análise comparativa entre estas vigas de dimensões reduzidas e produzidas com argamassa e os resultados que se conhecem para BA para verificar se as dimensões destas vigas são passíveis de serem utilizadas; seguidamente, serão

feitas análises comparativas, para concluir acerca do potencial dos geopolímeros, para utilização em elementos armados, com funções estruturais, em substituição do tradicional BA.

Em trabalhos que decorreram paralelamente a este, outros colegas estudaram as deformações e a fissuração destes materiais, aspetos não menos importantes no desempenho das estruturas quando em serviço.

## **1.2 Organização do documento**

Esta dissertação está organizada em 6 capítulos, que se descrevem agora de forma sucinta.

No Capítulo 1 pretende-se enquadrar o leitor no tema desta dissertação, justificando as motivações que estão por detrás da realização da mesma e os objetivos inerentes a ela.

O Capítulo 2 divide-se em duas grandes partes: a primeira tem como objetivo explicar alguns conceitos associados à ativação alcalina e os ligantes a usar neste trabalho; na segunda parte são abordados conceitos relacionados com a resistência de vigas e algumas das formas mais comuns para dimensionar vigas de BA.

No Capítulo 3 descreve-se todo o programa experimental realizado para concretização dos objetivos. Este capítulo compreende tudo aquilo que se realizou desde a conceção das vigas até ao início dos ensaios.

No Capítulo 4 é feita uma descrição dos aspetos mais relevantes dos ensaios das 15 vigas. São ainda analisados os parâmetros de resistência de cada uma das vigas individualmente. É deste capítulo que se apresentam os resultados necessários para a concretização dos objetivos desta dissertação.

No Capítulo 5 é feita uma análise dos resultados e apresentam-se comparações dos comportamentos das vigas de geopolímeros e das vigas de argamassa.

Por fim, no Capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões tiradas deste estudo assim como algumas propostas de desenvolvimento de trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Geopolímeros

A ativação alcalina vem sendo estudada desde a primeira metade do século XX (Torgal et al, 2008). Os ligantes obtidos por ativação alcalina, ou Geopolímeros como também são

Quadro 2.1 - Principais desenvolvimentos dos geopolímeros-adaptado de (Torgal et al, 2008)

Autor	Ano	Estudo
Feret	1939	Escórias usadas para cimentos
Purdon	1940	Combinações alcalis-escória
Glukhovsky	1959	Base teórica e desenvolvimento de cimentos alcalinos
Glukhovsky	1965	1 <sup>os</sup> “Cimentos Alcalinos”
Davidovits	1979	Termo “ Geopolímero”
Malinowski	1979	Aquedutos antigos caracterizados
Forss	1983	Cimento-F (escória-alcálico-superplastificante)
Langton e Roy	1984	Caracterização de materiais de construção antigos
Davidovits e Sawyer	1985	Patente de “Pyrament” cimento
Krivenko	1986	Tese de Doutorado, R2O–RO–SiO2–H2O
Malolepsy e Petri	1986	Ativação de escórias sintéticas
Malek. Et al.	1986	Cimento de escórias com baixo nível de lixos radioativos
Davidovits	1987	Comparação entre cimentos antigos e modernos
Deja and Malolepsy	1989	Demonstrada resistência a cloros
Kaushal et al.	1989	Desperdícios nucleares curados adiabaticamente
Roy and Langton	1989	Betões antigos semelhantes
Majundar et al.	1989	C12A7 – ativação de escórias
Talling e Brandstetr	1989	Escórias ativadas alcalinamente
Wu et al.	1990	Activação de escórias de cimento
Roy et al.	1991	Activação alcalina de cimentos de cura rápida
Roy e Silsbee	1992	Cimentos ativados alcalinamente- uma revisão
Palomo e Glasser	1992	CBC com metacaulino
Roy e Malek	1993	Cimento de escórias
Glukhovsky	1994	Antigos, modernos e futuros betões
Krivenko	1994	Cimentos alcalinos
Wang e Scrivener	1995	Escória e microestrutura ativada alcalinamente.

conhecidos, são fruto de uma reação de hidratação de aluminossilicatos. Embora os primeiros estudos sobre geopolímeros datem da década de 40 do século passado, por Purdon e Feret (Minář et al, 2011) foram os primeiros investigadores a analisar os materiais usados e seus ligantes nas obras da antiguidade. Apresenta-se uma listagem, no **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, com os principais estudos sobre estes ligantes até aos anos 90. Já neste milénio, autores como Pinto (2004) têm contribuído para o aumento do conhecimento nesta área.

### 2.1.1 Ativação alcalina

A ativação alcalina, ou geopolimerização, designação dada por Davidovits (Pinto, 2004), é uma reação química de hidratação, em ambiente fortemente alcalino, dos óxidos presentes nos aluminossilicatos. Esta reação origina monómeros do tipo *Si-O-Al-O* que, tal como o nome indica, se repetem em larga escala à semelhança do que acontece nos polímeros orgânicos e são a consequência da capacidade do alumínio induzir alterações do foro cristalino e estrutural na matriz siliciosa (Pinto, 2002).

Como consequência da reação química descrita, resultam os Geopolímeros que são materiais amorfos ou semi-cristalinos. A reação acontece quando se utilizam precursores possuidores de grandes quantidades de aluminossilicatos, consequência da ação dos ativadores do tipo:

- Hidróxidos  $ROH, R(OH)_2$
- Sais de ácidos fracos ( $R_2CO_3, R_2S, RF$ )
- Sais de ácidos fortes ( $Na_2SO_4, CaSO_4 \cdot 2H_2O$ )
- ou sais silicatados ( $R_2(n)SiO_2$ )

em que  $R$  é um ião do tipo  $Na^+$  ou  $K^+$  (Pinto, 2002).

Davidovits (1999) defende ainda que os geopolímeros são equivalentes, embora que sintéticos, a certos zeólitos naturais que formam muitas das rochas presentes na crosta do nosso planeta.

Os geopolímeros que se obtém quando são utilizados ligantes do tipo metacaulino ou cinzas volantes, apresentam elevadas propriedades cimentícias que poderão ser utilizados em substituição do CPN (Fernández-Jiménez et al, 2008).

## 2.1.2 Ligantes

### 2.1.2.1 Metacaulino

É na caulinite, presente nos caulinos, que se encontra a sílica e a alumina, essenciais à reação de geopolimerização. Este mineral pode ser diretamente ativável em condições de temperatura ( $\sim 150^{\circ}\text{C}$ ) e pressão (2 MPa), que não sendo difíceis de alcançar, não são as mais desejáveis pelas implicações e dificuldades que acarretam. Para se poder ativar a caulinite, em condições de temperatura e pressão ambientais, é necessário submeter o caulino a um tratamento térmico inicial, no sentido de se dar uma desidroxilação do alumínio. Esta desidroxilação dá-se a partir dos  $400^{\circ}\text{C}$ . No entanto, a estas temperaturas ela é reversível. Mas, se se atingirem temperaturas na ordem dos  $750^{\circ}\text{C}$ , obtém-se um material de estrutura amorfa e muito pouco cristalina, de características pozolânicas e de alta reatividade, o qual é chamado de metacaulino (Pinto, 2002).

### 2.1.2.2 Cinzas Volantes

A norma portuguesa e europeia *NP EN450-1* define cinzas volantes (CV) como sendo um pó fino, constituído na sua maioria por partículas vítreas e de forma esférica, que são o resultado da queima de carvão. É constituído essencialmente por  $\text{SiO}_2$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , contendo no mínimo 25% de  $\text{SiO}_2$  reativo, e obtém-se por precipitação electrostática ou mecânica de poeiras arrastadas pelos gases resultantes daquela queima nas centrais de produção de energia.

As CV em Portugal, provenientes da central termoelétrica de Sines, são usadas essencialmente como aditivos ao betão. Estima-se que, em Portugal, a sua utilização seja de aproximadamente apenas 20% daquela que é produzida, apresentando-se como um recurso com relativa abundância e baixo custo de obtenção (Torgal e Jalali, 2009). As CV apresentam uma densidade que poderá variar entre  $1900\text{Kg/m}^3$  e  $2960\text{Kg/m}^3$  (Malhotra e Ramezianpour, 1994).

### 2.1.3 Durabilidade

Parece ser unânime, no seio da comunidade científica, o facto da durabilidade se apresentar como uma das maiores vantagens da utilização dos geopolímeros em detrimento dos ligantes à base de CPN. Davidovits et al (1990), defende perdas de massa entre os 6 e 7% em ligantes ativados alcalinamente, quando submersos em ácido clorídrico e 5% em ácido sulfúrico quando dentro daquelas soluções durante 4 semanas sendo que essas perdas para ligantes à base de CPN são de 78 e 95%, respetivamente.

Pinto (2004) também confirmou a maior durabilidade destas pastas, ao colocar provetes de geopolímero, constituído por metacaulino e silicato de sódio NaOH (15M), imersos durante 30 dias numa solução de 5% de ácido sulfúrico, sendo que estes perderam 2,32% da sua

massa enquanto que os betões correntes à base de CPN apresentavam perdas de 20,7%. No que respeita à resistência, as perdas foram de 13 e 80%, respetivamente. Este investigador ainda realizou as mesmas experiências utilizando outras soluções ácidas, tendo obtido resultados equivalentes.

A resistência ao fogo é também uma preocupação crescente nos dias de hoje quando se dimensionam estruturas. Krivenko & Guziy (2007) estudaram o comportamento dos geopolímeros quando submetidos ao fogo, sendo que apontam tão bons desempenhos em condições de incêndio que recomendam a utilização destes materiais em obras em que o dimensionamento ao fogo tenha particular importância, por ex. túneis ou edifícios altos. Este pressuposto poderá não estar totalmente correto pois sabe-se que os principais problemas destas obras poderão não ser a resistência ao fogo, mas sim o fumo e a resistência mecânica do material, respetivamente. Também Perna et al., citado por Torgal e Jalali (2009), salienta o excelente desempenho ao fogo destes materiais. Nos seus estudos, concluíram estar perante um material com bom desempenho anti-fogo, visto que na face oposta da parede oposta aquela onde ocorre o fogo apenas excedeu os 120°C (valor de referência definido pelas normas da República Checa) ao fim de 120 min, aproximadamente. O documento não especifica as condições de ensaio nem características da parede.

#### 2.1.4 Benefícios ambientais e custos

Os geopolímeros constituem a alternativa ao CPN que mais tem sido alvo de estudo por parte da comunidade científica. A conhecida maior durabilidade destes materiais significa um ponto de partida válido para a crescente aposta na investigação acerca destes. É sabida a grande quantidade de emissão de  $CO_2$  resultante da produção de CPN provocada pela descarbonização do calcário ( $CaCO_3$ ) quando incinerado a aproximadamente 1450°C de acordo com a reação (Gartner, citado por Torgal e Jalali (2010b):



Sabe-se assim que na produção de 1tonelada de cimento, é gerada 0,55t de  $CO_2$  de origem química e 0,39t devidas ao uso de combustíveis fósseis na produção de energia que por sua vez é necessária na produção de cimento, o que equivale a dizer simplificadamente que na produção de 1ton de cimento é gerada 1t de  $CO_2$ .

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 já era mais do dobro, e as previsões eram para que a produção atual duplique nos 40 anos seguintes.

Ainda não é consensual entre a comunidade científica, o valor das emissões de carbono devidas à produção de ligantes ativados alcalinamente. No entanto, é consensual entre os vários autores que essas emissões são consideravelmente mais baixas quando comparadas com o CPN.

Davidovits, citado por Torgal e Jalali (2010b), foi o primeiro autor a apresentar números no que respeita às emissões de  $CO_2$  produzidas na obtenção destes ligantes, afirmando que no caso de se utilizar Metacaulino, as emissões são de apenas  $0,184 t$  por tonelada de ligante. Este valor pode significar uma redução de cerca de 68%, quando comparada com as  $0,57t$  produzidos na obtenção do CPN. Este valor foi afirmado por um dos maiores produtores mundiais de cimento (Lafarge @ 2013). Weil et al, citados por Torgal e Jalali (2010b), após estudarem o ciclo de vida dos ligantes obtidos por ativação alcalina, também afirmam que as reduções destes ligantes, em termos de emissões de  $CO_2$  são na ordem dos 70% quando comparados com o CPN.

Torgal e Jalali (2010b), afirma ainda que estes ligantes apresentam grandes benefícios ambientais no que respeita à sua capacidade de imobilização de resíduos tóxicos e radioativos e ainda na possibilidade de incorporação de resíduos de minas e pedreiras na produção destes ligantes. O facto de os aluminossilicatos estarem presentes, em grande escala, nos resíduos de carvão, na incineração dos resíduos da indústria da construção civil, da cerâmica e de escórias dos variados tipos, faz com que os geopolímeros usem como matéria-prima os resíduos produzidos pelo homem (Pinto, 2002).

Quando a análise se centra nos custos destes ligantes, é necessário ter em conta alguns fatores e as incógnitas relativamente ao futuro. Se hoje em dia é possível afirmar com toda a certeza que estes ligantes geopoliméricos não são competitivos em relação aos tradicionais betões à base de CPN, o mesmo não se pode afirmar num horizonte de 10 ou 20 anos ou até menos. As licenças para emissões de  $CO_2$ , sofrem de grandes volatilidades de preço, que espelha a procura/oferta, sendo que nos últimos 10 anos já atingiram mínimos de  $0,03€$  e máximos históricos de  $30,5€$ , segundo dados da SENDECO2@ (2014). Portanto, veja-se o potencial de incerteza associados a estes custos. Segundo Torgal et al (2005), e desprezando os custos de mão-de-obra na produção de betões tradicionais à base de CPN, ou de ligantes geopoliméricos, é possível obter preços de apenas 8% superiores para os geopolímeros, se a comparação for feita pelo rácio custo/resistência ( $€/MPa$ ) relativamente a betões tradicionais. Se as comparações forem feitas em termos volumétricos, estas diferenças tornam-se mais expressivas podendo os geopolímeros significar custos mais elevados que os tradicionais betões, podendo variar entre 71 e 83%. No entanto, como referido anteriormente, os custos, no futuro, da produção de CPN são algo incertos e a investigação acerca da produção dos ligantes geopoliméricos poderá levar, espera-se, a reduções no custo de produção destes.

## 2.2 Resistência de vigas em flexão

Relativamente à resistência de vigas em flexão, o objetivo deste trabalho, pode analisar-se a partir da carga que uma viga necessita para atingir uma dada deformação. Como a carga varia de forma contínua ao longo da sua deformação, esta definição necessita de ser concretizada em alguns pontos, designados usualmente por pontos característicos. Por exemplo no caso do BA é usual referir a tensão resistente do betão à compressão, e no aço a tensão de cedência e a tensão máxima. Nas vigas de BA submetidas a flexão, considerando um dado diagrama de carga-deslocamento, podem identificar-se imediatamente três pontos que assumem maior importância: o ponto de carga de fissuração; o ponto de cedência das armaduras, se existir; e o ponto de carga máxima da viga.

No entanto, o conceito de resistência vai para além do referido anteriormente. Por exemplo, a rigidez da fase elástica, ou da fase de desenvolvimento das fissuras, também constituem parâmetros de resistência. A deformação no ponto de rotura também constitui um parâmetro de resistência, indiretamente avaliado pela ductilidade.

Relativamente às cargas, existem diversas metodologias, de índole teórica, para estimar estes valores. Neste ponto apresentam-se as consideradas mais relevantes, duas das quais serão usadas nos capítulos seguintes para comparação de resultados teóricos com os obtidos experimentalmente.

### 2.2.1 Comportamento de vigas em flexão

Uma que uma viga sujeita a flexão apresenta três estados de comportamento distintos. MacGregor (1992) e Nilson (1997) são apenas alguns dos inúmeros defensores desta teoria. A Figura 2.1 ilustra esses três diferentes estados de comportamento quando sujeita ao tipo de carregamento que irá ser imposto nas vigas em estudo neste trabalho.

Para o que se segue, considere-se a aplicação de um carregamento crescente à viga da referida figura. MacGregor (1992) defende que a viga, enquanto não está fissurada, se encontra no designado Estado *I*: as extensões são muito pequenas e a distribuição de tensões é essencialmente linear. Neste estado existe reversibilidade das deformações, i.e. não existem plasticidades. A este estado corresponde qualquer ponto que se encontre entre a origem e o ponto B da Figura 2.2. Quando for atingida a tensão de resistência à tração do betão, na parte inferior da viga, dá-se a fissuração, correspondente ao ponto B na Figura 2.2. Este ponto é o designado ponto de fissuração. À medida que as fissuras vão aumentando, vai-se dando a transferência das forças de tração do betão para o aço: está-se a evoluir no Estado *II*. Este estado termina na cedência das armaduras, correspondendo ao ponto D, designado por ponto de cedência. Importa referir que a viga poderá não atingir este ponto, caso a rotura ocorra previamente pelo betão, ou por esforço transversal. Não sucedendo o anterior, a partir da

cedência das armaduras, entra-se no patamar de plastificação, onde as deformações aumentam significativamente para pequenos incrementos de carga: é o designado Estado *III*. É neste patamar que se verifica a carga máxima, representada pelo ponto E, sendo que a rotura se verifica pouco depois, seja por rotura do aço, ou por esmagamento do betão.

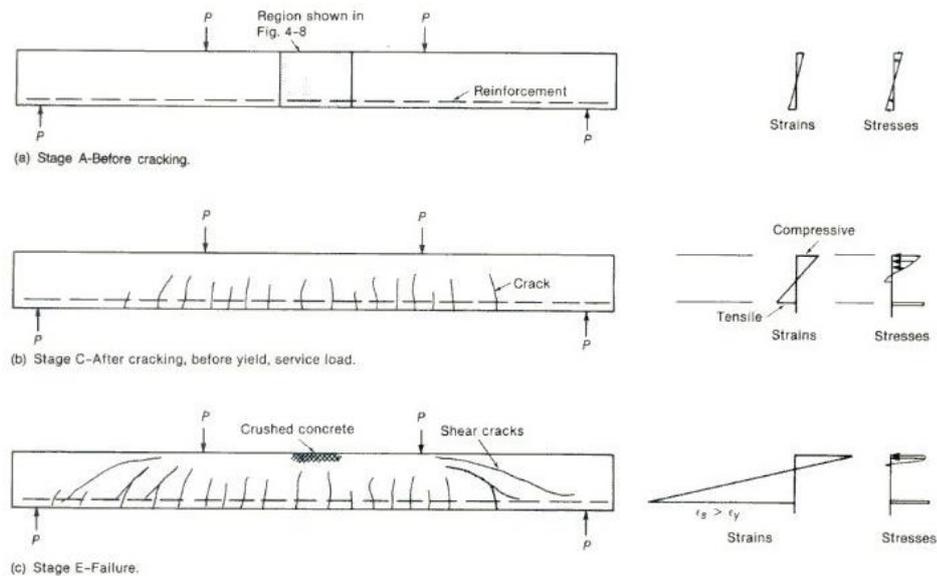


Figura 2.1- Diagrama momento-curvatura (MacGregor 1992).

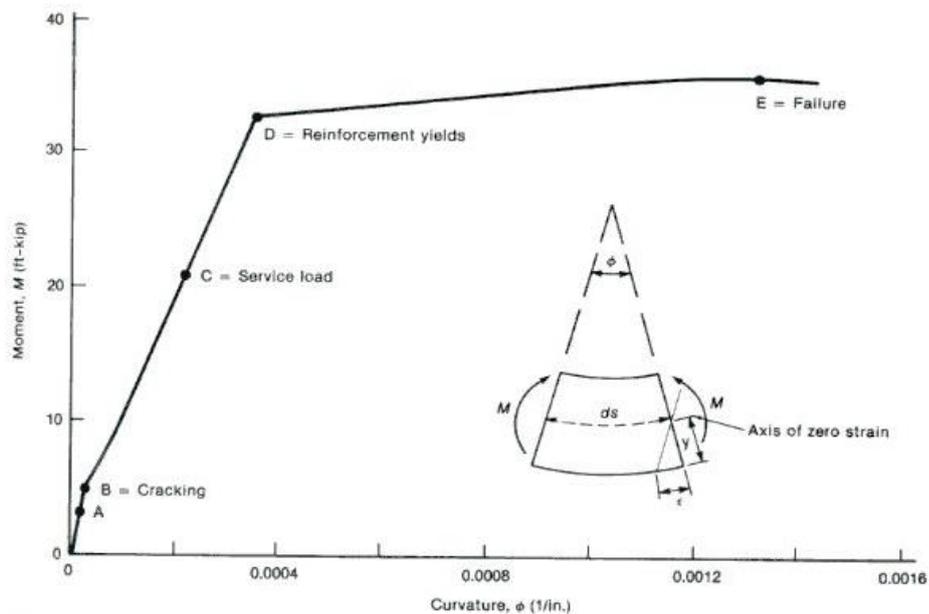


Figura 2.2- Estados de comportamento de uma viga em flexão (MacGregor 1992).

### 2.2.2 Carga de fissuração

A norma NP EN1992:1-1 não menciona expressamente a forma de estimar o momento de fissuração. No entanto, o Handbook EC2 (Beeby, 1995) indica que o momento de fissuração  $M_{cr}$  pode ser estimado, para uma secção retangular, pela seguinte expressão:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (2)$$

onde  $f_{ctm}$  representa o valor médio da tensão de rotura à tração do betão e  $w$  o módulo de flexão bruta do betão, calculado através de  $b$  e  $h$ , que são a largura e a altura da secção, respetivamente.

Uma metodologia alternativa para estimar o momento de fissuração, de acordo com Lopes e Lopes (2012), é dada pela seguinte expressão:

$$M_{cr} = \mu_{cr} bh^2 f_{ct} \quad (3)$$

onde  $f_{ct}$  representa a tensão de tração do betão e  $\mu_{cr}$  é determinado pela seguinte expressão:

$$\mu_{cr} = c_1 + c_2\alpha + c_3\theta - c_2\alpha\theta(c_4 + c_5 - c_4\theta + c_6\alpha\theta)\rho \quad (4)$$

Os coeficientes  $c_1$  a  $c_6$  constam do Quadro 2.1, e são dependentes da altura útil da secção  $d$  e da distância do eixo da armadura de compressão à face superior da viga  $d'$ . Para valores intermédios, os coeficientes podem ser obtidos por interpolação linear.

Quadro 2.1 - Coeficientes para a expressão (4).

	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$c_4$	$c_5$	$c_6$
$d=0,9h; d'=0,1h$	0,1664	7,203E-5	2,781E-4	0,1094	0,4251	0,2149
$d=0,8h; d'=0,2h$	0,1662	1,161E-4	4,410E-4	0,1755	0,2341	0,1259

Os coeficientes  $\rho$ ,  $\alpha$  e  $\theta$  são determinados pelas expressões:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_c}; \quad \theta = \frac{A'_s}{A_s} \quad (5)$$

onde  $A_s$  e  $A'_s$  são as áreas de aço de tração e compressão, respetivamente;  $E_s$  e  $E_c$  são os módulos de elasticidade do aço e do betão, respetivamente.

No caso da tração por flexão, o EC2 sugere que, para o valor de  $f_{ctm}$  deve ser tido em conta um fator de correção, da seguinte forma:

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h) f_{ctm} \quad (6)$$

Ainda de acordo com o EC2, o valor médio da tensão resistente do betão à tração  $f_{ctm}$  pode ser estimado a partir do valor característico da resistência à compressão  $f_{ck}$ , usando:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (7)$$

## 2.2.3 Metodologias de cálculo da resistência de vigas em flexão

### 2.2.3.1 Equilíbrio da Secção

Esta metodologia, apresentada no EC2 (Figura 2.3), é a mais simples de entre as várias existentes na bibliografia, e adequa-se razoavelmente bem em flexão simples. O método baseia-se na estática e consiste em determinar o equilíbrio da secção transversal, desprezando a contribuição das armaduras comprimidas. Segundo este método, o somatório das forças atuantes no aço  $F_s$  tem que ser igual ao somatório das forças atuantes no betão  $F_c$ . Estes somatórios são obtidos através das seguintes expressões (8) e (9).

$$F_s = A_s f_{sy} \quad (8)$$

$$F_c = b \lambda \chi f_{cm} \quad (9)$$

Segundo aquele regulamento, para betões correntes, pode assumir-se  $\eta = 1$  e  $\lambda = 0,8$ .

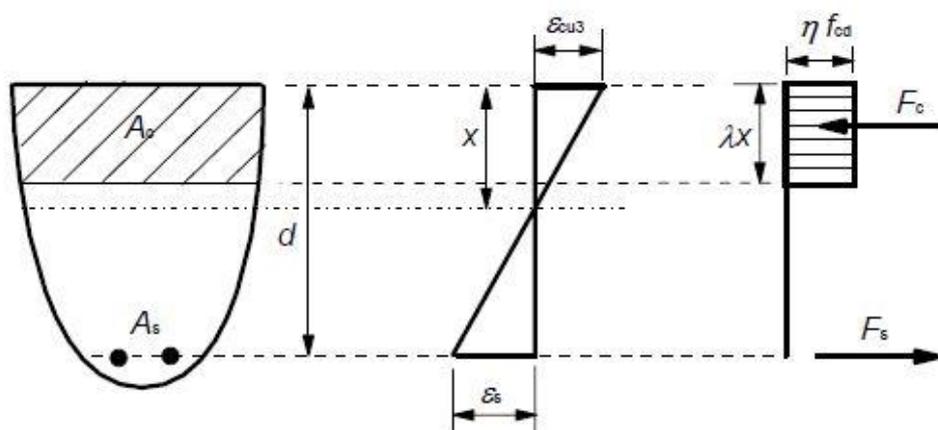


Figura 2.3- Diagrama de equilíbrio da secção com distribuição retangular das tensões- (EN1992-1-1).

O referido equilíbrio das forças obriga a que  $F_s = F_c$ . O momento resistente será então:

$$M = F_c z \quad (10)$$

em que  $z$  corresponde à distância entre os pontos de aplicação das resultantes  $F_c$  e  $F_s$ , i.e.:

$$z = d - \frac{\lambda x}{2} \quad (11)$$

Esta será a metodologia a usar no Capítulo 4, doravante designada por Resistência dos Materiais (RM).

### 2.2.3.2 Fórmulas simplificadas

Esta metodologia encontra-se descrita em Lima et al (1985). Partindo das dimensões da secção transversal  $b$  e  $h$  e do valor de cálculo do momento fletor atuante  $M_{Ed}$ , calcula-se o momento reduzido  $\mu$  usando:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad (12)$$

onde  $f_{cd}$  representa o valor de cálculo da tensão de resistência do betão à compressão. A taxa de armadura mecânica  $\omega$ , em flexão simples é estimada por:

$$\omega = \mu(1 + \mu) \quad (13)$$

Conhecendo  $\omega$ , através da seguinte expressão é possível obter a quantidade de armadura  $A_s$ :

$$\omega = \frac{A_s f_{syd}}{bh f_{cd}} \quad (14)$$

onde  $f_{syd}$  representa o valor de cálculo da tensão de cedência do aço à tracção. Deste modo,  $A_s$  constitui a armadura mínima necessária. Definindo a armadura efectiva, é possível inverter a metodologia, i.e. avaliar o momento conhecendo  $A_s$ . Nesse caso, o momento designa-se por valor de cálculo do momento resistente  $M_{Rd}$ .

### 2.2.3.3 Tabelas e Ábacos

Este método é também de muito simples aplicação no dimensionamento de elementos de BA. Quando se analisa uma viga em flexão simples, como é o caso deste trabalho, ainda se torna mais simples. De entre as várias propostas disponíveis na bibliografia, entre elas, aborda-se aqui a apresentada por Barros e Figueiras (2010). O método consiste avaliar a relação  $\mu - \omega$  recorrendo a Tabelas e/ou Ábacos.

### 2.2.3.4 Ponto de cedência e ponto de carga máxima

No âmbito deste trabalho, não se pretende dimensionar mas estimar os pontos de cedência e de carga máxima. Assim, partindo dos dados da secção de betão e das armaduras, considerando os valores médios correspondentes em vez dos valores de cálculo, é possível avaliar os momentos, ou as cargas, correspondentes aos pontos de cedência e de carga máxima. Por exemplo, no ponto de cedência, deve utilizar-se  $f_{cm}$  e  $f_{sym}$ , enquanto que no ponto de carga máxima se utiliza  $f_{cm}$  e  $f_{syu}$ .

### 2.2.3.5 Rigidez de flexão

A rigidez de flexão corresponde ao produto do módulo de elasticidade  $E$  pelo momento de inércia. Na curva momento-curvatura, o valor  $EI$ , para uma dada curvatura, traduz o incremento de momento por unidade de curvatura, i.e. representa a inclinação da tangente à curva nesse ponto, a qual, vai variando de ponto para ponto. Apesar de não ser referido diretamente, no Anexo H do EC2 é sugerido que a rigidez de flexão de um elemento de contraventamento fendilhado, portanto no Estado II, pode ser aproximada por :

$$K_{II} = 0,4E_{cd}I_c \quad (15)$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} \text{ e } \gamma_{cE} = 1,2 \quad (16)$$

Logo,

$$K_{II} = \frac{1}{3}K_I \quad (17)$$

onde  $E_{cd}$  representa o valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão e  $\gamma_{cE}$  é definido na clausula 5.8.6(3) do EC2.

## 2.2.4 Análise não-linear

Uma outra forma de prever e analisar os resultados obtidos experimentalmente consiste no recurso a uma análise não-linear. Para esta análise, utilizaram-se dois programas numéricos de análise não linear desenvolvidos por investigadores do DEC. Ribeiro (2008) foi um dos percussores deste software e explica os algoritmos base de funcionamento e seus critérios de convergência destes programas, mas que não foram objeto de estudo neste trabalho.

Um dos algoritmos, o programa momento-curvatura, determina a evolução dos momentos fletores para curvaturas crescentes, em secções de betão armado retangulares. Este programa parte do princípio da “conservação das secções planas” enunciado por Dias da Silva (2004). O

programa permite ainda obter extensões, tensões ou forças no aço ou no betão e a posição do eixo neutro em função da curvatura. Para além das características geométricas da secção, e da quantidade e posição das armaduras, a curva momento-curvatura depende das características resistentes dos materiais. No caso do betão, conhecido o valor  $f_{cm}$ , as restantes características foram estimadas com base no EC2. Processo idêntico foi assumido para o aço.

Um segundo programa, designado por ANL, permite avaliar o comportamento da viga sujeita a um carregamento incremental, recorrendo a um modelo de elementos finitos do tipo viga de dois nós, formulados com base na teoria da viga de Timoshenko. As deformações são avaliadas com recurso a um algoritmo que determina a configuração geométrica que lhe corresponde (Ribeiro, 2008). Os dados *input* do programa são os resultados do momento-curvatura e a malha de elementos finitos adotada, as condições de fronteira e o carregamento. O facto deste programa considerar incrementos de carga e não de deslocamento, não permite obter a parte descendente do diagrama, terminando no ponto de carga máxima  $P_{max}$ .

### 2.2.5 Modos de rotura

Uma viga de betão armado, quando sujeita a flexão simples, pode apresentar um ou mais modos de rotura distintos a saber: (A) rotura do aço em flexão; (B) esmagamento do material comprimido em flexão; ou (C) corte (Matos et al, 2010) (Pires et al, 2008). Na Figura 2.4 apresentam-se três diagramas carga-deslocamento de ensaios experimentais que tinham como objetivo avaliar esses mesmos modos de rotura.

No modo (A), em que a resistência da viga é condicionada pela rotura da armadura longitudinal de tração da peça, verifica-se uma regularidade do gráfico que se traduz em grandes extensões do aço, terminando na maioria das vezes numa queda repentina da carga que coincide com uma rotura explosiva da armadura.

No segundo modo (B), a resistência do material na zona comprimida é o fator condicionante da resistência da viga. Este gráfico traduz-se por alguma irregularidade no patamar de plastificação, coincidindo com o progressivo esmagamento do material. Este patamar apresenta também grandes deslocamentos e uma perda lenta da resistência do elemento. De referir ainda que, neste tipo de rotura, muitas das vezes a falência do material comprimido é acompanhada de fenómenos de instabilização da armadura comprimida, permanecendo a incógnita: é o material comprimido a provocar a instabilização ou é essa instabilização que provoca uma rotura precoce do material (Lopes, et al., 2012)?

No modo (C), a rotura caracteriza-se por ser frágil, e pode ocorrer antes ou depois do ponto de cedência, mas sempre antes do ponto de carga máxima. Admitindo a existência de armadura de esforço transversal e resistência suficiente do betão, a rotura ocorre nesta armadura.

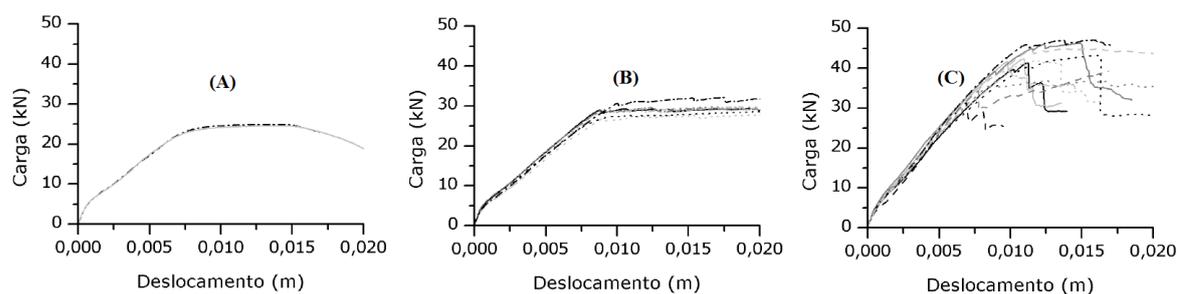


Figura 2.4 - Diferentes tipos de rotura de uma viga armada em flexão simples - adaptado de (Matos, et al., 2010).

### 2.2.6 Efeito de escala

Como referido no primeiro capítulo, foram utilizadas vigas com reduzidas dimensões. Interessa portanto avaliar se as conclusões, ainda quem em termos adimensionais, são extensíveis a elementos de dimensões usuais, i.e., pode ignorar-se o “efeito de escala”. É consensual, embora não tenha sido encontrado na bibliografia tal afirmação, considerar-se que os efeitos de escala apenas se fazem sentir quando as dimensões triplicam. Em protótipos que usem fatores de escala superiores a este é que se deverão ser alvo de estudos rigorosos a fim de prever o real comportamento dos elementos. No âmbito da construção civil, estes fenómenos são mais estudados em obras hidráulicas. Kim et al (2009) apresenta um estudo com peças de betão armado, utilizando uma escala de 1:5, onde se conclui que os modelos apresentam resultados equivalentes.

### 3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Como referido no Capítulo 2, existem na bibliografia diversos trabalhos acerca dos geopolímeros. No entanto, não se encontram quaisquer trabalhos onde estes materiais foram utilizados com funções estruturais. Nesse sentido, o principal objetivo deste trabalho consiste na análise experimental da dos parâmetros de resistência de vigas construídas recorrendo a geopolímeros.

Com esse objetivo, o trabalho experimental desenvolvido consistiu na elaboração de 15 vigas, das quais: 5 foram construídas com o ligante Metacaulino (MK) ativado alcalinamente; 5 foram construídas com o ligante Cinzas Volantes (CV) ativadas alcalinamente; e 5 vigas de argamassa à base de CPN para comparação dos resultados. Foram utilizados aços do tipo A500NR e do tipo A500ER para as armaduras longitudinais. Este capítulo descreve todos os procedimentos necessários à preparação das vigas até ficarem em condições de serem ensaiadas.

#### 3.1 Conceção das vigas

A falta de disponibilidade imediata destes ligantes em grandes quantidades no Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções (LEMEC), aliada à falta de condições logísticas, determinaram que se construíssem vigas em escala reduzida. Assim, as 15 vigas foram construídas com 150 cm de comprimento e uma secção transversal com 10 cm de base e 15 cm de altura. Estas dimensões, não sendo de todo estranhas à investigação (Matos et al, 2010) correspondem a metade daquelas que se usaram em trabalhos de análise deste tipo de elementos estruturais neste laboratório (Costa, 2010), (Gomes, 2011). Neste contexto, existem duas razões para se construir as vigas de argamassa: a primeira pretende avaliar a consistência das metodologias de análise conhecidas; a segunda para comparação com as restantes vigas, tal como exposto anteriormente.

Como o objetivo, neste trabalho, consistiu em estudar o comportamento dos elementos em flexão simples, era de todo o interesse isolar este esforço por forma a poder estudá-lo convenientemente. Para tal, a ação foi transmitida às vigas, de forma simétrica, através de duas cargas verticais, espaçadas de 45 cm, tal como se pode observar no esquema apresentado na Figura 3.1. Os apoios simples foram colocados a 5 cm de cada extremidade das vigas.

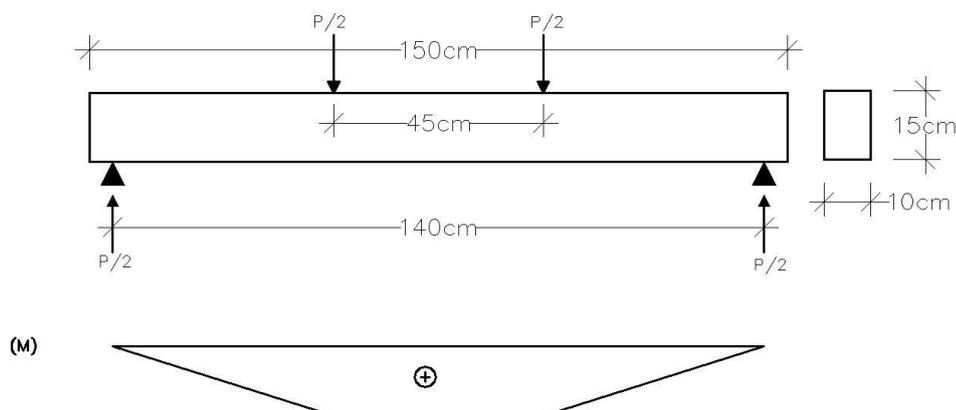


Figura 3.1- Esquema de carregamento das vigas.

Com este esquema, no que respeita aos diagramas de esforços, podem considerar-se duas zonas distintas nas vigas: uma zona central, entre cargas, onde se verifica a ausência de esforço transversal e o momento fletor é constante; nas zonas laterais, as vigas têm esforço transversal constante e o momento fletor é crescente no sentido do centro da viga.

Como referido, construíram-se 3 grupos de 5 vigas de cada material. Entre elas variou-se a quantidade de armadura longitudinal de tração  $A_s$ , utilizando-se a gama mais comum de taxas de armadura usadas nas construções de betão armado (ver Quadro 3.1). A armadura longitudinal de compressão adotada foi de  $A'_s = 2\phi 6$ . Por sua vez, a armadura transversal foi constituída por estribos  $\phi 4$  de 2 ramos. Tendo em consideração o diâmetro usual,  $\phi 6$ , este valor adotado é um pouco superior a metade das dimensões comuns. O espaçamento entre estribos  $s = 7 \text{ cm}$ , adotado para todas as vigas a ensaiar, foi condicionado pelas dimensões do vibrador disponível no laboratório. Face às dimensões das vigas, o recobrimento adotado foi de  $1 \text{ cm}$  apenas. Este recobrimento corresponde também a metade do valor usual. No entanto, este reduzido recobrimento obrigou a que se usasse uma argamassa em detrimento do BA convencional, devido à dimensão de agregado que teria de ser usado na composição.

Na construção das vigas observaram-se pequenas imperfeições que se refletiram nas dimensões pretendidas para as vigas. O Quadro 3.1 apresenta as dimensões reais de todas as vigas ensaiadas, assim como a quantidade de armadura longitudinal de tração  $A_s$ , e respetiva taxa de armadura  $\rho$ .

Importa referir que, nesta fase de programação do trabalho, esperava-se obter uma argamassa com resistências próximas de  $35 \text{ MPa}$ , e aços da classe  $A400$ , tal como encomendado. A verificar-se, a alternância da rotura, entre o material comprimido e o aço tracionado, iria ocorrer pelas vigas de  $\rho$  intermédio.

Quadro 3.1 - Dimensões efetivas e armaduras das vigas.

Tipo	Viga	Largura [mm]	Altura [mm]	As	$\rho$ [%]
Argamassa	VA1	98,1	151,6	2 $\phi$ 6	0,38%
	VA2	100,2	152,9	3 $\phi$ 6	0,55%
	VA3	100,4	153,7	4 $\phi$ 6	0,73%
	VA4	100,7	153,4	3 $\phi$ 8	0,98%
	VA5	97,4	152,3	4 $\phi$ 8	1,36%
Metacaulino	VM1	102,2	153,2	2 $\phi$ 6	0,36%
	VM2	101,5	154,1	3 $\phi$ 6	0,54%
	VM3	100,6	153,6	4 $\phi$ 6	0,73%
	VM4	102,7	152,5	3 $\phi$ 8	0,96%
	VM5	101,0	151,3	4 $\phi$ 8	1,32%
Cinzas	VC1	103,6	151,7	2 $\phi$ 6	0,36%
	VC2	99,3	152,3	3 $\phi$ 6	0,56%
	VC3	99,2	152,6	4 $\phi$ 6	0,75%
	VC4	101,6	152,8	3 $\phi$ 8	0,97%
	VC5	103,2	151,6	4 $\phi$ 8	1,28%

## 3.2 Materiais

### 3.2.1 Execução das armaduras

Todas as armaduras foram construídas manualmente no LEMEC, incluindo a execução dos estribos. Os estribos foram amarrados com muito rigor para obter uma boa simetria longitudinal. Foi ainda dada especial atenção às dimensões dos estribos para que não existissem variações dimensionais a realçar. O fecho dos mesmos foi colocado do lado tracionado da viga para não interferir na zona comprimida. Para além disso, para obter maior uniformização, o lado do fecho do estribo foi colocado alternadamente.

### 3.2.2 Cofragem

As cofragens foram executadas a partir de placas lisas de PVC Palram Expandido Branco fornecido pela empresa “Plexicril”, por diversos motivos: o principal deriva do facto dos materiais obtidos a partir de ligantes ativados alcalinamente aderirem significativamente às habituais cofragens metálicas usadas na construção. Verificou-se, em estudos anteriormente realizados no LEMEC que os óleos descofrantes usados para o BA não produzem o mesmo efeito nos geopolímeros. Apesar da elevada flexibilidade das placas de PVC, tentou-se garantir as dimensões exatas das cofragens recorrendo ainda a elementos auxiliares de madeira para garantir uma imobilização perfeita e confinamento das placas de PVC durante a

execução das vigas. O recobrimento foi garantido com recurso a pequenos elementos metálicos com 1cm de altura, distribuídos ao longo da armadura. Na Figura 3.2 é apresentada uma perspetiva da cofragem montada.



Figura 3.2- Cofragem utilizada na construção das vigas.

### 3.2.3 Cimento Portland Normal

O primeiro ligante, neste caso um ligante hidráulico, utilizado neste trabalho foi o Cimento Portland Normal CEM I 42,5R, proveniente da CIMPOR. Segundo a empresa produtora, este material é constituído essencialmente por  $CaO$  (61,5%) e  $SiO_2$  (21%).

### 3.2.4 Metacaulino

Outro dos ligantes utilizados no trabalho foi o metacaulino denominado por “MetaMax® HRM”. É um ligante que será ativado alcalinamente. Foi fornecido pela empresa “Engelhard”, entretanto adquirida pela empresa alemã BASF. Trata-se de um produto de alta reatividade que difere dos demais metacaulinos pelo facto de ser extra fino, conferindo-lhe maior densidade e um teor mais elevado de aluminossilicatos. Ensaios elaborados por Guerra (2014) e Oliveira (2014) indicam que, na sua composição elementar, este material apresenta sobretudo Sílica  $SiO_2$  (58,0%) e Óxido de Alumínio  $Al_2O_3$  (38%).

Este material, produzido de acordo com a norma *ASTM C618* e certificação *ISO 9002*, apresenta uma cor branca e é comercializado sobretudo como aditivo para BA a fim de melhorar as características mecânicas e estéticas deste. Neste trabalho, pretende-se substituir integralmente o CPN por este material, passando este a desempenhar as funções de ligante.

### 3.2.5 Cinzas Volantes

O segundo ligante para ser ativado alcalinamente foram Cinzas Volantes (CV) fornecidas e cedidas pelo Centro de Produção de Sines da EDP resultantes da queima de carvão importado. As cinzas são certificadas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) cumprindo

assim os requisitos de conformidade e desempenho definidos no Anexo ZA da norma *NP EN450-1*. Na sua composição abundam essencialmente óxido de cálcio *CaO* (71%) e óxido de potássio *K<sub>2</sub>O* (16%), de acordo com ensaios realizados no Departamento das Ciências da Terra.

### 3.2.6 Ativador

Os ativadores alcalinos, usuais para estes materiais, são obtidos a partir dos metais alcalinos; por ex. potássio e sódio. Dividem-se, genericamente, em simples e em compostos: os ativadores simples são aqueles que são constituídos por apenas uma base alcalina, por ex. Hidróxido de Potássio e Hidróxido de Sódio; os ativadores compostos formam-se pela combinação dos hidróxidos supra mencionados e de silicatos dos referidos metais.

Pinto (2004) refere que pastas em que se utilizem ativadores simples são bastante plásticas mas têm pouca trabalhabilidade pelo que esta opção se descartou de imediato e portanto, no seguimento de outros trabalhos realizados por outros alunos no LEMEC, utilizou-se um ativador composto resultante da mistura da base Hidróxido de Sódio *NaOH*, e de Silicato de Sódio *Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>*.

O *NaOH* obteve-se a partir da mistura da Soda Cáustica com água nas proporções adequadas para que a concentração molal *12,5M* de *NaOH* fosse conseguida seguindo indicações dadas por Pinto (2004). Esta decisão teve também em conta a experiencia de outros trabalhos realizados no LEMEC no que respeita à trabalhabilidade, e ainda os limites da concentração molal de *NaOH* para que a reação alcalina ocorra na totalidade: *12M* segundo Granizo (1998) e *20M* de acordo com Davidovits (1999).

O segundo componente do ativador, o *Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>* D40, proveniente da empresa “Quimitecnica” foi adicionado ao *NaOH* na proporção de *2:1* (*Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>:NaOH*). A proporção usada tem como base indicações fornecidas por Pinto (2004) assim como outros trabalhos que decorreram em simultâneo no LEMEC que sustentam ser adequada esta proporção (Oliveira, 2014).

### 3.2.7 Areia

A areia utilizada neste trabalho é um material relativamente rolado, recolhida em Coimbra, junto ao nó da autoestrada A14 aquando da sua construção, areia que já foi utilizada anteriormente em vários trabalhos realizados no DEC. Na sua composição química, esta areia apresenta sobretudo *SiO<sub>2</sub>* (85,16%), *Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>* (6,67%) e *K<sub>2</sub>O* (4,79%). Na Figura 3.3 apresenta-se a correspondente curva granulométrica.

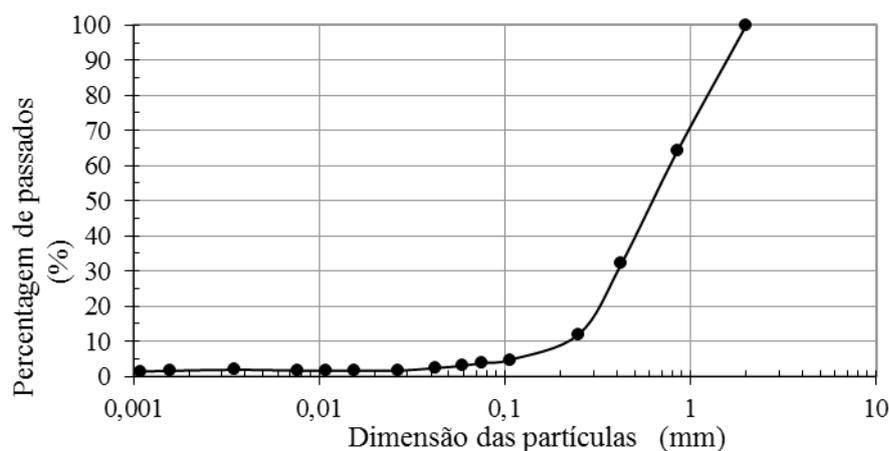


Figura 3.3. Curva granulométrica da areia utilizada na construção das vigas.

### 3.3 Composições das misturas

#### 3.3.1 Argamassa de Cimento Portland

A argamassa CP foi produzida no LEMEC, com um traço em peso de  $1:4,5:0,55$  (cimento: areia: água). Para aumentar a trabalhabilidade da mistura foi adicionado plastificante *SikaViscocrete 20HE* na quantidade de  $0,9\%$  do peso de cimento. Para a mistura utilizou-se uma betoneira de eixo vertical disponível no laboratório com capacidade para  $180$  litros. Dada a capacidade da betoneira, realizaram-se duas amassaduras, com iguais quantidades de materiais, que, somadas perfazem as quantidades apresentadas no Quadro 3.2.

Quadro 3.2- Composição da argamassa de CPN

Cimento	Areia	Água	Plastificante
60Kg	270Kg	30Kg	0,54g

#### 3.3.2 Geopolímero

Produziram-se neste trabalho duas argamassas geopoliméricas distintas: a primeira em que o ligante foi o metacaulino (ver 3.2.4); na segunda, utilizaram-se cinzas volantes (ver 3.2.5). À semelhança da argamassa, o único agregado utilizado foi a areia. Entre as duas misturas apenas diferiu o ligante utilizado e a proporção de ativador. Tal como na produção da argamassa de cimento, as quantidades apresentadas foram subdivididas em 2 partes iguais, amassadas em separado, em virtude da limitação imposta pela betoneira usada. A mistura destas pastas não seguiu as instruções dadas por Pinto (2004) porque se o ativador fosse colocado antes dos restantes materiais, quando se iniciava mistura, a fase líquida caía fora da

betoneira, visto não ser possível alterar a velocidade de funcionamento daquele equipamento. Na Figura 3.5 e na Figura 3.6 apresenta-se a betoneira usada para fazer o geopolímero.

### 3.3.2.1 Ligante Metacaulino

O traço em massa (ativador: ligante: agregado) previsto para a mistura envolvendo Mk era 1:1:2,5. Este traço foi obtido, uma vez mais, das fontes mencionadas em 3.2.6.

De referir que a preparação desta mistura não foi bem-sucedida na primeira tentativa pois, quando colocados todos os materiais dentro na betoneira, a mistura aqueceu e endureceu, obtendo-se uma massa sem a necessária trabalhabilidade, impossibilitando a colocação nos moldes. Nessa altura foram ainda adicionados mais 11% de ativador com o intuito de fornecer a trabalhabilidade necessária à mistura, mas não foi possível reverter a situação.

Após esta situação, tomaram-se as seguintes precauções: na mistura seguinte aumentar-se-ia a percentagem de ativador e o tempo desde a colocação dos materiais na misturadora até colocação nos moldes teria de ser o menor possível. Na segunda tentativa procedeu-se a uma adição superior da fase líquida (ativador) em 30%, aumentando-se assim a relação de ativador para os restantes materiais para o traço 1,3:1:2,5. No momento da mistura, ficou evidente que a mistura estava na iminência de se tornar pouco trabalhável. Decidiu-se então reduzir a quantidade de ligante a utilizar. O Quadro 3.3 apresenta as quantidades inicialmente previstas para os materiais e aquelas que efetivamente foram utilizadas.

Quadro 3.3- Quantidades base para produção da argamassa utilizando metacaulino.

	Ativador	Ligante	Agregado
Previsto (traço 1,3:1:2,5)	83,2kg	64kg	160kg
Efetivo (traço 1,49:1:2,86)	83,2kg	55,9kg	160kg

No total, o processo de produção de cerca de 160 litros demorou cerca de 15min. A quantidade de material produzida foi utilizada nas 5 vigas e ainda na produção de 5 cubos com 15 cm de aresta e 12 provetes com 16 cm de comprimento e secção transversal quadrada com 4 cm de lado. Não foi possível produzir todos os cubos previstos, porque a pasta endureceu entretanto. Todos os elementos foram depois cobertos com uma película de plástico a fim de evitar a evaporação da fase líquida. Cerca de meia hora após a conclusão das vigas verificou-se, com recurso a um termómetro, que a superfície das vigas se encontrava a uma temperatura de cerca de 47°C. O mesmo não se verificou nos provetes. Estas vigas apresentaram uma cor mais escura na zona superior e algumas manchas (Figura 3.12) sendo desconhecidos os motivos para tal. Na Figura 3.4 apresenta-se a construção destas vigas.



Figura 3.4- Construção das vigas de Metacaulino.

### 3.3.2.2 Ligante Cinzas Volantes

O traço em massa (ativador: ligante: agregado) previsto para as misturas envolvendo cinzas volantes era 1:2:5. A produção da argamassa utilizando cinzas volantes como ligante decorreu com a normalidade esperada, sendo que se obteve um material com a trabalhabilidade desejada. O Quadro 3.4 resume as quantidades dos vários materiais utilizados na produção daquela argamassa. As quantidades produzidas e betonadas são idênticas às referidas em 3.3.2.1. Mais tarde o material apresentou algumas retrações e eflorescências ( Figura 3.13).

Quadro 3.4- Quantidades base para produção da argamassa utilizando cinzas volantes.

Ativador	Ligante	Agregado
40kg	80kg	200kg



Figura 3.5- Betoneira de 180 litros.



Figura 3.6- Mistura Geopolímero

### 3.4 Ensaios dos materiais

#### 3.4.1 Argamassa de Cimento Portland

Os 12 cubos com 15 cm de aresta, betonados a 11/04/2014, aquando da betonagem das vigas de argamassa, foram submetidos a ensaios de compressão para avaliar a resistência média à compressão da argamassa  $f_{cm}$ . Foram realizados ensaios em 4 conjuntos de 3 provetes, iniciando-se passados 13 dias da betonagem e terminando no trigésimo quinto dia. Estes ensaios realizaram-se com o objetivo de ajustar a resistência média do material a uma curva ao longo do tempo de modo a poder-se prever qual a resistência em cada dia de ensaio. No Quadro 3.5 apresentam-se as datas da realização destes ensaios e os respetivos valores de  $f_{cm}$ . Como se pode constatar, o valor médio da resistência à compressão excedeu ligeiramente a expectativa dos 35MPa.

Quadro 3.5- Resultados dos ensaios de compressão da argamassa.

Data	Idade [dias]	$f_{cm}$ [MPa]
11/04/2014	0	-
24/04/2014	13	38
02/05/2014	21	38,4
09/05/2014	28	40,6
16/05/2014	35	42,3

Quando se pretende prever a resistência de um betão no curto prazo, a metodologia proposta por Neville (1973), a qual se baseia numa curva logarítmica, ajusta-se melhor aos resultados que a proposta pela *EN1992-1-1*, sendo aquela a opção tomada já que todos os ensaios se realizaram até ao trigésimo sexto dia após betonagem. Aliás, a proposta da *EN1992-1-1* aplica-se apenas para tempos iguais ou superiores a 28 dias. Assim, a Figura 3.7 ilustra os resultados apurados e a curva de ajustamento cuja equação é:

$$f_{cm}(t) = 4,373 \ln(t) + 26,161 \quad (18)$$

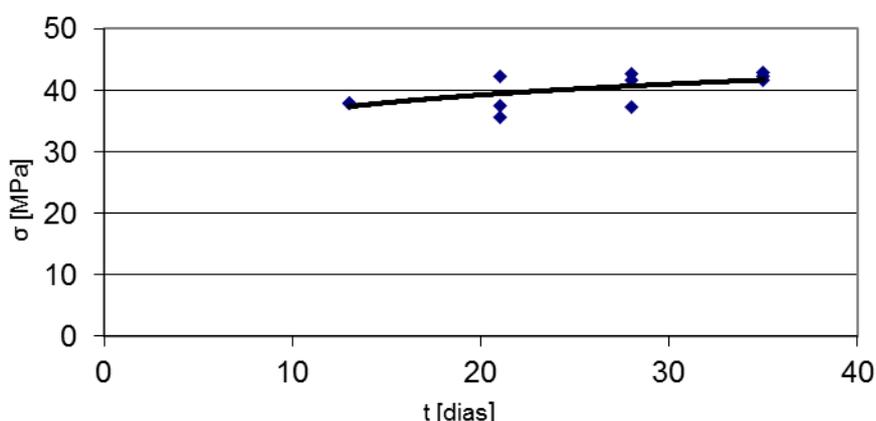


Figura 3.7- Curva de ajuste da resistência média à compressão da argamassa.

Tendo em consideração a classificação regulamentar para os betões, conclui-se então que se trata de uma argamassa da classe *C25/30*. O Quadro 3.6 apresenta a resistência média expectável à compressão do material  $f_{cm}$ , obtidos da curva de ajuste considerada, no dia do ensaio de cada viga. Os valores indicados referem-se a cubos com 15cm de aresta.

Quadro 3.6- Resistência média à compressão da argamassa.

Viga	Data de ensaio	Idade [dias]	$f_{cm}$ [MPa]
VA1	15/05/2014	34	41,6
VA2	15/05/2014	34	41,6
VA3	17/05/2014	36	41,8
VA4	18/05/2014	37	42,0
VA5	16/05/2014	35	41,7

O valor da resistência média expectável do material em tração foi estimado de acordo com a EN1992-1-1 através da seguinte equação:

$$f_{cm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (19)$$

Pelo que se obtém uma resistência média expectável à tração de aproximadamente 2,6MPa. A EN1992-1-1 sugere ainda uma correção deste valor, para peças em tração por flexão, através da qual o valor da tensão de tração média é dado por:

$$f_{cm,fl} = (1,6 - h) f_{cm} \quad (20)$$

Todos os resultados foram contabilizados, visto estarem todos dentro do intervalo  $\bar{X} \pm 2S$ , em que  $\bar{X}$  é a média e  $S$  o desvio padrão. Este intervalo garante, para uma distribuição normal, um intervalo de confiança de 95%. De resto, foi este o critério utilizado em todos os ensaios dos materiais.

Os restantes parâmetros das propriedades da argamassa foram obtidos, tal como sugerido no EC2 a partir do valor de  $f_{cm}$ :  $E_c = 31GPa$ ;  $\varepsilon_{cl} = 2,1\%$ ;  $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ ;  $\varepsilon_{ct} = 0,11\%$ . O valor de  $\varepsilon_{ct}$  provém de trabalhos desenvolvidos por Abreu (2012), sendo que o autor chegou a um valor ligeiramente diferente (0,128%), mas por razões alheias a este trabalho o valor usado é 0,11%.

### 3.4.2 Geopolímero ativado alcalinamente

Com o intuito de avaliar a evolução do ganho de resistência dos materiais usados na construção das vigas, e de aferir as suas resistências à tração e à compressão, fizeram-se também, como referido no início do Capítulo 3, alguns cubos e provetes retangulares para ensaio.

#### 3.4.2.1 Ensaio de tração por flexão em fase elástica

Existindo algum desconhecimento relativamente a este novo material, nomeadamente em relação ao seu endurecimento, efetuaram-se alguns ensaios para a determinação do módulo de elasticidade de modo a avaliar a sua evolução ao longo do tempo.

O ensaio, ilustrado na Figura 3.8, adota o modelo de carga sugerido na *NP EN 12390-5* com algumas diferenças: com aquela configuração simétrica, os provetes 40 mm×40 mm×160 mm são submetidos a um momento fletor constante na zona central provocado pela carga  $F$ , a qual é por sua vez transmitida por 2 roletes simétricos em relação ao centro do provete. Ao contrário do que especifica a norma, e por razões de ordem prática, os roletes estão soldados. Assim, admitindo comportamento elástico do material, uma distribuição linear de tensões em altura, e a lei de Hooke entre tensões e extensões, a relação entre o módulo de elasticidade  $E_0$  e a carga  $F$  é determinada por:

$$E_0 = \frac{PL}{bh^2} \frac{1}{\varepsilon} \quad (21)$$

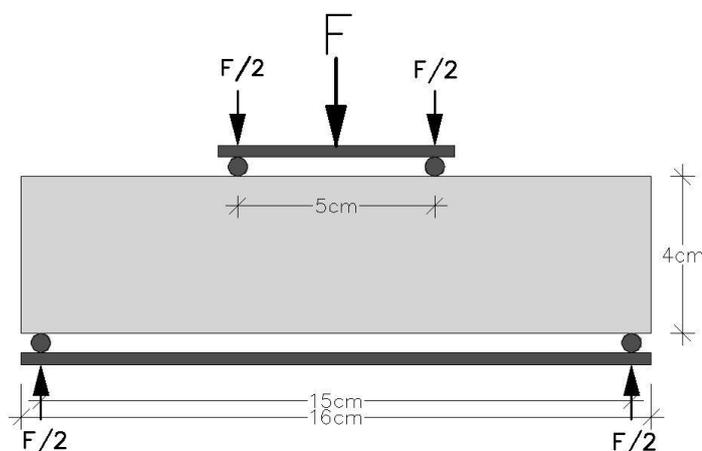


Figura 3.8- Esquema de ensaio para medição do módulo de elasticidade.

onde  $L=150\text{ cm}$  indica o vão do provete,  $\varepsilon$  indica a extensão medida experimentalmente no centro da parte inferior do provete,  $b=4\text{ cm}$  representa a largura e  $h=4\text{ cm}$  a altura.

O ensaio consistiu na aplicação manual de cargas verticais, através de pesos normalizados, que correspondiam, cada um, a  $10\text{ N}$  e registo das extensões medidas pelo extensómetro, ligado a um “DataLogger”. A carga máxima aplicada foi de  $120\text{ N}$ , que correspondeu a  $3\%$  da carga de rotura do provete, evitando-se assim a fase plástica. Em cada um dos dias seleccionados, foram realizados 5 ciclos de carga/descarga em cada ensaio. O resultado apurado corresponde à média de todos os valores com relevância estatística. Na Figura 3.9 são apresentados os resultados determinados do módulo de elasticidade para provetes de CV e MK. Nesta figura verifica-se que o provete de metacaulino endureceu ao fim de 14 dias. Os provetes de cinzas tiveram um valor máximo entre 25 e 30 dias e depois o módulo de elasticidade diminuiu ligeiramente.

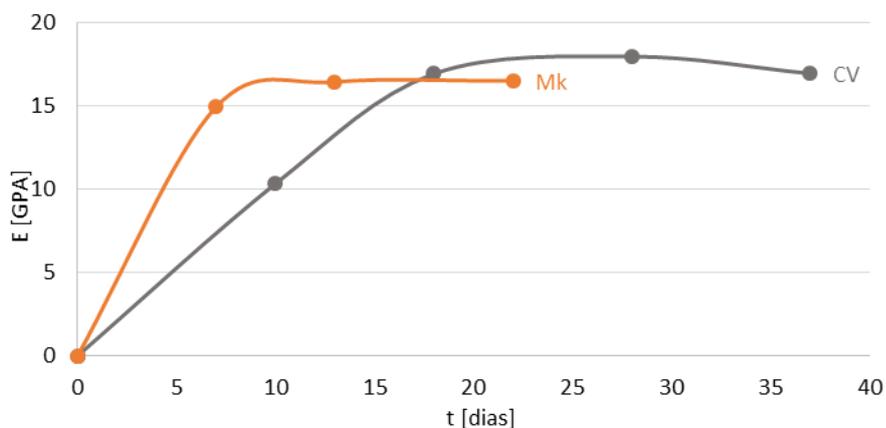


Figura 3.9- Evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo.

O resultado anterior parece não ser aceitável. Contudo, é necessário ter em consideração a retração evidenciada por este material. Esta retração fatura consideravelmente o material, o que justifica o decréscimo da resistência. De resto, foi exatamente isso que se verificou sendo que as vigas de Cinzas Volantes VC sofreram retrações provocando a sua fissuração.

#### 3.4.2.2 Ensaio de rotura à tração por flexão

Os ensaios de rotura à tração por flexão seguiram o modelo apresentado em 3.4.2.1. Neste caso, a ação foi imposta recorrendo a uma prensa hidráulica, controlando a deformação com uma velocidade constante de  $0,003\text{mm/s}$  até à rotura, diferindo daquilo que especifica a norma NP EN12390-5. Esta alteração julga-se ser favorável não havendo tanto risco de se danificar os equipamentos de ensaio e aquela velocidade escolhida obriga a que o ensaio tenha uma duração de cerca de  $3\text{ min}$ , velocidade que aqui se considera suficiente para poder assumir o ensaio como estático. No ensaio foram utilizadas borrachas *Neoprene* com vista a minimizar possíveis problemas de distribuição da carga. Na Figura 3.10 e ilustra-se o esquema de ensaio.

Segundo a norma NP EN12390-5, a tensão resistente à tração por flexão  $f_{ct}$  é determinada através da seguinte expressão:

$$f_{ct} = \frac{FL}{bh^2} \quad (22)$$

O Quadro 3.7 apresenta os resultados médios apurados para  $f_{ct}$ , agora designados por  $f_{ctm}$ , nos dias indicados e a quantidade de provetes utilizados no ensaio.

Quadro 3.7- Resultados dos ensaios de tração dos provetes retangulares.

Ligante	t [dias]	Nº Provetes	$f_{ctm}$ [MPa]
Mk	11	3	3,68
	20	7	4,23
CV	23	3	3,16
	32	9	3,96

#### 3.4.2.3 Ensaio de rotura à compressão

Para a realização deste ensaio seguiu-se o especificado na NP EN 196-1, a qual sugere que se usem as duas metades dos prismas que resultam do ensaio anterior de rotura à tração por flexão. No entanto, ao contrário do que especifica a referida norma, os ensaios foram realizados com controlo de deformação, a uma velocidade de  $0,01\text{mm/s}$ , até se atingir a rotura do provete. Foram tomadas precauções idênticas tendo-se tomado idênticas precauções às referidas aquando dos ensaios de tração. Apresenta-se, na Figura 3.11, o equipamento de

ensaio normalizado utilizado nestes ensaios. A resistência à compressão  $f_c$  de cada um dos provetes resulta do quociente entre a carga máxima de rotura por compressão dos provetes  $F_c$  e a área de aplicação da carga, i.e.  $b^2$ . No Quadro 3.8 apresentam-se os resultados médios  $f_{cm}$ , obtidos nos ensaios efetuados sobre os provetes retangulares, nos dias indicados.

Quadro 3.8- Resultados obtidos nos ensaios de compressão dos provetes retangulares.

Ligante	t [dias]	Nº Provetes	$f_{cm}$ [MPA]
Mk	11	5	32,5
	20	15	36,9
CV	23	6	16,6
	32	16	25,7

No que respeita aos ensaios de compressão, foram ainda efetuados os ensaios de compressão dos cubos de 15cm de lado segundo especifica a norma *NP EN12390-1*. No Quadro 3.9 apresentam-se os resultados obtidos para estes ensaios, que seguiram as especificações da norma *NP EN12390-3*. Importa referir que se verificou grande variabilidade nos resultados, situação essa, pensa-se, provocada pelos problemas enunciados em 3.3.2.1. Tendo em consideração a expectativa de se obter resistências equivalentes entre os diversos materiais, verifica-se que as resistências à compressão, quer do metacaulino, quer das cinzas, são significativamente inferiores à da argamassa.

Quadro 3.9- Resultados obtidos nos ensaios de compressão dos cubos.

Ligante	t [dias]	Nº Provetes	$f_{cm}$ [MPA]
Met.	17	5	28,9
Cinz.	32	5	29,7

### 3.4.3 Ensaio de provetes extraídos das vigas

Concluídos os ensaios das vigas que serão apresentados no Capítulo 4, procedeu-se à extração de provetes, a fim de aferir até que ponto os fenómenos descritos em 3.3.2.1 poderiam influenciar os resultados obtidos relativamente aos parâmetros de resistência do material e, portanto, resultar numa avaliação incorreta desses parâmetros para o material constituinte das vigas.

Assim, os provetes foram colhidos nas zonas das extremidades das vigas a fim de evitar material fissurado. Posteriormente, estes provetes foram ensaiados tal como especificado em 3.4.2.3.

Foram ensaiados 7 provetes extraídos das vigas de argamassa, no dia 6 de Junho de 2014, ou seja, 59 dias após betonagem. O valor médio de  $f_{cm}$  obtido foi de 37,1 MPa. Ensaíram-se também, no mesmo dia, 7 provetes extraídos das vigas de metacaulino. Os provetes tinham 41 dias de cura. O valor médio de  $f_{mm}$  obtido foi de 17,1 MPa.

Os resultados obtidos são muito inferiores aos resultados indicados 3.4.2, principalmente para o metacaulino. O facto de aquele material ter estado sujeito a elevadas tensões, durante a fase de ensaio, e a possível microfissuração que daí resultou, poderão ter condicionado estes resultados pelo não foi possível concluir acerca da influência do nível da temperatura atingido pelo metacaulino das vigas.



Figura 3.10- Esquema do ensaio de tração por flexão.



Figura 3.11- Esquema de ensaio de compressão.

### 3.4.4 Aço

Relativamente ao aço utilizado na construção das armaduras, foram efetuados ensaios de tração com o objetivo de verificar as características resistentes do aço. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma EN NP10002-1. Os provetes foram cortados com aproximadamente 40 cm e ensaiaram-se 4 amostras de cada um dos diâmetros utilizados. Os ensaios foram realizados com controlo de deformação à velocidade de 0,2 mm/s. O Quadro 3.10 apresenta, para cada um dos diâmetros utilizados, a tensão média de cedência à tração  $f_{sym}$ , a tensão máxima  $f_{sum}$ , e a extensão na rotura  $\epsilon_{su}$ . Ao contrário do esperado, em função do material encomendado, verificou-se que os aços  $\phi 4$  e  $\phi 6$  eram do tipo A500ER e o aço  $\phi 8$  era do tipo A600NR. Estes resultados condicionaram parcialmente as expectativas iniciais, segundo as quais se previa que as vigas com  $\rho$  intermédio poderiam chegar à rotura no limite do material comprimido e do aço tracionado.

Quadro 3.10- Características dos aços utilizados.

Diâmetro	$f_{sym}$ [MPa]	$f_{sum}$ [MPa]	$f_{tm}/f_{ym}$	$\epsilon_{su}$ [%]
$\phi$ 4	524	665	1,27	5,0
$\phi$ 6	577	828	1,44	6,5
$\phi$ 8	634	726	1,15	11

### 3.5 Montagem e execução das vigas

Todas as misturas com vista ao fabrico dos diferentes tipos de vigas foram realizadas no LMEC com recurso a uma misturadora de eixo vertical com capacidade para 180 litros. As vigas foram executadas em três datas diferentes dado que a cofragem construída para o efeito apenas tinha capacidade para 5 vigas.

As primeiras vigas construídas foram as de argamassa (VA), que foram betonadas no dia 11 de Abril de 2014 e descofradas 3 dias depois. Conjuntamente com as vigas, foram produzidos 12 cubos com 15 cm de aresta, cumprindo as dimensões normalizadas, para posteriores ensaios à compressão. Tanto as vigas como os cubos foram humedecidos com regularidade durante alguns dias, a fim de se conseguir uma boa cura do material e consequente endurecimento.

Seguidamente executaram-se as vigas de cinzas volantes (VC). Foram construídas no dia 17 de Abril de 2014 e foram cobertas com um filme de plástico a fim de evitar a evaporação da fase líquida da mistura. Foram descofradas passados 5 dias. Conjuntamente com as vigas foram produzidos 5 cubos, com as dimensões normalizadas, para posteriores ensaios á compressão e ainda 12 provetes com dimensões de 160 mm×40 mm×40 mm.

Por fim, executaram-se as vigas de metacaulino (VM), no dia 29 de Abril de 2014 e al como nas vigas anteriores, foi colocado um filme de plástico sobre os provetes. Produziram-se também 5 cubos e 12 provetes com as mesmas dimensões já referidas.



Figura 3.12- Manchas na cor em Viga VM



Figura 3.13- Fendas e eflorescências em Viga VC

### 3.6 Esquema e programação do ensaio

Os ensaios realizaram-se utilizando um pórtico fixado na laje de reação do laboratório. A ação foi transmitida às vigas por meio de um atuador eletromecânico, ao qual foi acoplado um perfil metálico, com dois elementos em formato de “meia-lua”, afastados de 45 cm. Em cada extremidade da viga, dispôs-se um perfil metálico para apoio das vigas. Este perfil encontrava-se ligado ao topo do pórtico, por intermédio de dois varões do tipo “dywidag” com 15 mm de diâmetro. As reações de apoio eram medidas no topo do pórtico usando 4 células de carga, cada uma próxima de cada um dos varões que asseguravam a suspensão das vigas. Foram ainda colocados pedaços de Neoprene em todos os contactos da viga com peças metálicas, ou seja, nos apoios das vigas e nos pontos de transmissão da ação. Pretendia-se assegurar uma melhor distribuição de tensões, evitando possíveis esmagamentos. Todos os deslocamentos foram medidos com base em 9 defletómetros colocados em pontos estratégicos indicado na Figura 3.14. Três destes foram usados para medir os deslocamentos em cada apoio, e os restantes três para medir deslocamentos verticais no centro da viga e sob os pontos de aplicação da ação.

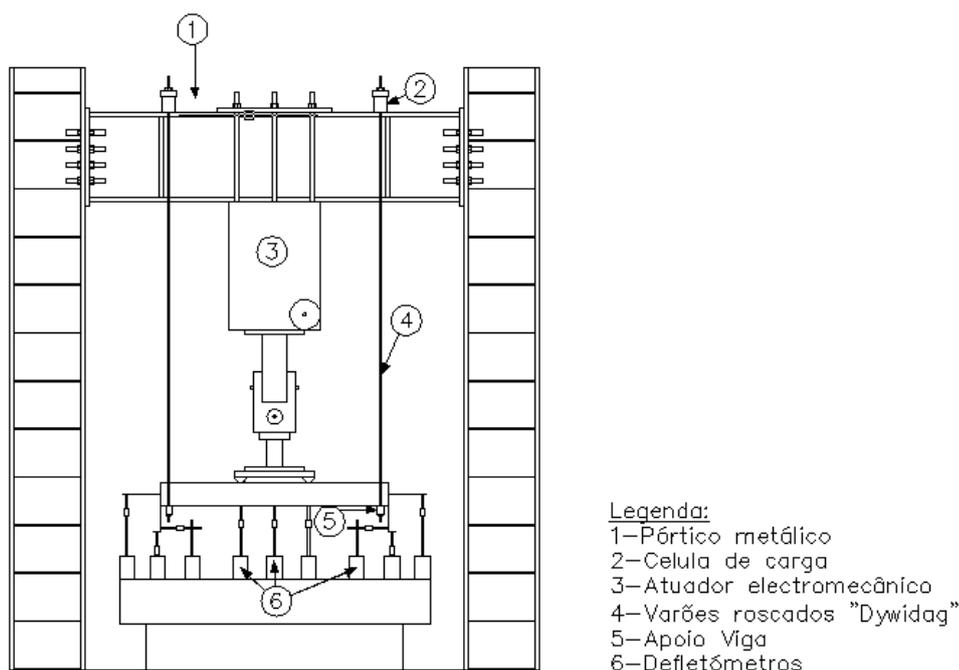


Figura 3.14- Esquema de ensaio.

## 4 RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos experimentalmente, para cada uma das vigas descritas no capítulo anterior, e ainda os resultados teóricos expectáveis. Em primeiro lugar apresentam-se os resultados experimentais, e de seguida efetuam-se algumas comparações com resultados teóricos, determinados com base no programa de análise não linear ANL, ou noutras metodologias mencionadas na bibliografia (Capítulo 2).

### 4.1 Aspetos gerais

O comportamento de uma viga de  $BA$  varia em função das suas dimensões, das armaduras, dos materiais e ainda do carregamento e da forma como o mesmo é efetuado. Tendo em consideração toda esta variabilidade, tornar-se-ia impossível comparar resultados obtidos entre vários elementos se não se comparassem determinados valores em pontos característicos do comportamento das vigas. É nesse contexto que a análise e comparação de vigas se baseia em cargas de fissuração, cargas de cedência, cargas máximas, entre outras, para além da comparação dos diferentes valores da rigidez em cada estado.

Sendo que o objetivo desta dissertação consiste no estudo da resistência das vigas ensaiadas, o diagrama  $P-d$  constituirá a base desta análise e comparação de resultados. Neste caso,  $P$  corresponde à carga total aplicada em cada instante, e  $d$  ao deslocamento transversal no centro da viga, i.e. a flecha. Uma viga em flexão simples, como é o caso das vigas em estudo, apresenta em geral três fases distintas no comportamento, a saber: o Estado  $I$ , o Estado  $II$  e o Estado  $III$ . O Estado  $I$ , ao qual corresponde a rigidez  $K_I$ , estende-se desde a origem até ao ponto  $P_{cr}$ , correspondente ao início da fissuração. O segundo estado, de Rigidez  $K_{II}$ , vai desde  $P_{cr}$  até ao ponto em que se dá a cedência das armaduras, denominado de ponto de cedência,  $P_y$ . Finalmente, o terceiro e último Estado, aquele em que se dá a plastificação da viga; inicia-se em  $P_y$  e prolonga-se pela carga máxima  $P_{máx}$ , e termina no ponto de carga última  $P_{últ}$ , assumido quando a carga a que a viga está submetida é 15% inferior à carga máxima, de acordo com o assumido em EN1998-1-1 (2004). Nas vigas em que a rotura ocorre por rotura da armadura de tração, em geral este ponto coincide com o último ponto do gráfico.

Apresentam-se ainda as retas associadas à rigidez de cada um dos três Estados do comportamento. Estas retas não são mais do que uma regressão linear dos pontos assumidos para cada um dos estados. De entre as várias metodologias possíveis para a determinação dos pontos característicos, neste trabalho optou-se por identificar três pontos importantes para

definir o comportamento da viga: o ponto  $P_{cr}$  corresponde ao ponto do gráfico que apresenta a mesma carga que o ponto de intersecção das retas adjacentes; o ponto  $P_y$  o mesmo deslocamento que a intersecção das retas que unem os estados adjacentes. No início da fase de plastificação pode existir alguma rigidez residual, designada por  $K_{III}$ , traduzindo algum incremento da carga em função do deslocamento.

Da análise do gráfico obtido para cada viga ensaiada, podem ainda obter-se algumas relações importantes que auxiliam o estudo: o quociente  $P_y/P_{cr}$  fornece a amplitude do Estado II em relação ao primeiro e o quociente  $P_{máx}/P_y$  traduz a amplitude do terceiro estado, também conhecido por coeficiente de segurança extra. Podem ainda considerarem-se os quocientes entre as rigidezes dos vários estados.

A carga  $P$  obtém-se da soma do integral das cargas registadas nas quatro células de carga responsáveis por medir o valor das reações de apoio (ver Figura 3.14). O valor do deslocamento a meio vão  $d$  obtém-se subtraindo-se o valor dos assentamentos dos apoios ao valor medido no defletómetro colocado no centro da viga. Na Figura 4.1 apresenta-se um diagrama  $P-d$  tipo, onde se podem observar todos os pontos característicos descritos.

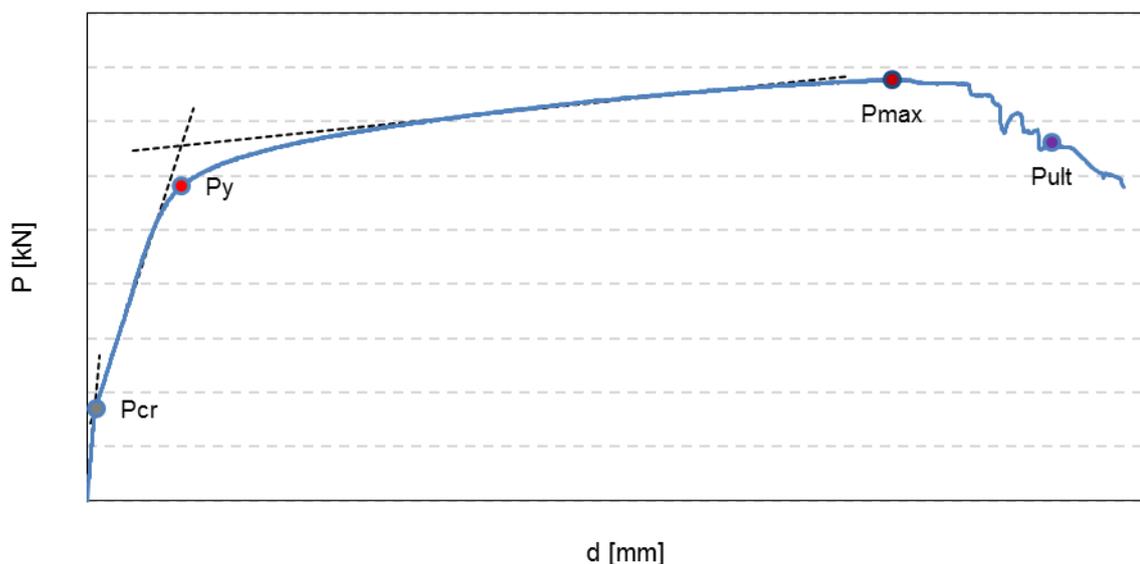


Figura 4.1- Diagrama  $P-d$  tipo.

## 4.2 Vigas insuficientemente armadas

As Vigas *VA1*, *VMI* e *VCI*, designadas por insuficientemente armadas, foram construídas utilizando 2 varões  $\phi 6$  de aço *A500ER*, quer na armadura longitudinal de tração ( $\rho=0,38\%$ ), quer na armadura de compressão. Dispunham ainda de estribos espaçados de 7 cm ao longo de toda a viga, de resto, como em todas as vigas construídas para este trabalho.

### 4.2.1 Viga de Argamassa VA1

De recordar que as vigas de argamassa foram betonadas no dia 11 de Abril de 2014. O ensaio desta viga realizou-se a 15 de Maio de 2014, portanto, 34 dias após betonagem. O valor médio espectável da tensão de rotura deste material à compressão foi de  $f_{cm}=41,6MPa$ . Este valor refere-se a cubos com aresta de 150 mm. O ensaio foi iniciado com uma pré carga de 0,23kN a uma velocidade de 0,003 mm/s programada no controlador do atuador eletromecânico. Após cerca de 130 min, a velocidade foi aumentada para 0,006 mm/s e voltou a ser aumentada para 0,01mm/s após 19 min. A 10min do final, a velocidade foi ainda aumentada para 0,02 mm/s. No total, o ensaio durou cerca de 220 min.

O colapso da viga ocorreu por rotura da armadura de tração, tal como se esperava. No entanto, antes da rotura da armadura tracionada, verificou-se algum esmagamento do material na zona comprimida. Formou-se uma rótula plástica ligeiramente deslocada para a esquerda, coincidindo com o alinhamento do ponto de aplicação da carga. Relativamente às fissuras, desenvolveram-se na zona central, zona esta caracterizada por momento fletor constante e ausência de esforço transversal, sendo que estas fissuras apresentavam dimensões típicas de um elemento construído com este material.

Na Figura 4.2 apresenta-se o diagrama *P-d* para a Viga VA1 onde são exibidas a curva obtida experimentalmente, a traço escuro, e a curva obtida com recurso ao programa de análise não-linear descrito no Capítulo 2 deste documento, a cinza claro. Repare-se que é possível observar com clareza os três Estados de comportamento: a fase elástica, a fase de desenvolvimento das fissuras e a fase plástica. Esta viga apresentou um comportamento muito próximo do esperado ao longo do Estado I e Estado II. Do ponto de cedência em diante, a viga apresentou sempre menor resistência quando comparada com o programa teórico. De salientar o aspeto das curvas, na proximidade do ponto de cedência, em virtude do tipo de armaduras de tração utilizadas. A reduzida capacidade de carga desta viga deriva diretamente da pequena percentagem de armadura de tração. Contudo, é de realçar a enorme capacidade plástica, com ligeiro incremento da carga suportada. Do ponto de vista estrutural, esta

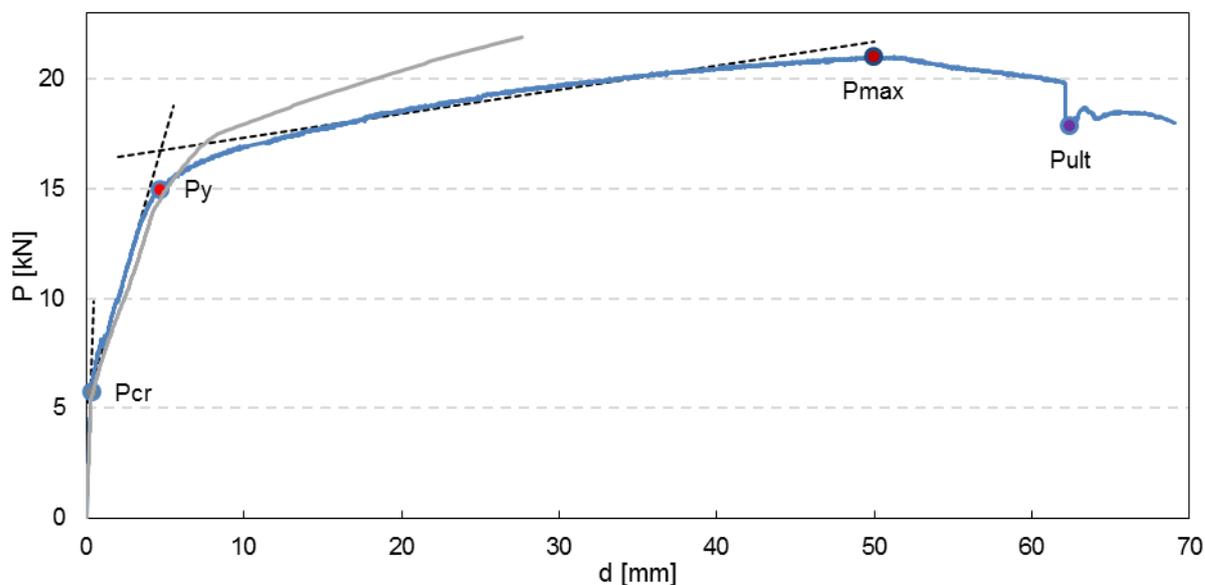


Figura 4.2- Curvas P-d experimental e teórica da Viga VAI.

particularidade permite a redistribuição eficaz de esforços no contexto das estruturas hiperestáticas.

No Quadro 4.1 apresentam-se os valores das cargas nos pontos característicos das duas curvas da figura anterior. Neste Quadro apresentam-se inicialmente os valores obtidos pela via experimental, e na segunda coluna apresentam-se os valores obtidos com base no programa de análise não-linear *ANL*. Seguidamente apresentam-se os desvios entre estas duas metodologias. Posteriormente apresentam-se os resultados obtidos pelas fórmulas simplificadas, baseadas na resistência dos materiais *RM*, e respetivos desvios em relação aos valores obtidos experimentalmente.

As maiores divergências encontram-se ao nível do valor da carga  $P_{cr}$ . Contudo os desvios são desprezáveis para a *ANL* e consideráveis para a resistência dos materiais, sendo que o valor experimental é superior aos teóricos: apenas 1% relativamente ao valor da *ANL*; 33% relativamente ao resultado determinado pela resistência dos materiais

Ao nível da carga de cedência  $P_y$ , os valores teóricos são ligeiramente superiores relativamente ao experimental: 4,5% para o valor da *ANL*; 15% para o valor determinado pelas fórmulas simplificadas. Quando se comparam as cargas máximas  $P_{máx}$ , registou-se uma situação análoga: a metodologia *ANL* apenas 4,2% superior; e as *RM* 17% superior. Apresentam-se ainda os valores correspondentes à amplitude do Estado II e ao coeficiente de segurança extra: neste caso, a carga de cedência vale 2,61 vezes mais que o valor da carga de fissuração, enquanto que a segurança extra desta viga é da ordem dos 40%, o que não pode deixar de ser considerado como relevante.

Quadro 4.1- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VA1.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	5,73	5,68	1,0%	3,83	33%
$P_y$	15,0	15,7	4,5%	17,2	15%
$P_{máx}$	21,0	21,9	4,2%	24,6	17%
$P_y/P_{cr}$	2,61	2,76	5,6%	4,48	71%
$P_{max}/P_y$	1,40	1,40	0,3%	1,44	2,3%

O Quadro 4.2 apresenta os valores da rigidez determinados por metodologias alternativas, comparando-os de seguida. No que respeita à rigidez do Estado *I*, o desvio do valor *ANL* relativamente ao experimental é reduzido, enquanto o desvio do valor obtido pela Resistência dos Materiais *RM* é também ele reduzido como se pode constatar pelos valores apresentados no gráfico. No Estado *II*, o desvio já é moderado para a metodologia *ANL*. De salientar o facto do valor da rigidez do Estado *I* ser cerca de 8 vezes superior ao do Estado *II*.

Quadro 4.2- Valores da rigidez apurados para a Viga VA1.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
<i>KI</i>	19,7	17,9	9,4%
<i>KII</i>	2,50	2,09	17%
<i>KIII</i>	0,11	0,23	108%

#### 4.2.2 Viga de Metacaulino VM1

Todas as vigas deste material foram construídas a 29 de Abril de 2014. O valor médio observado da tensão de rotura deste material à compressão foi de  $f_{mm}=36,9MPa$  após 20 dias da sua construção. No dia seguinte, realizou-se o ensaio desta viga, ou seja, a 20 de Maio de 2014. O ensaio iniciou-se com uma pré carga de 0,76kN, a uma velocidade de 0,003mm/s. Após cerca de 98min, a velocidade foi aumentada para 0,01mm/s e voltou a ser aumentada para 0,02mm/s volvidos 25min, velocidade que se manteve até final do ensaio. A duração total do ensaio foi de aproximadamente 200min. A Figura 4.4 refere-se ao ensaio aqui descrito.

A viga apresentou grande capacidade de deformação, sendo que instantes antes da rotura a flecha era superior a 14,2cm. As fissuras na zona central foram muito semelhantes às verificadas na viga anterior de argamassa. As fissuras nas zonas laterais, entre os apoios e as cargas, influenciadas também pelo esforço transversal, desenvolveram-se em número considerável, não tendo, no entanto, condicionado a resistência da viga. Ao contrário do que seria de esperar, a rotura da viga aconteceu por rotura do material à compressão na zona central da viga.

A Figura 4.3 apresenta as curvas P-d, experimental e teórica, para a Viga VM1. O comportamento deste elemento apresenta grandes semelhanças aquele que se verifica em elementos de betão armado: de facto existe uma fase linear pré-fissuração; existe uma fase de desenvolvimento das fissuras; e uma fase de plastificação após cedência das armaduras. São ainda visíveis algumas reduções da resistência da viga ao longo do patamar de plastificação em correspondência a esmagamentos do geopolímero no limite superior da viga. De salientar a superior ductilidade da viga traduzida pelo enorme deslocamento do ponto  $P_{ult}$ . Relativamente à curva *ANL*, verificam-se alguns desvios relativamente à curva experimental, principalmente da cedência em diante. Globalmente, estes desvios são superiores aos verificados na viga anterior de argamassa.

No Quadro 4.3 são apresentados os resultados obtidos para esta viga: os maiores desvios ocorrem ao nível da carga de fissuração, tal como na viga de argamassa VA1, contudo aqui os desvios são intoleráveis quando comparados com *ANL*, na ordem dos 114%. Ao nível da carga  $P_y$ , os desvios são aceitáveis para a *ANL* e um pouco superiores para os valores da *RM*. Relativamente à carga  $P_{máx}$ , os desvios verificados são aceitáveis no que respeita à *ANL* e moderados para a *RM*. De salientar que a amplitude da fase de fissuração é superior a quatro vezes a amplitude da fase elástica. Por sua vez, o coeficiente de segurança extra é ligeiramente inferior a 40%.

No Quadro 4.4 são apresentados os resultados relativamente à rigidez onde se pode ver que: os desvios são elevados nos valores da rigidez do Estado *I*, sendo que o valor experimental é cerca de 78% inferior ao determinado na *ANL*; no Estado *II*, o desvio de 11% pode considerar-se aceitável. De realçar que neste caso, a relação  $K_I/K_{II}$  determinada

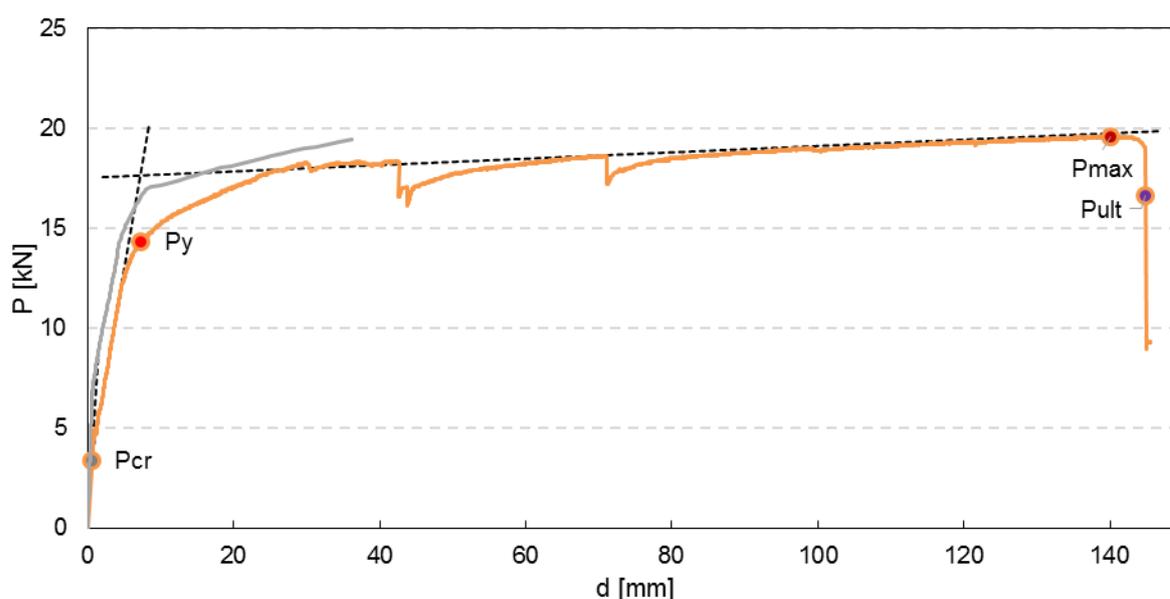


Figura 4.3- Curvas P-d experimental e teórica da Viga VM1.

Quadro 4.3- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VM1.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	3,39	7,24	114%	3,73	10%
$P_y$	14,3	15,7	9,4%	17,4	21%
$P_{max}$	19,6	21,7	11%	25,0	28%
$P_y/P_{cr}$	4,24	2,17	49%	4,67	10%
$P_{max}/P_y$	1,36	1,38	1,3%	1,44	5,2%

Quadro 4.4- Valores de Rigidez apurados para a Viga VM1.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
$K_I$	6,10	10,9	74%
$K_{II}$	2,11	1,87	11%
$K_{III}$	0,01	0,19	1314%

experimentalmente é inferior a 3.



Figura 4.4- Ensaio da VM1 - instantes antes da rotura.

### 4.2.3 Viga de Cinzas VC1

As vigas de cinzas foram construídas a 17 de Abril de 2014. No dia 19 de Maio de 2014, 32 dias após a construção, a tensão média de rotura do material à compressão, avaliado em ensaios de cubos, foi de  $f_{cm}=25,6MPa$ . O ensaio desta viga realizou-se a 17 de Maio de 2014. Iniciado com uma pré carga de  $0,86kN$  o ensaio prosseguiu até final com velocidade constante de  $0,003mm/s$  e durou cerca de  $191min$ .

Estas vigas, tal como referido no capítulo 3 (ver ponto 3.4.2.1), apresentavam-se fissuradas antes do início do ensaio, razão pela qual não existe o Estado *I* na curva do comportamento estrutural. Apesar disso, esta viga exibiu uma grande capacidade de deformação, sendo que a flecha ultrapassou os  $12\text{ cm}$  e um alongamento superior a  $2\text{ cm}$ . A rotura ocorreu, como

previsto, na armadura de tração, acompanhada de um forte estrondo, causando a queda da viga do local de ensaio.

A Figura 4.5 apresenta as curvas  $P-d$ , experimental e teórica, para a Viga VC1. Além dos aspetos relacionados com a fissuração prévia da viga, mencionados anteriormente, é de salientar a grande capacidade de deformação exibida pela viga. Presume-se que as discrepâncias entre as curvas experimental e teórica se devam ao material fissurado na zona comprimida da viga ensaiada.

No Quadro 4.5 apresentam-se os resultados para a viga: os desvios para as restantes cargas são moderados para ambas as análises. A rigidez  $K_{II}$  obtida pela via experimental é de 1,36 ficando cerca de 22% abaixo da previsão obtida pela ANL

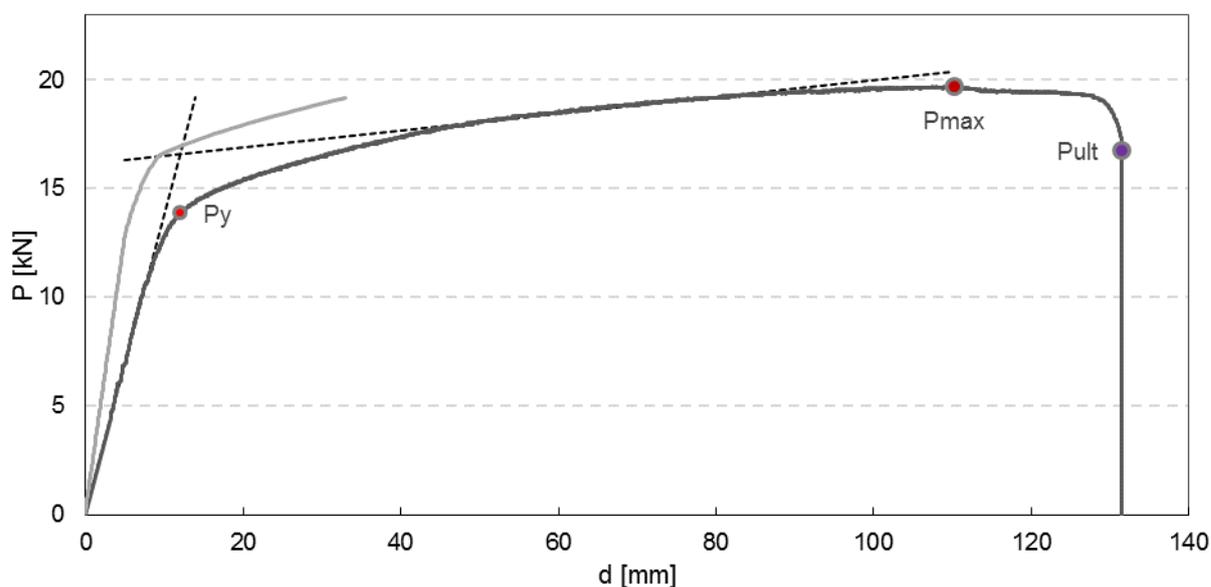


Figura 4.5- Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VC1.

Quadro 4.5 - Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VC1.

Carga [kN]	Exp.	ANL	RM
$P_y$	13,8	15,2	17,4
$P_{max}$	19,7	18,5	25,0

### 4.3 Vigas fracamente armadas

As Vigas VA2, VM2 e VC2, designadas de fracamente armadas, foram construídas utilizando 3 varões  $\phi 6$  de aço A500ER na armadura longitudinal de tração ( $\rho=0,57\%$ ) e 2 varões do mesmo tipo de aço na armadura longitudinal de compressão. Os estribos, do mesmo tipo, seguiam o mesmo espaçamento das vigas já analisadas.

#### 4.3.1 Viga de Argamassa VA2

A viga foi ensaiada a 15 de Maio de 2014, 34 dias após betonagem. O valor médio espectável da tensão de rotura do material à compressão foi de  $f_{cm}=41,6\text{MPa}$ . A pré-carga era de 0,29 kN, e a velocidade inicial de 0,003 mm/s. A duração total foi de aproximadamente 146 min. Efetuaram-se paragens aos 107 min, para duplicar a velocidade, e aos 122 min para aumentar a velocidade para 0,01 mm/s que se manteve até final do ensaio.

Este ensaio decorreu normalmente, desde o desenvolvimento das fissuras, até à rotura explosiva, como previsto, função da rotura do aço de tração. A Figura 4.6 apresenta as curvas  $P-d$ , experimental e teórica, para a Viga VA2. Pode dizer-se no caso deste elemento, que o patamar de plastificação é significativamente alongado, praticamente horizontal, e portanto, o ganho de resistência adquirido nesta fase é insignificante. Repare-se que, até ao ponto de carga  $P_y$ , as duas curvas são praticamente coincidentes, sendo que as diferenças só se fazem notar daí em diante. A Figura 4.7 ilustra o ensaio desta viga.

No Quadro 4.6 apresentam-se os resultados obtidos: a maior discrepância entre valores experimentais e teóricos ocorre ao nível da carga de fissuração, com desvios moderados para ANL e significativos na metodologia RM, as quais determinam valores inferiores. Ao nível da

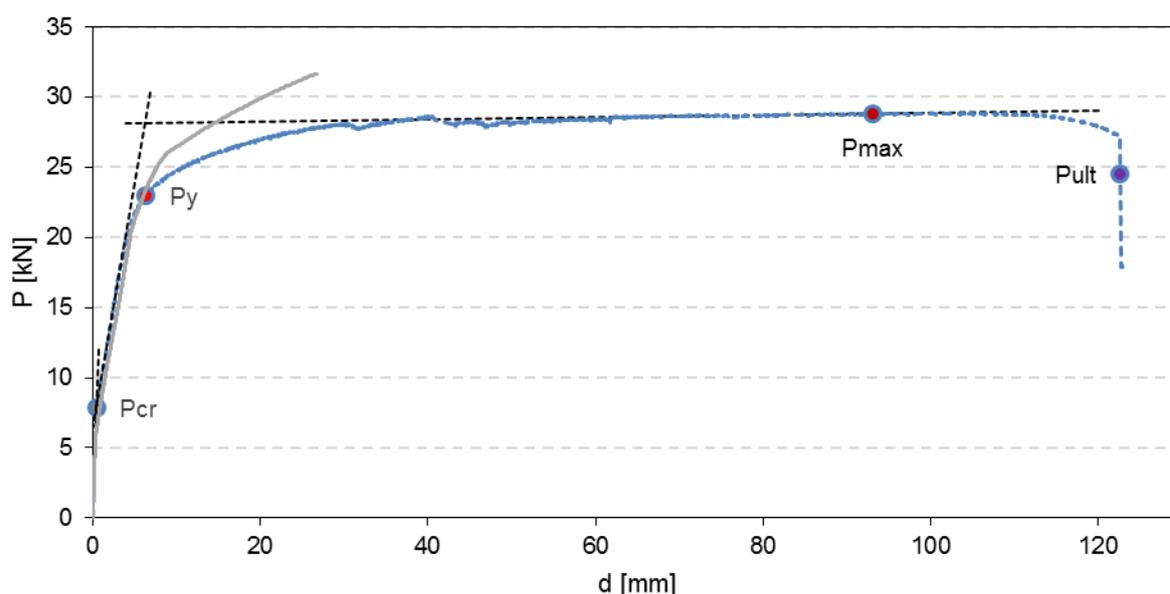


Figura 4.6- Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VA2.

carga  $P_y$ , o valor experimental é igual para ANL e inferior, com desvio reduzido para RM. Relativamente à carga  $P_{máx}$ , os valores teóricos ligeiramente superiores para RM e moderados na ANL, chegando aos 19%. Neste caso, a amplitude da fase de fissuração é inferior a três vezes a amplitude da fase elástica, e o coeficiente de segurança vale 26%.

No que respeita à rigidez, no Quadro 4.7 são apresentados os resultados obtidos, onde se pode confirmar que os desvios não são de salientar, quer para o Estado I, quer para o Estado II. De salientar que a rigidez do Estado I é cerca de 5 vezes superior à do Estado II.

Quadro 4.6- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VA2.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	7,87	6,04	23%	4,03	49%
$P_y$	23,0	23,0	0%	25,7	12%
$P_{max}$	28,8	31,7	10%	34,2	19%
$P_y/P_{cr}$	2,92	3,81	31%	6,38	118%
$P_{max}/P_y$	1,26	1,38	10%	1,33	6,2%

Quadro 4.7- Valores de Rigidez apurados para a Viga VA2.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
$KI$	17,2	18,9	9,9%
$KII$	3,48	3,32	4,8%
$KIII$	0,01	0,34	4438%

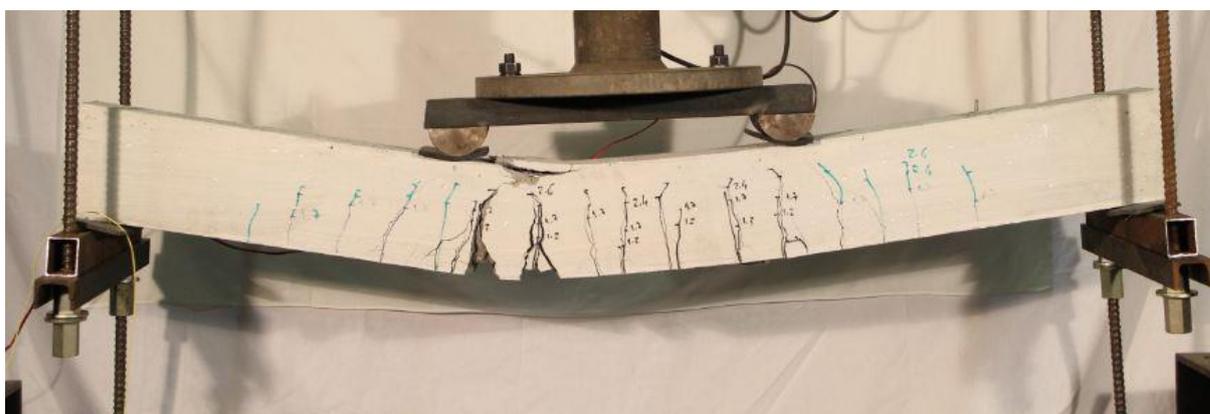


Figura 4.7- Ensaio da Viga VA2.

### 4.3.2 Viga de Metacaulino VM2

O ensaio desta viga ocorreu 22 dias após a sua construção. Como referido, o valor médio observado da tensão de rotura deste material à compressão foi de  $f_{mm}=36,9MPa$  após 20 dias da sua construção. O ensaio iniciou-se com uma pré carga de 0,77kN. Um equívoco ao programar o controlador eletromecânico fez com que o ensaio fosse iniciado a uma velocidade de 0,01 mm/s. No entanto, cerca de 2min após o início do ensaio, a velocidade foi reduzida para 0,005 mm/s, velocidade que se manteve durante cerca de 181 min, altura em que foi alterada novamente para 0,01 mm/s. No total, o ensaio durou aproximadamente 218 min.

A viga, à semelhança da Viga VM1, também evidenciou uma grande capacidade de deformação, sendo que pouco tempo antes da rotura, a flecha era superior a 11 cm. As fissuras na zona central foram muito semelhantes às verificadas na viga anterior de argamassa. As fissuras nas zonas laterais foram também elas de quantidade e dimensão considerável, não tendo, uma vez mais, condicionado a resistência da viga. No seguimento do verificado na Viga VM1, a rotura da viga deu-se no material à compressão na zona central da viga, acompanhada de instabilidade na armadura de compressão.

A Figura 4.8 apresenta as curvas  $P-d$ , experimental e teórica, para a Viga VM2. Considerando as características do aço tracionado, o comportamento deste elemento é quase coincidente com o de peças de betão armado e também com o da viga VM1. Neste caso, na fase plástica, as reduções pontuais de resistência devidas ao esmagamento parcial do geopolímero são menos acentuadas. Mais uma vez, a viga apresenta uma enorme ductilidade. Os desvios entre as duas curvas são mais expressivos após a cedência. Em geral, estas diferenças são mais acentuadas que as verificadas na Viga VA2.

No Quadro 4.8 são apresentados os resultados obtidos para esta viga: os maiores desvios, superiores a 68%, verificam-se na carga de fissuração, de resto, como já observado na Viga VM1 e nas vigas de argamassa. Ao nível da carga  $P_y$ , os desvios são moderados para a ANL e consideráveis para os valores da RM. Relativamente à carga  $P_{máx}$ , os desvios verificados são também eles reduzidos quando comparados com a ANL e consideráveis para a RM. O coeficiente de segurança extra é ligeiramente superior a 30%.

No Quadro 4.9 apresentam-se os resultados relativamente à rigidez onde se conclui: existem desvios consideráveis nos valores da rigidez do Estado I, sendo que o valor experimental é cerca de 42% inferior ao determinado na ANL; no Estado II, o desvio de 12% é reduzido. Nesta viga, a relação  $K_I/K_{II}$ , determinada experimentalmente, é aproximadamente igual a 3.

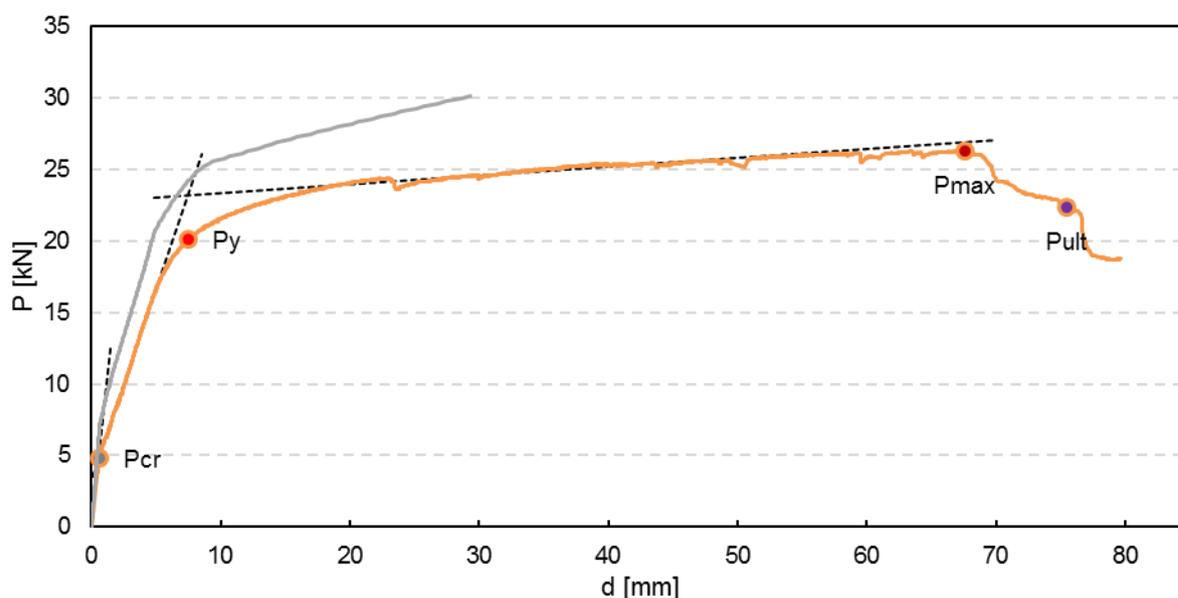


Figura 4.8 - Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VM2.

Quadro 4.8- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VM2.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	4,83	8,10	68%	3,70	23%
$P_y$	20,1	22,9	14%	25,9	29%
$P_{max}$	26,3	30,1	14%	37,2	41%
$P_y/P_{cr}$	4,16	2,83	32%	7,00	68%
$P_{max}/P_y$	1,31	1,31	0,0%	1,44	9,3%

Quadro 4.9- Valores de Rigidez apurados para a Viga VM2.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
$K_I$	7,98	11,3	42%
$K_{II}$	2,67	2,98	12%
$K_{III}$	0,06	0,22	255%

### 4.3.3 Viga de Cinzas VC2

Como referido, 32 dias após a construção, o material apresentava uma tensão média de rotura à compressão de  $f_{fm}=25,6MPa$ . Esta viga foi ensaiada no dia seguinte. Iniciado com uma pré carga de 0,86kN, o ensaio prosseguiu até final com velocidade constante de 0,003mm/s e durou cerca de 191 min. A Figura 4.10 refere-se ao ensaio desta viga.

Na Figura 4.9 e no Quadro 4.10 apresentam-se os resultados: tal como na Viga VC1, existem grandes desvios em relação aos valores esperados. Tendo em conta o facto de estarem inicialmente fissuradas, e sendo este um fator decisivo para a sua rejeição como aplicação estrutural, daqui em diante, apenas serão apresentados os resultados obtidos, não merecendo qualquer análise mais detalhada. Contudo, em princípio, todos os problemas terão aí a sua origem. A rotura do aço de tração foi o fator condicionante para a resistência do elemento.

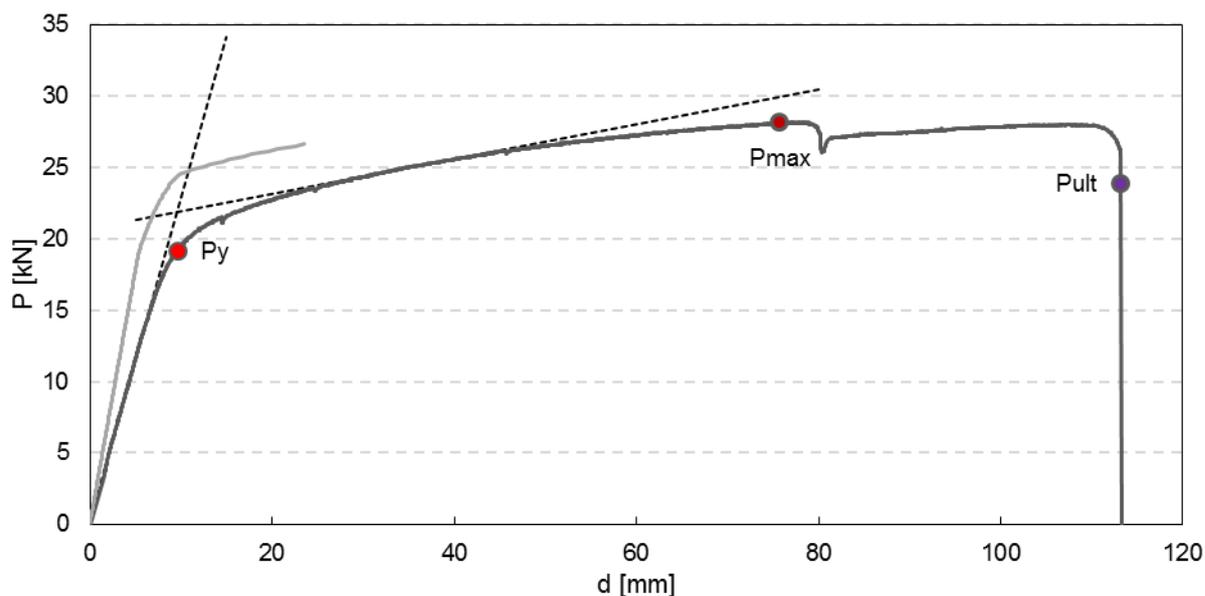


Figura 4.9- Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VC2.

Quadro 4.10 - Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VC2.

Carga [kN]	Exp.	ANL	RM
$P_y$	19,2	21,5	25,9
$P_{max}$	28,1	26,6	28,9

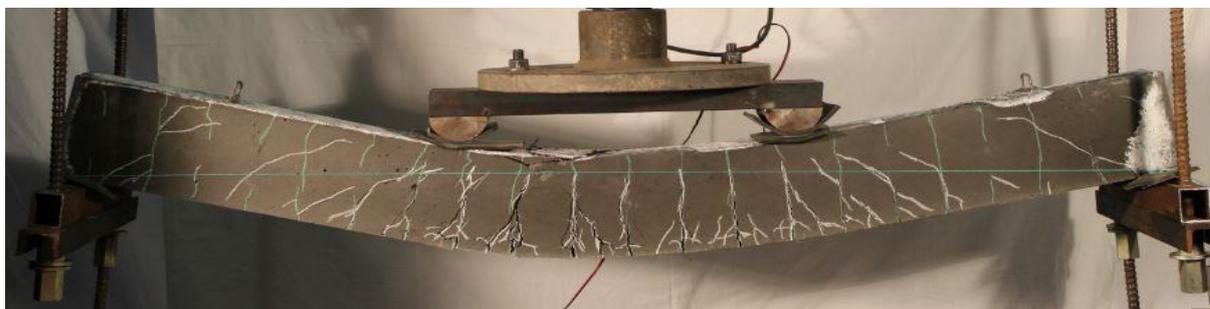


Figura 4.10- Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VC2.

#### 4.4 Vigas pouco armadas

As Vigas VA3, VM3 e VC3 foram constituídas por 4 varões  $\phi 6$  de aço A500ER na armadura longitudinal de tração ( $\rho=0,75\%$ ), 2 varões  $\phi 6$  de aço A500ER na armadura de compressão e distribuição de estribos idêntica às demais ensaiadas.

##### 4.4.1 Viga de Argamassa VA3

A viga foi ensaiada 36 dias após betonagem. O valor médio espectável da tensão de rotura do material à compressão foi de  $f_{cm}=41,8\text{MPa}$ . A pré-carga foi de 0,56 kN, e a velocidade inicial de 0,003mm/s. A duração total foi de aproximadamente 370 min. Este ensaio teve uma duração anormalmente longa devido a um bloqueio que se verificou com o controlador do atuador, tendo-se optado por o deixar decorrer até à parte final deste. Nessa altura, após 344 min, procedeu-se ao reiniciar do controlador para alterar a velocidade para 0,01 mm/s. Volvidos mais 9 min, procedeu-se a um novo aumento da velocidade para 0,02 mm/s.

O colapso da viga ocorreu por rotura da argamassa comprimida na zona central da viga, conjuntamente com a instabilização da armadura de compressão. A rótula plástica formou-se precisamente a meia distância entre os dois pontos de aplicação da ação.

A Figura 4.11 apresenta as curvas  $P-d$  para a Viga VA3. De realçar a quase coincidência entre estas curvas até ao ponto de cedência, divergindo a partir daí, tal como nos casos anteriores. Apesar de a rotura ocorrer no betão comprimido, verifica-se alguma capacidade plástica da viga, proporcional à dimensão do deslocamento relativo entre os pontos de rotura e de

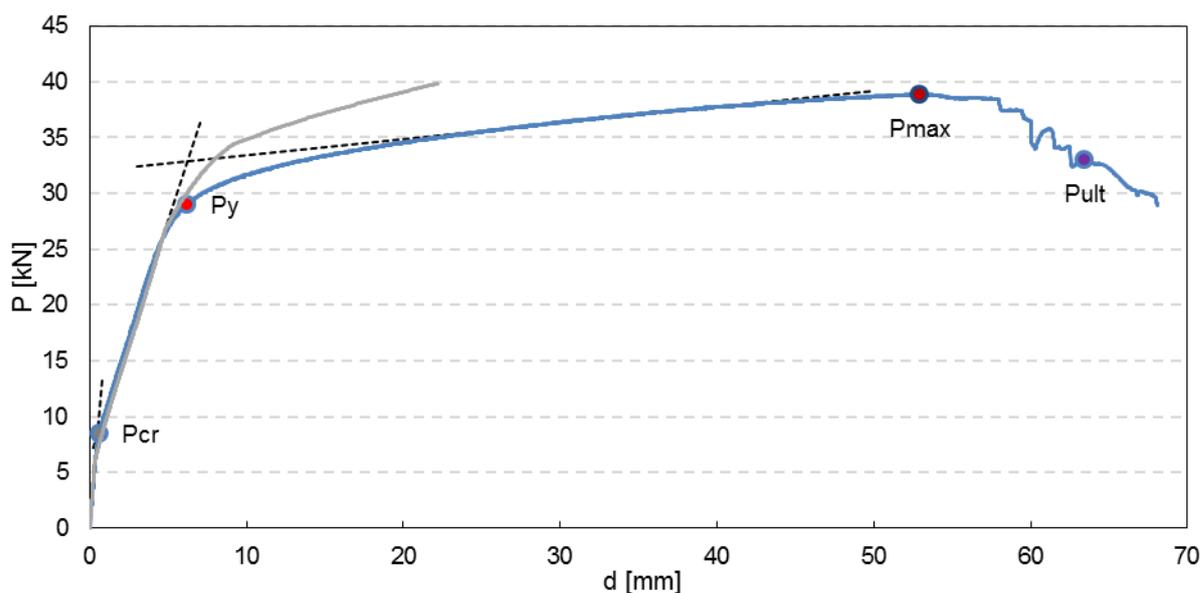


Figura 4.11- Curvas  $P-d$  Experimental e teórica da Viga VA3.

cedência da viga. A rotura ocorre pouco depois de ter sido atingido o ponto de carga máxima.

No Quadro 4.11 apresentam-se os valores correspondentes nos pontos característicos das duas curvas da Figura 4.11. A maior discrepância ocorre, tal como nos casos anteriores, ao nível da carga de fissuração, sendo superior o valor experimental. Já os desvios para as cargas  $P_y$  e  $P_{max}$  são desprezáveis para a metodologia ANL, e são moderados para a RM. Nesta viga a amplitude da fase de fissuração é 3,4 vezes superior á elástica e o coeficiente de segurança extra é superior a 30%. O Quadro 4.12 apresenta os resultados relativos aos valores da rigidez, os quais apresentam desvios aceitáveis. Neste caso, o quociente  $K_I/K_{II}$  é ligeiramente inferior a 4.

Quadro 4.11- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VA3.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	8,55	6,18	28%	4,09	57%
$P_y$	29,0	30,3	4,3%	34,0	17%
$P_{max}$	38,9	39,8	2,4%	38,9	0,1%
$P_y/P_{cr}$	3,40	4,90	44%	8,33	145%
$P_{max}/P_y$	1,34	1,31	1,8%	1,14	15%

Quadro 4.12- Valores de Rigidez apurados para a Viga VA3.

Rigidez	Experimental	ANL	Desv. ANL
$K_I$	16,7	19,3	15%
$K_{II}$	4,27	4,54	6,3%
$K_{III}$	0,15	0,41	184%

#### 4.4.2 Viga de Metacaulino VM3

A Viga VM3 foi ensaiada ao 20º dia, no mesmo dia do ensaio dos cubos deste material à compressão, cuja resistência média foi de  $f_{mm}=36,9 MPa$ . O ensaio desta viga iniciou-se com uma pré carga de 0,89kN e teve uma duração anormalmente curta, limitando-se a 69 min, sendo que todo o ensaio se desenrolou a uma velocidade de 0,003mm/s.

Ao contrário das vigas anteriormente analisadas, esta apresentou flecha máxima muito inferior às restantes; inferior a 5cm. Nesta viga, em particular, as fissuras nas zonas laterais, devidas também ao esforço transversal, formaram-se em grande quantidade e dimensão (ver Figura 4.13), não tendo no entanto condicionado a resistência do elemento que uma vez mais rompeu por esmagamento do material na parte comprimida da zona central, em todo o espaço entre os pontos de aplicação da ação.

A Figura 4.12 apresenta as curvas  $P-d$  para a Viga VM3. Esta viga ostenta um comportamento algo particular, dado que o ponto de fissuração é quase impercetível, ou seja, a rigidez do Estado II é quase igual à rigidez no Estado I. De assinalar ainda que os desvios entre a curva experimental e a ANL é mais expressivo nesta viga do que nas anteriores.

No Quadro 4.13 são apresentados os resultados obtidos para esta viga. À semelhança do que vem acontecendo, os maiores desvios verificam-se na carga de fissuração. Relativamente à carga  $P_y$ , registam-se desvios moderados para a ANL, mas são consideráveis para a RM. Na carga  $P_{máx}$ , os desvios são significativos para ambas as análises. O coeficiente de segurança extra é ligeiramente inferior a 30%. No Quadro 4.14 apresentam-se os resultados relativamente à rigidez onde se constata a particularidade mencionada relativamente ao ponto de fissuração da viga, notando-se que os valores de  $K_I$  são apenas 9% superiores a  $K_{II}$ . Os desvios de  $K_I$  são, como de uma forma geral tem acontecido nas restantes vigas, intoleráveis; no Estado II, o desvio é aceitável. Neste caso, é de supor que algo de anormal se passou ao longo da fase elástica.

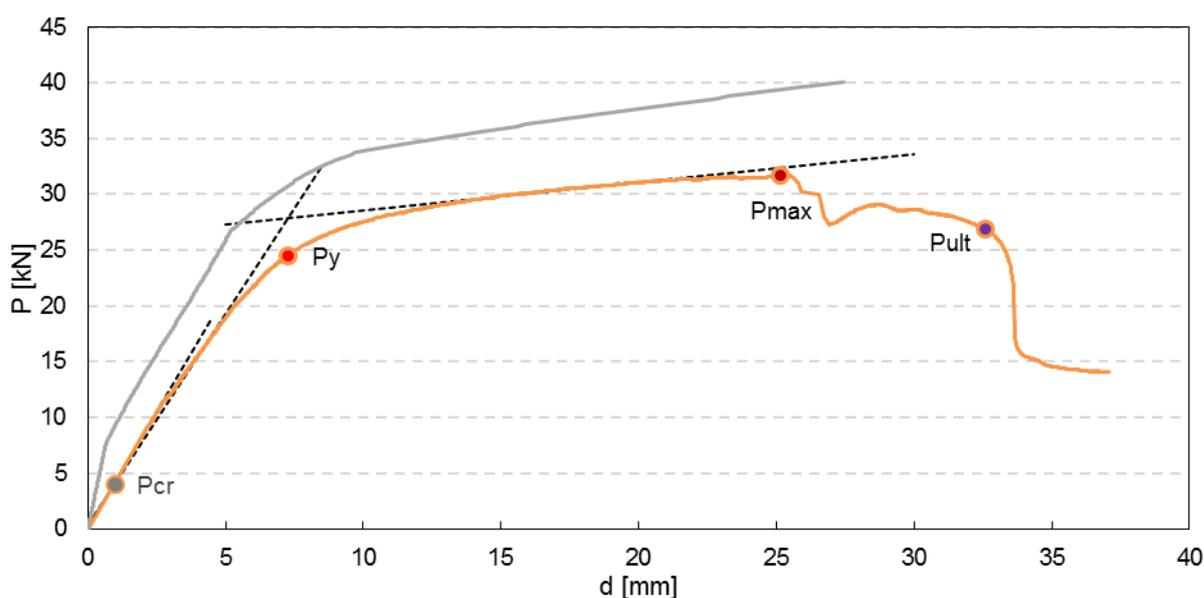


Figura 4.12- Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VM2.

Quadro 4.13- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VM3.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	3,98	8,10	103%	3,62	9,0%
$P_y$	24,5	29,9	22%	33,9	39%
$P_{max}$	31,7	40,1	27%	48,7	54%
$P_y/P_{cr}$	6,15	3,69	40%	9,37	52%
$P_{max}/P_y$	1,29	1,34	3,9%	1,44	11%

Quadro 4.14- Valores de Rigidez apurados para a Viga VM3.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
$KI$	4,19	11,8	183%
$KII$	3,79	4,08	7,8%
$KIII$	0,25	0,35	39%



Figura 4.13- Desenvolvimento de fissuras da Viga VM2.

#### 4.4.3 Viga de Cinzas VC3

A viga VC3 foi ensaiada 32 dias após a construção, sendo que nesse mesmo dia o material apresentava uma tensão média de rotura à compressão de  $f_{fm}=25,6MPa$ . Um problema com o “DataLogger” fez com que se perdessem irremediavelmente os resultados registados deste ensaio.

Dos dados que foi possível salvar, constata-se que a carga máxima que a viga suportou foi de  $31,0 kN$ , altura em que tinha alongado cerca de  $2 cm$  e a flecha já era superior a  $8 cm$ . A viga rompeu por esmagamento do material comprimido, acompanhado de instabilização da armadura comprimida.

## 4.5 Vigas normalmente armadas

As Vigas VA4, VM4 e VC4 foram construídas usando 3 varões  $\phi 8$  de aço A500NR na armadura longitudinal de tração ( $\rho=1,01\%$ ), 2 varões  $\phi 6$  de aço A500ER na armadura de compressão e distribuição de estribos idêntica às demais ensaiadas.

### 4.5.1 Viga de Argamassa VA4

O valor médio espectável da tensão de rotura do material à compressão, 37 dias após betonagem, foi de  $f_{cm}=41,9\text{MPa}$ . A pré-carga foi de  $0,52\text{ kN}$ , e a velocidade inicial de  $0,003\text{ mm/s}$ . O ensaio durou aproximadamente 193 min. Efetuaram-se paragens aos 93, 170 e 180 min, para mudar a velocidade para  $0,006$ ,  $0,01$ , e  $0,02\text{ mm/s}$ , respetivamente.

Tal como fora previsto, a rotura do material comprimido condicionou a resistência da peça, em conjunto com a instabilidade da armadura de compressão. Verificou-se ainda que a peça encurvou, presumivelmente por falta de simetria da resistência da viga no seu plano, podendo esta ter sido originada por uma possível irregularidade na superfície superior da peça.

Na Figura 4.14 apresentam-se as curvas  $P-d$  para a Viga VA4. Neste caso, próximo do ponto de cedência, estas curvas são significativamente distintas das anteriores, em virtude do tipo de aço utilizado na armadura tracionada. De facto, o ponto de cedência é muito mais vincado, e após esta, as cargas pouco crescem, encontrando-se o ponto  $P_{máx}$  muito mais próximo de  $P_y$ . Tal como anteriormente, a curva ANL separa-se significativamente da curva experimental após o ponto  $P_y$ . Para além disso, após a cedência, verifica-se uma grande irregularidade na

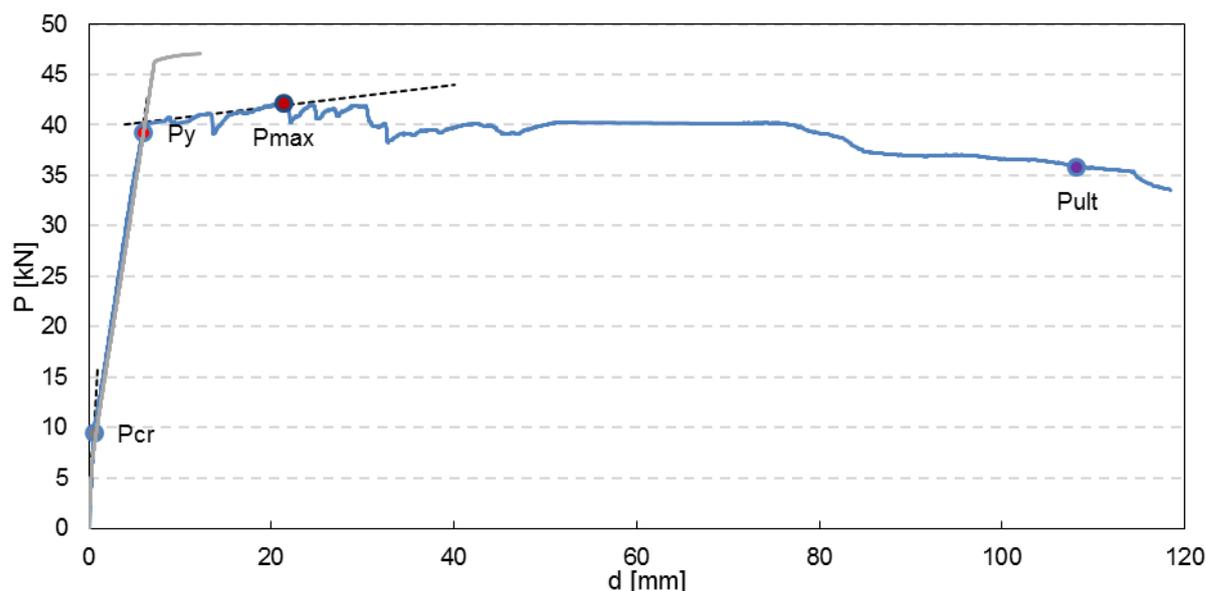


Figura 4.14- Curvas  $P-d$  Experimental e teórica da Viga VA4.

curva experimental. Esta irregularidade está diretamente relacionada com os instantes em que ocorreram roturas parciais no material comprimido, e conseqüente ganho de resistência até nova rotura parcial. Apesar disso, e porque se trata de uma viga cuja rotura se dá pelo betão, conjuntamente com instabilidade parcial da armadura comprimida, é de salientar a capacidade dúctil desta viga.

No Quadro 4.15 apresentam-se os correspondentes resultados, onde, mais uma vez se verifica que os maiores desvios ocorrem ao nível da carga de fissuração. Para a carga  $P_y$  os desvios são moderados e para a carga  $P_{máx}$  são reduzidos para ANL e moderados para RM. Já a relação  $P_y/P_{cr}$  vale 4,1, e o coeficiente de segurança extra é inferior a 8%. De facto, este tipo de aço conduz a um valor superior de  $P_y$ , o qual aumenta  $P_y/P_{cr}$  e reduz  $P_{máx} / P_y$ . Relativamente à rigidez, no Quadro 4.16 apresentam-se os resultados observados, cujos desvios não são diferentes do anterior. De salientar que a relação  $K_I / K_{II}$  é, neste caso, inferior a 2,8.

Quadro 4.15- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VA4.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	9,47	6,46	32%	4,11	57%
$P_y$	39,2	46,3	18%	50,7	29%
$P_{max}$	42,2	47,0	11%	29,2	31%
$P_y/P_{cr}$	4,14	7,17	73%	12,3	198%
$P_{max}/P_y$	1,08	1,02	5,6%	0,58	46%

Quadro 4.16- Valores de Rigidez apurados para a Viga VA4.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
$K_I$	16,0	19,6	23%
$K_{II}$	5,80	5,72	1,3%
$K_{III}$	0,11	0,19	77%

#### 4.5.2 Viga de Metacaulino VM4

O ensaio desta viga realizou-se ao 19º dia após a construção ( $f_{mm}=36,9MPa$ ). A pré-carga de ensaio foi de 0,70kN. O ensaio iniciou-se a uma velocidade de 0,004mm/s, sendo que apenas foi efetuada uma paragem para aumentar a velocidade para 0,01mm/s quando decorriam 101min de ensaio. No total, o ensaio durou cerca de 146min.

Também esta viga, à semelhança da anterior, apresentou uma grande quantidade de fissuras nas zonas laterais, sem que tenham condicionado a resistência da peça. A flecha máxima a meio vão foi relativamente pequena, não excedendo os 5 cm, sendo que a rotura se deu por

esmagamento do material comprimido, juntamente com instabilidade da armadura comprimida, tal como esperado.

A Figura 4.15 apresenta as curvas  $P-d$  para a Viga VM4. À semelhança da Viga VA4, que possui igual quantidade de armadura, a viga atinge um pico de resistência, sendo que depois ocorrem perdas de resistência correspondentes a esmagamentos pontuais do material comprimido, sendo que  $P_{máx}$  se encontra muito próximo de  $P_y$ , não havendo um patamar de plastificação longo, como nas vigas anteriores. Nota-se também um aumento do desvio entre as curvas experimental e teórica à medida que aumenta a quantidade de armadura de tração.

No Quadro 4.17 pode verificar-se que, novamente, os maiores desvios ocorrem ao nível da carga de fissuração: maiores desvios para ANL; menores para RM. No que respeita aos restantes pontos característicos, todos os desvios se encontram entre um nível moderado a significativo para ambas as análises.

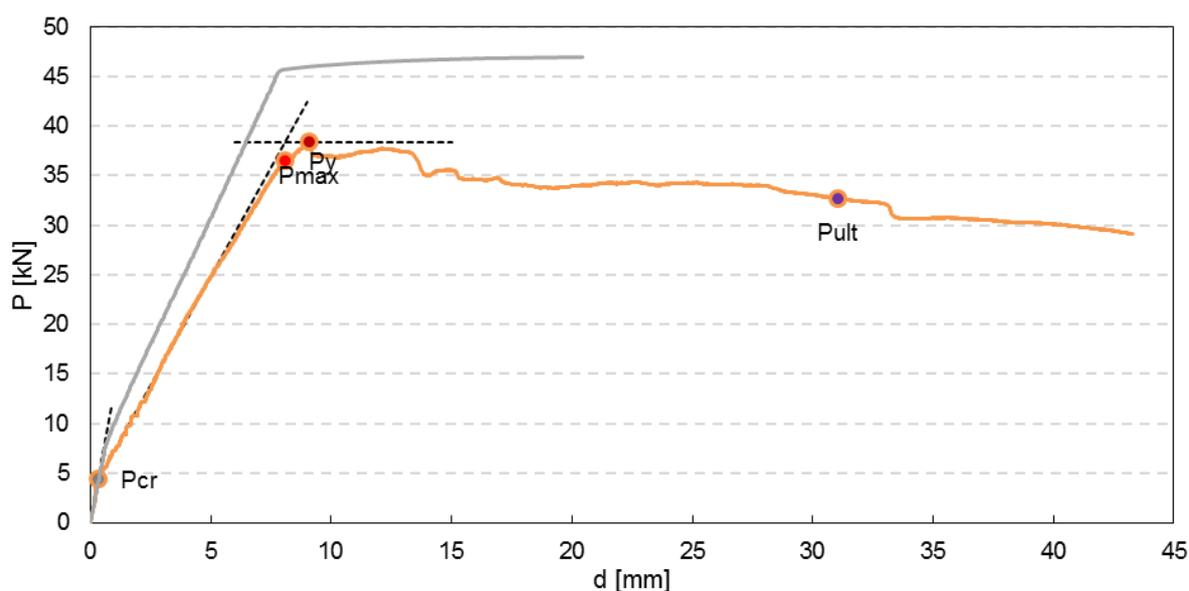


Figura 4.15- Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VM4.

Quadro 4.17- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VM4.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	4,10	8,81	115%	3,75	8,5%
$P_y$	36,0	45,7	27%	48,4	34%
$P_{max}$	38,5	46,9	22%	55,5	44%
$P_y/P_{cr}$	8,79	5,19	41%	12,91	47%
$P_{max}/P_y$	1,07	1,03	3,9%	1,15	7,3%

No Quadro 4.18 são apresentados os resultados relativamente à rigidez. Pode concluir-se que os desvios são muito reduzidos nos valores da rigidez do Estado *I* e moderados no Estado *II*. Neste caso, o quociente  $K_I/K_{II}$  vale quase 3,0.

Quadro 4.18- Valores de Rigidez apurados para a Viga VM4.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
<i>KI</i>	16,4	12,3	25%
<i>KII</i>	4,51	5,13	14%
<i>KIII</i>	0,00	0,08	-

#### 4.5.3 Viga de Cinzas VC4

A Viga VC4 foi ensaiada 31 dias após construção ( $f_{cm}=25,6MPa$ ). Iniciado com uma pré carga de 0,80kN, o ensaio prosseguiu até final com velocidade constante de 0,01mm/s e durou cerca de 102min. A Figura 4.16 e o Quadro 4.19 apresentam os resultados para esta viga. A rotura deu-se por esmagamento do material comprimido, acompanhado de instabilização da armadura comprimida. Neste caso, é de salientar a divergência entre as duas curvas.

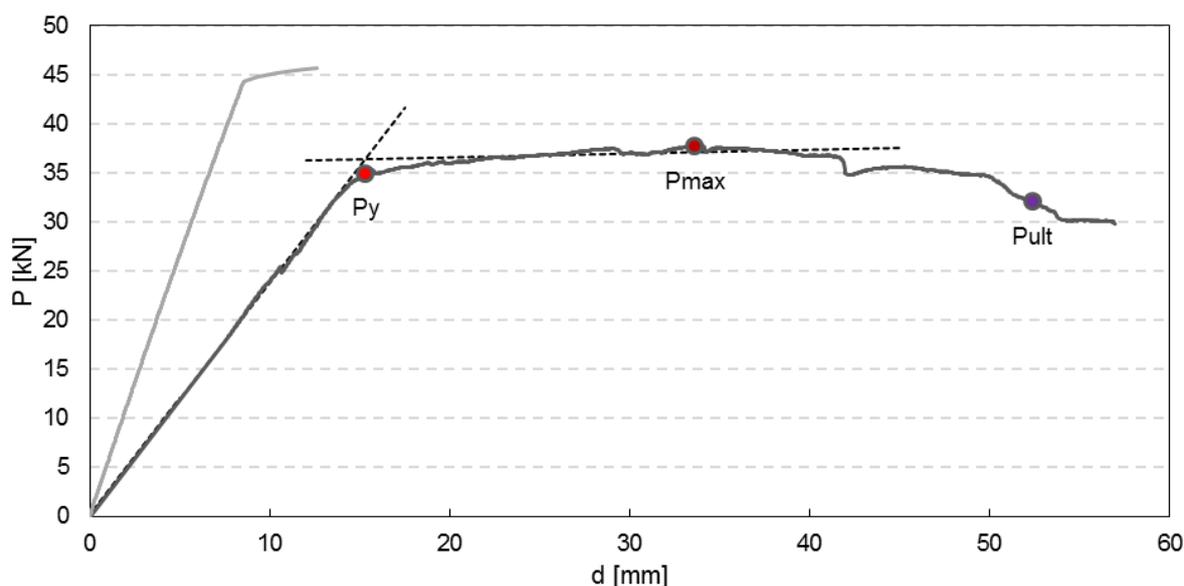


Figura 4.16- Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VC4.

Quadro 4.19 - Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VC4.

Carga [kN]	Exp.	ANL	RM
$P_y$	34,9	43,6	50,5
$P_{max}$	37,7	45,8	29,4

## 4.6 Vigas suficientemente armadas

As Vigas VA5, VM5 e VC5 foram construídas usando 4 varões  $\phi 8$  de aço A500NR na armadura longitudinal de tração ( $\rho=1,34\%$ ), 2 varões  $\phi 6$  de aço A500ER na armadura de compressão e distribuição de estribos idêntica às demais ensaiadas.

### 4.6.1 Viga de Argamassa VA5

O valor médio espectável da tensão de rotura deste material à compressão foi de  $f_{cm}=41,7MPa$ , após 35 dias da betonagem. O ensaio foi iniciado com uma pré carga de 0,81kN a uma velocidade de 0,003mm/s. Foram efetuadas paragens aos 162, 175 e 192min para alteração da velocidade para 0,006, 0,01 e 0,02mm/s, respetivamente.

A rotura da viga ocorreu por esmagamento do material comprimido, acompanhado de instabilização da armadura de compressão, tal como previsto. Formou-se uma rótula plástica próximo de um dos pontos de aplicação da ação.

Apresentam-se, na Figura 4.17, as curvas  $P-d$  para esta viga. Tal como verificado nas restantes vigas deste material, no Estado I e no Estado II, as curvas são praticamente coincidentes, verificando-se as diferenças após a cedência. Para além disso, também é subentendido o tipo de aço tracionado, visível na forma das curvas junto ao ponto  $P_y$  e na proximidade do ponto  $P_{máx}$ . Ao longo da formação da rótula plástica, o diagrama experimental é um pouco irregular, contendo algumas quebras repentinas que coincidiram com esmagamentos na zona comprimida da peça.

No Quadro 4.20 exibem-se os resultados apurados para os pontos característicos da viga VA5.

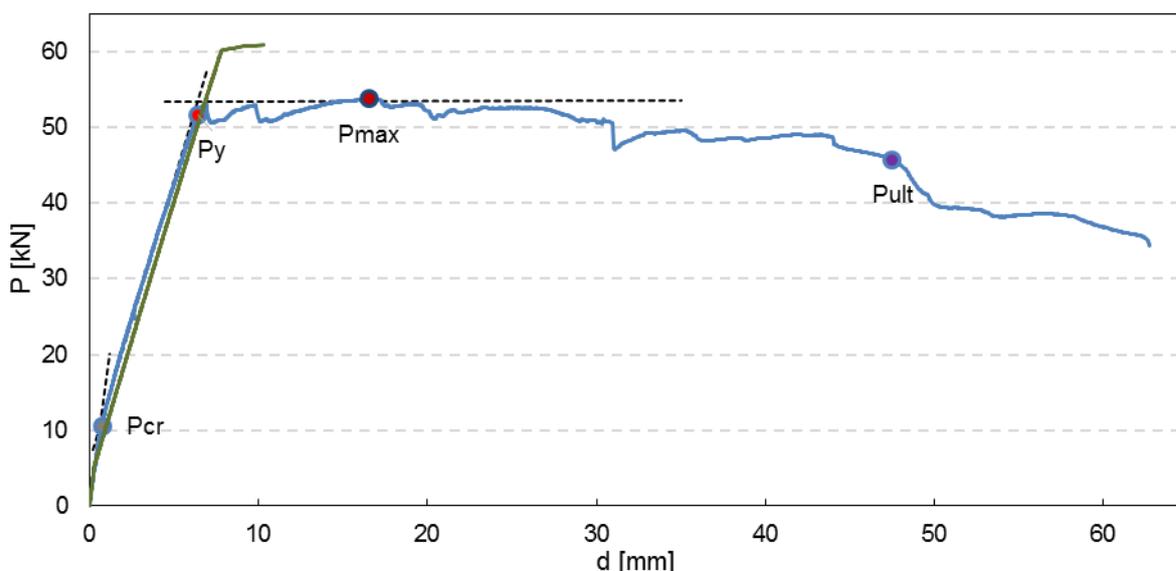


Figura 4.17 - Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VA5.

À semelhança das restantes vigas em análise, as maiores diferenças concentram-se no ponto da carga  $P_{cr}$ , no qual o valor experimental é superior. Quando comparados os valores de  $P_y$ , os desvios são moderados. As diferenças observadas são sempre superiores no caso da *RM*. Também neste caso, em virtude do tipo de armadura utilizado, a amplitude da fase de fissuração é superior às anteriores, enquanto que o coeficiente de segurança extra é inferior. De salientar neste caso, que a carga máxima é apenas superior em 4% ao valor  $P_y$ .

O Quadro 4.21 apresenta a comparação entre a viga em estudo e a *ANL*, onde os desvios são quase iguais aos da viga anterior. Importa realçar que, neste caso, a relação  $K_I/K_{II}$  é inferior a 2,3. Este valor é significativamente inferior ao sugerido na bibliografia da especialidade, por exemplo na *NP EN1992-1-1*.

Quadro 4.20- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VA5.

Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	10,6	6,89	35%	3,80	64%
$P_y$	51,6	59,8	16%	63,4	23%
$P_{max}$	53,7	60,8	13%	45,4	16%
$P_y/P_{cr}$	4,86	8,69	79%	16,7	243%
$P_{max}/P_y$	1,04	1,02	2,2%	0,72	31%

Quadro 4.21- Valores de Rigidez apurados para a Viga VA5.

Rigidez	Exp,	ANL	Desv. ANL
$K_I$	16,8	19,5	17%
$K_{II}$	7,41	7,23	2,4%
$K_{III}$	0,00	0,23	-

#### 4.6.2 Viga de Metacaulino VM5

A viga com maior quantidade de armadura longitudinal de tração foi ensaiada ao 17º dia após a construção ( $f_{mm}=36,9MPa$ ). A pré-carga foi de 0,56kN, tendo-se iniciado o ensaio a uma velocidade de 0,003 mm/s. Após cerca de 110 min, a velocidade foi aumentada para 0,006mm/s e voltou a ser aumentada para 0,01 mm/s volvidos 17 min, velocidade que se manteve até final do ensaio. A duração total do ensaio foi de aproximadamente 140 min.

O comportamento da viga foi em tudo semelhante ao da Viga VM4, apresentando uma flecha máxima inferior a 4cm, e uma grande quantidade de fendas nas zonas laterais. A viga encurvou relativamente ao seu plano de flexão, presumivelmente por falta de simetria da resistência da viga no seu plano, podendo esta ter sido originada por uma possível

irregularidade na superfície superior da peça, ou por instabilidade de um dos varões comprimidos.

A Figura 4.18 apresenta as curvas  $P-d$  para a Viga VM5. Esta viga apresenta um comportamento semelhante à Viga VM4 e à Viga VA5. Aliás, este comportamento tem-se verificado nas vigas com  $\rho$  mais elevado, nomeadamente ao nível da sua reduzida ductilidade. Os desvios para a curva experimental são ainda mais acentuados nesta viga.

O Quadro 4.3 apresenta os resultados obtidos para esta viga: nesta viga, os desvios ao nível da carga de fissuração, apesar de consideráveis, não são tão elevados como nas vigas anteriores; e, tanto para a carga  $P_y$ , como para  $P_{máx}$ , os desvios são moderados para ambas as análises. O Quadro 4.4 apresenta os resultados relativamente à rigidez, onde se conclui que os desvios são moderados quer no Estado *I* quer no *II*. Neste caso, o quociente  $K_I/K_{II}$  é ligeiramente inferior a 2,2.

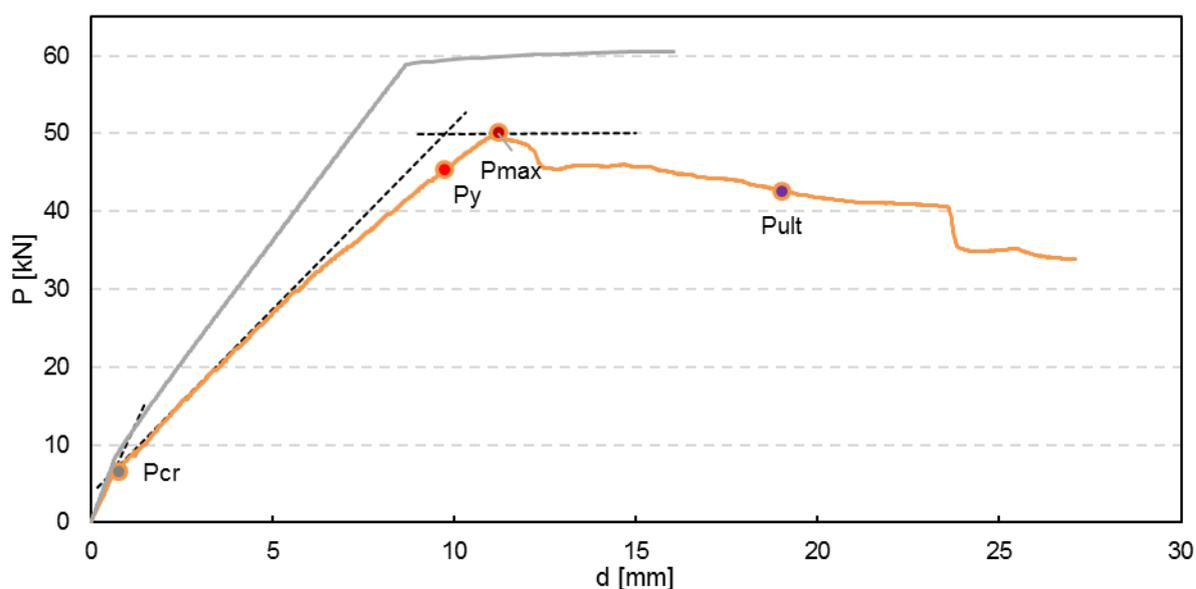


Figura 4.18 - Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VM5.

Quadro 4.22- Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VM5

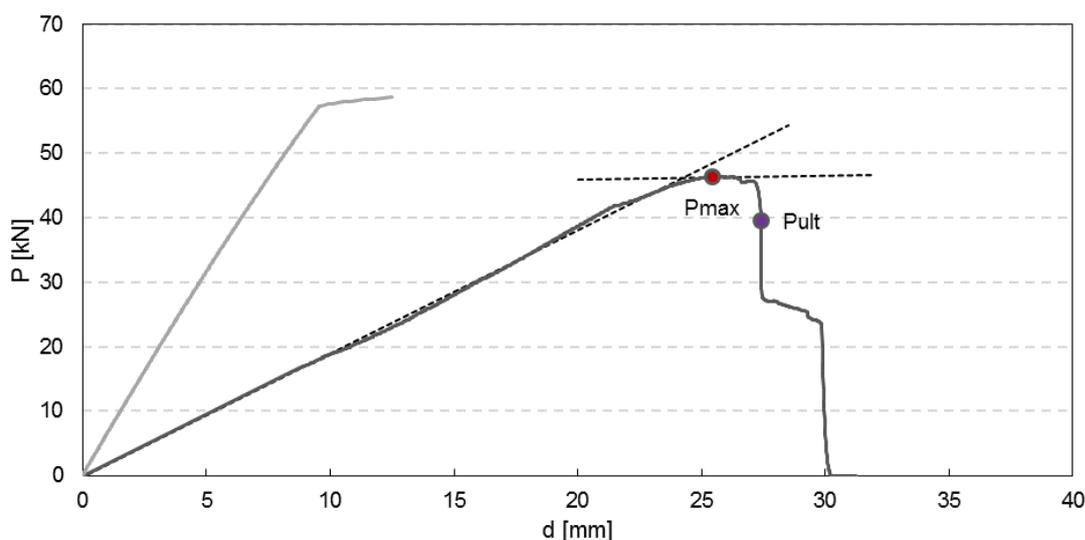
Carga [kN]	Exp.	ANL	Desv. ANL	RM	Desv. RM
$P_{cr}$	6,50	9,46	46%	3,60	45%
$P_y$	45,3	58,7	29%	63,0	39%
$P_{max}$	50,1	60,6	21%	66,7	33%
$P_y/P_{cr}$	6,98	6,20	11%	17,5	151%
$P_{max}/P_y$	1,11	1,03	6,5%	1,06	4%

Quadro 4.23- Valores de Rigidez apurados para a Viga VM5.

Rigidez	Exp.	ANL	Desv. ANL
<i>KI</i>	10,3	12,6	22%
<i>KII</i>	4,77	6,30	32%
<i>KIII</i>	0,05	0,22	345%

#### 4.6.3 Viga de Cinzas VC5

A Viga VC5 foi ensaiada 31 dias após a sua construção ( $f_{cm}=25,6MPa$ ). Iniciado com uma pré carga de 0,68kN, o ensaio prosseguiu até final com uma velocidade constante de 0,01 mm/s e durou cerca de 83min. De modo distinto relativamente a todas as outras, esta viga rompeu por esforço transversal. A Figura 4.19 e o Quadro 4.24 apresentam os valores apurados. Neste caso, verifica-se que a análise ANL está muito afastada da realidade, a qual também se encontra condicionada pelo estado fissurado inicial da viga.

Figura 4.19 - Curvas  $P-d$  experimental e teórica da Viga VC5.

Quadro 4.24 - Valores das cargas nos pontos característicos da curva da Viga VC5.

Carga [kN]	Exp.	ANL	RM
$P_y$	45,5	56,9	66,6
$P_{max}$	46,4	58,7	30,6

## 5 ANÁLISE COMPLEMENTAR

No capítulo anterior foram apresentados os resultados obtidos, viga a viga. O presente capítulo tem como objetivo fazer uma análise global destes resultados. Inicialmente comparar-se-ão os resultados obtidos nas Vigas de Argamassa, com resultados existentes na bibliografia, para vigas de betão armado; seguidamente comparar-se-ão esses resultados com os obtidos nas vigas de geopolímero, a fim de concluir acerca do tema desta dissertação que incide na possibilidade, ou não, de utilização deste material para aplicação na construção de elementos estruturais. Neste caso, pelas razões apontadas, não se consideram os resultados obtidos nos ensaios das vigas de cinzas.

### 5.1 Efeito de escala em vigas armadas

Por se terem ensaiado vigas com dimensões reduzidas, relativamente à construção corrente, interessa comparar estes resultados com os de vigas “normais”. De facto, vigas com largura de  $10\text{ cm}$ , ou estribos  $\phi 4$ , não são usuais no âmbito da Eng<sup>a</sup> Civil.

Para o efeito, recorreu-se a um conjunto vasto de vigas de betão armado anteriormente ensaiadas no LEMEC, as quais têm em comum as dimensões:  $3\text{ m}$  de comprimento e secção transversal com  $20\text{ cm}$  de largura e  $30\text{ cm}$  de altura. Ou seja, estas dimensões correspondem o dobro daquelas usadas nas vigas deste trabalho.

Assim, utilizaram-se, como termo de comparação, diversos conjuntos de resultados experimentais publicados por (Lopes et al, 2012), (Ferreira, 2009), (Costa, 2010) e (Gomes, 2011). Nestas publicações encontram-se os resultados relativos às cargas  $P_{cr}$ ,  $P_y$  e  $P_{máx}$ , bem como os demais elementos para o que se segue.

De forma a comparar valores de elementos com diferentes dimensões, importa realizar esta comparação em termos adimensionais. Neste caso, utilizou-se o conceito de momento reduzido.

Assim, para o momento reduzido de fissuração  $\mu_{cr}$  utiliza-se a seguinte expressão:

$$\mu_{cr} = \frac{M_{cr}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ctm}} \quad (23)$$

Em que  $M_{cr}$  é o momento de fissuração,  $b$  e  $h$  são, respetivamente, a base e a altura da secção transversal e  $f_{ctm}$  representa o valor médio da tensão de rotura à tração do material.

Relativamente ao momento reduzido de cedência, a expressão será:

$$\mu_y = \frac{M_y}{b \cdot h^2 f_{sym}} \quad (24)$$

Neste caso substitui-se o momento de fissuração pelo momento de cedência  $M_y$  e  $f_{sym}$  pelo valor médio da tensão de rotura à compressão do material  $f_{cm}$ . Se no caso da expressão (23) se recomenda a utilização de  $f_{ctm}$ , porque se aceita que a fase elástica é essencialmente condicionada pela secção de betão, no ponto de cedência das armaduras, a condicionante será o valor da tensão de cedência das armaduras  $f_{sym}$ . Mas, de facto, na prática, não é seguido este caminho, tal como foi indicado no ponto 2.2.3.

Relativamente ao ponto de momento máximo  $M_{max}$ , onde se avalia  $\mu_{max}$ , procede-se de forma semelhante, utilizando-se neste caso o valor de médio de tensão de tração do aço,  $f_{sum}$ :

$$\mu_{max} = \frac{M_{max}}{b \cdot h^2 f_{sum}} \quad (25)$$

Neste caso, é adequado usar  $f_{sum}$  na expressão anterior, se a rotura da viga ocorrer na armadura tracionada, o que acontece geralmente em vigas muito pouco armadas. Nas vigas, onde a rotura acontece por esmagamento do betão comprimido, o parâmetro adequado seria  $f_{cm}$ . Optou-se por usar apenas  $f_{sum}$ .

Nas figuras seguintes são comparados os momentos reduzidos dos vários pontos característicos das curvas  $P-d$ . Da mesma cor, dos pontos característicos de cada série, são apresentadas as linhas de tendência que caracterizam esses conjuntos de pontos. Os marcadores com a forma de triângulo não foram usados na obtenção destas retas, visto que, como linhas, ficariam mais afastadas dos valores experimentais. Para além disso, como o objetivo também consiste em comparar vigas com taxas de armadura semelhantes, optou-se por não considerar as vigas com  $\rho$  superior a 2%.

Neste contexto, em função da taxa de armadura  $\rho$ , apresentam-se na Figura 5.1 os momentos de fissuração das VA ensaiadas neste trabalho e, para comparação, as Vigas de Betão Armado VBA referidas anteriormente. Conclui-se que os valores do momento reduzido são muito semelhantes nos 2 conjuntos de resultados. No entanto, em termos de linhas de tendência, é visível que a associada aos momentos de fissuração das vigas VA é relativamente mais inclinada. Também é claro que a quantidade de armadura interessa para  $M_{cr}$ , ou seja, o ponto de fissuração não depende

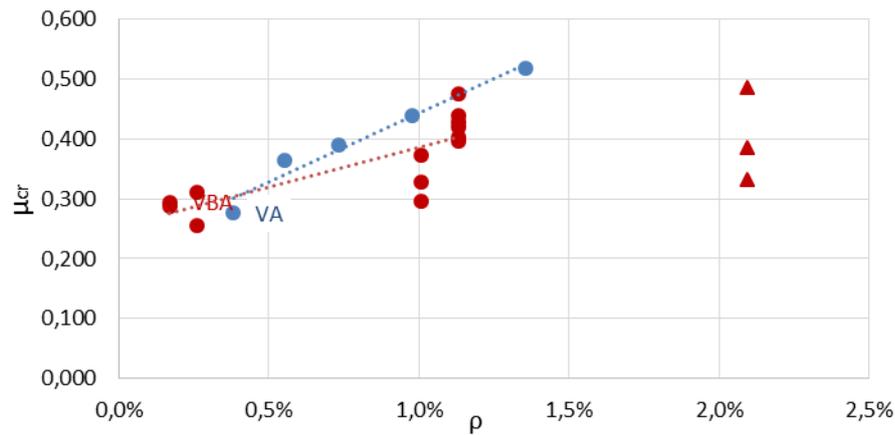


Figura 5.1 - Momento de Fissuração Reduzido – Vigas de betão e de argamassa.

somente da secção do betão. Neste âmbito, acredita-se que outros parâmetros possam assumir alguma relevância; o tipo e a dimensão dos inertes, o cimento, a relação água/cimento, os aditivos, o recobrimento, o diâmetro das armaduras transversais, etc, constituem exemplos disso, os quais, neste caso, não foram abordados.

A Figura 5.2 apresenta as curvas que traduzem a evolução do momento de cedência, em função de  $\rho$ . Neste caso existe homogeneidade dos pontos e as divergências entre as 2 linhas não têm grande significado, apenas ganhando algum significado com o aumento de  $\rho$ , não sendo significativas. Neste caso, utilizou-se a tensão  $f_{sym}$  em detrimento de  $f_{cm}$ , visto ser esta que controla a cedência da viga.

Apresenta-se, na Figura 5.3, a comparação entre pontos de momento máximo reduzido para os dois tipos de vigas, sendo que neste caso as inclinações das curvas são idênticas, deixando antever um pequena afastamento entre as curvas com o aumento de  $\rho$ .

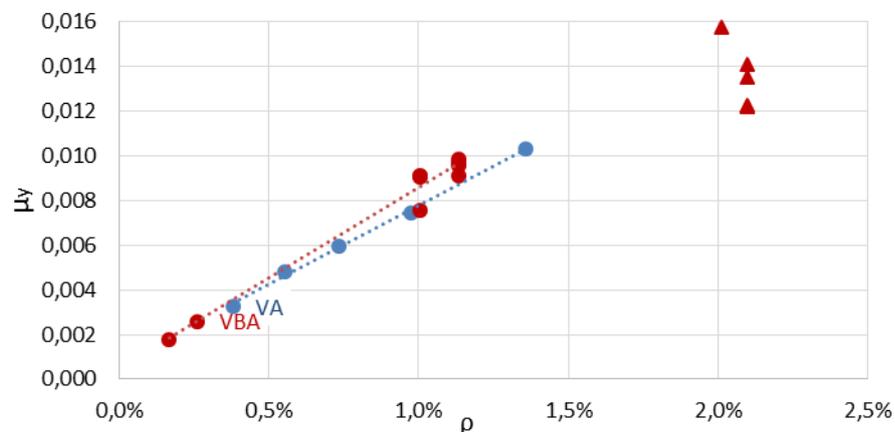


Figura 5.2 - Momento de Cedência Reduzido – Vigas de betão e de argamassa.



### 5.2.2 Momento de Cedência

A Figura 5.5 apresenta os resultados relativamente a  $\mu_y$ . Esta figura fornece excelentes indicadores quanto à utilização do metacaulino em aplicações estruturais. De facto, é muito semelhante o desempenho destas vigas, em comparação com as vigas de argamassa. De salientar a proporcionalidade entre  $\mu_y$  e  $\rho$ . Curiosamente, a linha de tendência tem declives de 0,71 e de 0,63 para a argamassa e para o metacaulino, respetivamente, e quase intersecta a origem. Esta linearidade assume uma maior relevância se for tido em conta o facto de, em cada grupo, as três vigas com menor taxa de armadura terem sido construídas com aço do tipo ER, e as restantes com aço do tipo NR.

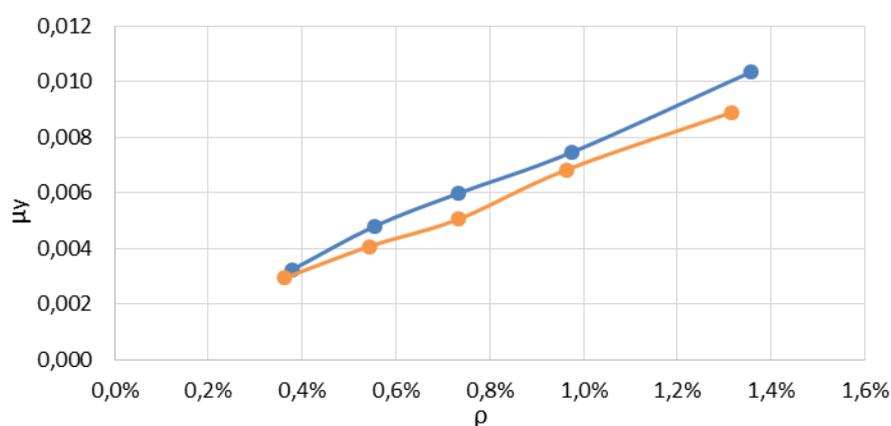


Figura 5.5 - Momento de Cedência Reduzido - Vigas de argamassa e de metacaulino.

### 5.2.3 Momento Máximo

A Figura 5.6 compara o momento máximo reduzido das vigas de argamassa com as de metacaulino. A coincidência parece ser quase total entre as duas curvas. Confirma aquilo que

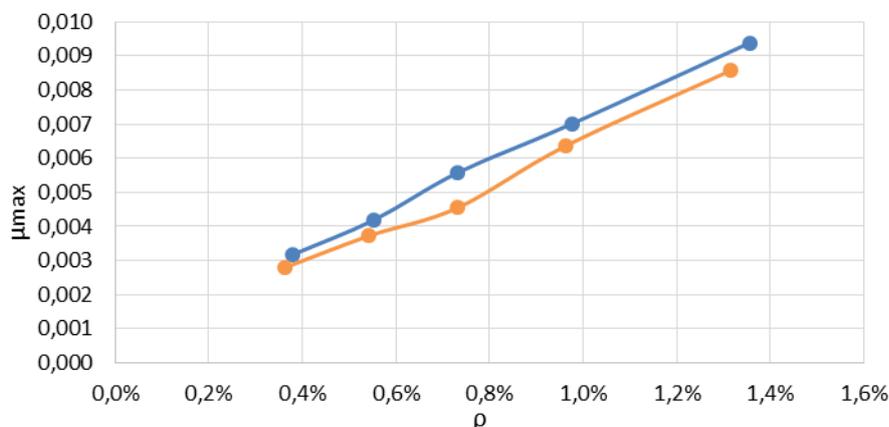


Figura 5.6 - Momento de máximo Reduzido – Vigas de argamassa e de metacaulino.

já foi descrito anteriormente: a este nível, as vigas de ambos os materiais apresentam comportamentos muito semelhantes. As ligeiras diferenças visíveis são completamente aceitáveis tendo em conta o carácter experimental deste trabalho. Neste caso a inclinação das curvas ainda é praticamente nula, com inclinações de 0,64 e 0,62 para as VA e VM, respetivamente.

#### 5.2.4 Rigidez

Importa ainda comparar a rigidez das várias vigas, quer a do Estado *I*, quer a do Estado *II*. Para o que se segue importa considerar o seguinte: em primeiro lugar, a rigidez, calculada nos diagramas  $P-d$ , representa o incremento de  $P$  correspondente a um incremento unitário do deslocamento  $d$ ; em segundo lugar, os deslocamentos verticais  $\delta v$  de uma viga, sujeita a uma carga concentrada  $P$ , são proporcionais a  $PL^3/EI$ , sendo  $L$  o vão e  $EI$  a rigidez de flexão. Esta segunda suposição admite que a deformação de corte pode ser desprezada. Então a forma encontrada para adimensionalizar o parâmetro rigidez, designada por rigidez adimensional  $K^*$ , consistiu em multiplicar  $K L^3/EI$ , sendo  $L=1,4m$  e  $EI$  é determinado por  $E_{cm}.b.h^3/12$ , no caso das vigas de argamassa, e por  $E_{mm}.b.h^3/12$  no caso das vigas de metacaulino. Neste caso,  $E_{cm}=31GPa$ , e  $E_{mm}=17GPa$ .

Na Figura 5.7 são apresentados os valores da rigidez adimensional do Estado *I* das Vigas VA, a azul, e os das Vigas VM, a laranja. Enquanto que nas primeiras as oscilações verificadas podem resultar de todo o processo experimental, o mesmo não se pode dizer das segundas: as oscilações de rigidez nas vigas de metacaulino demonstram uma muito reduzida consistência na previsão do seu comportamento. Não sendo resolvidos este tipo de problemas, será muito difícil a utilização deste material em elementos estruturais.

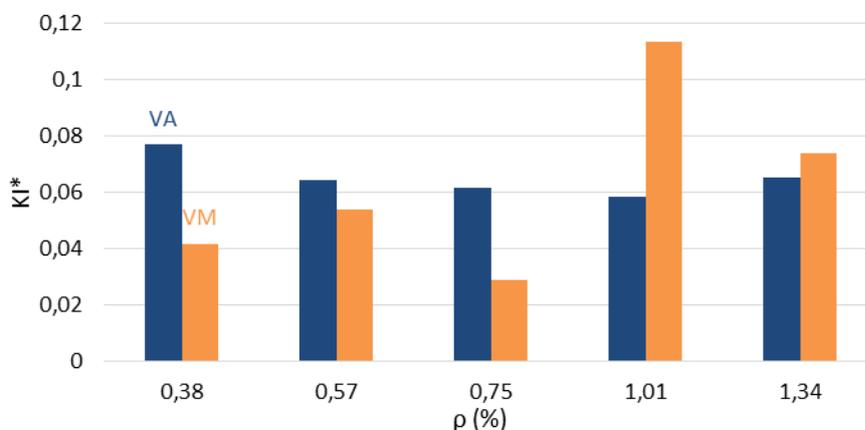


Figura 5.7 – Rigidez adimensional no Estado *I*.

Quando se compara a rigidez adimensional do Estado *II*, exibida na Figura 5.8 é evidente a menor rigidez das Vigas VM. Tal como já fora relatado no Capítulo 4, mas ao contrário do que acontece na rigidez do Estado *I*, a desejável linearidade da rigidez que aumenta à medida que aumenta  $\rho$  é alcançada.

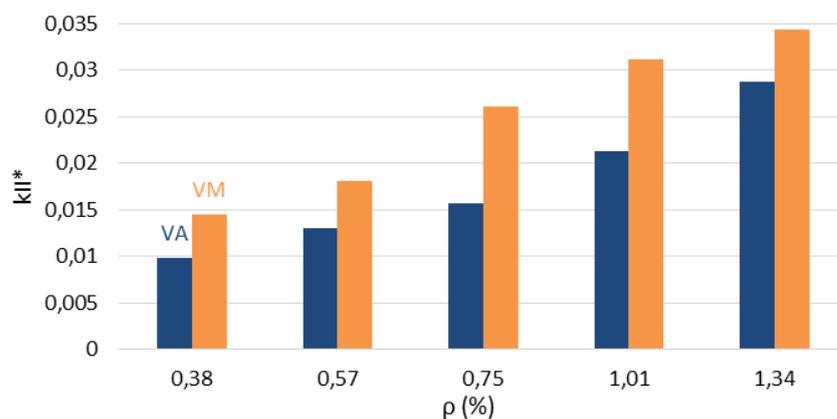


Figura 5.8 – Rigidez adimensional no Estado *II*.

A Figura 5.9 apresenta o quociente entre os valores da Rigidez do Estado *I* e do Estado *II*. É evidente uma tendência decrescente em relação aos valores de VA. Em relação aos valores VM eles são mais ou menos oscilantes de umas vigas para outras, na sequência da forte oscilação que se encontra na Rigidez do Estado *I*. O valor de 3,6 na quarta viga VM apenas confirma o que já fora explicado na análise daquela viga onde se concluiu que as rigidezes nos dois primeiros estados para aquela viga são muito semelhantes.

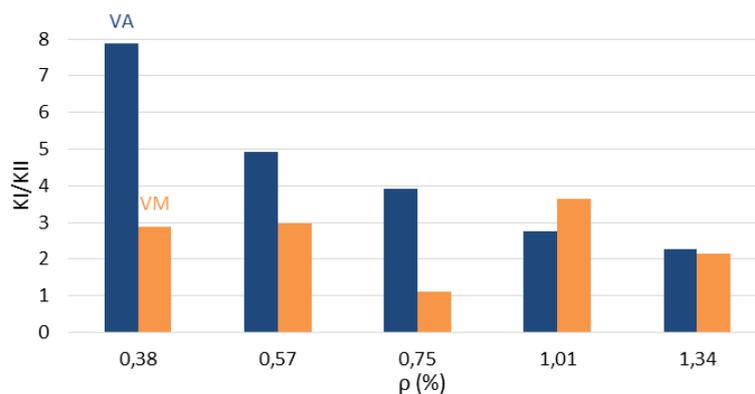


Figura 5.9 – Quociente entre valores da Rigidez do Estado *I* e do Estado *II*

## 6 CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentam-se as principais conclusões deste trabalho. São apresentadas também algumas propostas de trabalhos futuros relacionados com o tema aqui estudado.

### 6.1 Conclusões Principais

O trabalho agora terminado não pode deixar de ser classificado como um trabalho exploratório. Realçando o seu carácter inovador, este trabalho foi essencialmente importante para se ter uma primeira percepção acerca do potencial dos geopolímeros em aplicações estruturais. Neste contexto, as conclusões a extrair carecem sempre de consistência amostral, ou seja, as afirmações acerca dos resultados aqui apresentados não podem ser ainda assumidas como definitivas.

Foram cumpridos os objetivos propostos: foram construídas e ensaiadas as 15 vigas; foram realizados ensaios nas vigas e determinados os pontos e valores característicos referidos ao longo do trabalho e foram ainda feitas comparações entre os resultados obtidos com vista à avaliação do potencial do material para a sua utilização como material estrutural.

Como conclusões principais deste trabalho podem indicar-se as seguintes:

- O geopolímero, em que se utilizou o metacaulino como ligante, apresentou resultados promissores, quando comparado com os resultados da argamassa e daqueles que se conhecem do BA;
- O geopolímero de metacaulino apresenta, apesar dos resultados promissores, uma grande variabilidade dos resultados, nomeadamente ao nível da rigidez da fase elástica, pelo que a questão da sua utilização futura depende da resolução prévia deste problema de consistência;
- Ao contrário daquilo que se previa inicialmente, em função da tensão resistente à tração, a carga de fissuração das vigas de metacaulino foi sempre muito inferior ao que era previsto, sendo em certos casos inferior a 50% da previsão;
- Por outro lado, o desempenho das vigas de metacaulino ao nível do ponto de cedência, e no ponto de carga máxima mostra não ser inferior ao das vigas de argamassa;

- O geopolímero de cinzas volantes, tal qual como foi usado, não tem condições para ser aplicado estruturalmente, visto que as vigas se apresentavam fissuradas à data da realização dos ensaios em virtude da elevada retração do material.

## 6.2 Propostas de trabalhos futuros

Típico de um trabalho pioneiro e exploratório, existem inúmeros itens que necessitaram de ser aprimorados ou mesmo estudados de raiz: seria interessante a construção de vigas de maiores dimensões, e realizar o correspondente ensaio em flexão, simples ou composta, ou em torção, ou com restrição axial. No entanto, antes disso, existem algumas questões que necessitam de ser resolvidas.

A reduzida rigidez apresentada por este material, quando comparada com o BA, é uma questão que deverá merecer atenção, pois assume particular importância nas propriedades resistentes do material. Se por um lado permite que as deformações não produzam esforços excessivos, por outro lado é necessário ter em conta que a verificação regulamentar das deformações parece estar um pouco condicionada.

O endurecimento precoce que levou à rejeição de algum material, aquando da primeira tentativa de concretização das vigas de metacaulino, também necessita de ser estudado e resolvido, assim como as elevadas temperaturas que se verificaram no processo de amassadura, pois inviabilizam o fabrico deste material pelos procedimentos usados atualmente na construção. Para além disso, desconhece-se a influência que as elevadas temperaturas atingidas no material, durante a cura, exerceram nas propriedades resistentes deste. A camada de 2 a 3 cm, mais escura, que se verificou na parte superior das vigas, poderá estar relacionada com este facto, mas tal não pode neste momento ser confirmado.

A falta de aditivos para melhoramento da trabalhabilidade deste material, e/ou retardadores de presa, assim como a investigação relacionada com líquidos descofrantes, também assume particular interesse.

Por fim, sugere-se a inclusão de especialistas em química no estudo das composições químicas dos ligantes e dos ativadores, e de todos estes fenómenos de cariz químico, um tanto ou quanto desconhecidos dos especialistas em engenharia civil. Esta parceria poderá ajudar a resolver alguns problemas e limitações que estes materiais (geopolímeros construído com cinzas e com metacaulino) apresentam no momento.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, B. (2012). “ Fendilhação de Vigas de Betão Armado”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Barros, H., Figueiras, J. (2010). “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2”. FEUP Edições, Porto.
- Beeby, A, Narayanan, R. (1995). “Designers’ Handbook to Eurocode 2 – Part 1-1: Design of Concrete Structures”. Thomas Telford Services Ltd, London.
- Campos e Matos, J., Valente, I. e Cruz, P. (2009). “ Avaliação de incertezas no comportamento até à rotura de vigas de betão armado”. ASCP’09 – 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP, Lisboa.
- Costa, S. (2010). “Resistência à Flexão de Vigas de Betão Armado – Efeito do Tipo de Armadura”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Davidovits, J. (1999). “ Chemistry of Geopolymeric Systems, Terminology”. Proceedings of 2nd International Conference Géopolymère, França, pp. 9-40.
- Davidovits, J., Comrie, D., Paterson, J. e Ritcey, D. (1990). “ Geopolymeric concretes for environmental protection”. ACI Concrete International Vol. 12, pp. 30-40.
- Dias da Silva, V. (2004). “Mecânica e Resistência dos Materiais”. 3ª Edição, Zuari, Coimbra.
- EN1992-1-1 (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. CEN, Bruxelas.
- EN1998-1-1 (2004). “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”, CEN, Brussels.
- Fernández-Jiménez, A., Monzó, M., Vicent, M., Barba, A. e Palomo, A. (2008) “Alkaline activation of metakaolin- fly ash mixtures: Obtain of Zeoceramics and Zeocements”. Microporous and Mesoporous Materials, Vol. 108, pp. 41-49.
- Ferreira, P. (2009). "Influência da Armadura de Compressão em Vigas Simplesmente Apoiadas Sujeitas à Flexão". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Gomes, D. (2011). “Resistência à Flexão de Vigas de Betão Armado Restringidas Axialmente”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas,

- Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Granizo, M. (1998). “Activation alcalina de metacaolin: Desarrollo de nuevos materiales Cementantes”. Tese de Doutoramento, Universidad Autonoma de Madrid, Madrid.
- Guerra, F. (2014). “Avaliação Experimental do Comportamento Mecânico de Materiais Ativados Alcalinamente”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Kim, N., Lee, J. e Chang, S. (2009). “Equivalent multi-phase similitude law for pseudodynamic test on small scale reinforced concrete models”. *Engineering Structures*, Vol. 31, pp.834-846.
- Krivenko, P. e Guziy, S., (2007). “Fire resistant alkaline portland cements. Alkali Activated Materials - Research, Production and Utilization 3rd Conference, 333-347, ISBN 978-80-867-42-19-9. Edited by Agentura Action, Praga.
- Lafarge @ (2013). [http://www.lafarge.com/05122014-publication\\_sustainable\\_development-Sustainable\\_report\\_2013-CO2-emissions-uk.pdf](http://www.lafarge.com/05122014-publication_sustainable_development-Sustainable_report_2013-CO2-emissions-uk.pdf). Lafarge S.A. (página internet oficial), Paris.
- Lima, D., Coelho, T., Mun, M. (1985). “Betão Armado, Esforços Normais e de Flexão”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Lopes, A., Lopes S. (2012). “Importance of a Rigorous Evaluation of the Cracking Moment in RC Beams and Slabs”. *Computers and Concrete*, Vol. 9, Issue. 4, pp. 275-291.
- Lopes, A., Lopes, S. e Carmo, R. (2012). “Effects of the compressive reinforcement buckling on the ductility of RC beams in bending”. *Engineering Structures*, Vol. 37, pp. 14-23.
- MacGregor, J., (1992). “Reinforced Concrete, Mechanics & Design”. Prentice Hall, New Jersey.
- Malhotra, V. e Ramezaniapour, A. (1994). “Fly ash in concrete”. 2nd editon, CANMET, Canada.
- Matos, J., Valente, I. e Cruz, P. (2010). “Análise experimental do comportamento até à rotura de vigas de betão armado”. 8º Congresso Nacional de Mecânica Experimental, Guimarães.
- Minář L., Halas, O., Beneš, L., e Hrbáček, P. (2011). “Alkali-activated materials on base of fly ash and its utilization in transport industry”. *Special Issue 2, Vol.VI*.
- Neville, M. (1973). “Properties of concrete”. Halsted Press, USA.
- Nilson, A., (1997). “Design of Concrete Structures”. McGraw-Hill, Singapore.
- NP EN10002-1 (2006). “Materiais metálicos. Ensaios de tracção – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN12390-3 (2011). “Ensaios do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.

- NP EN12390-5 (2009). “ Ensaios do betão endurecido – Parte 5: Resistência à flexão de provetes”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN196-1 (2006). “ Métodos de ensaio de cimentos – Parte 1: Determinação das resistências mecânicas”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN450-1 (2012). “ Cinzas volantes para betão – Parte 1: Definição, especificações e critérios de conformidade ”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Oliveira, M. (2014). “Caracterização do Comportamento Mecânico de Sistemas Ligantes Obtidos por Activação Alcalina; Evolução Temporal e Quantidade de Activador ”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Pinto, A. (2004). “ Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino”. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga.
- Pinto, A. (2002). “ Geopolímeros. O betão do futuro para a construção sustentável”, Seminário Construção Sustentável, Braga, pp.1-12.
- Pires, S., Fernandes, F., Lopes, S. e Carmo, R. (2008). “Ensaio de Vigas de Betão Armado. Roturas Típicas.” BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008, Guimarães.
- Ribeiro, B. (2008). “Avaliação de Deformações em estruturas de Betão Armado”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- SENDECO2@ (2014). <http://www.sendeco2.com/pt/comercio-co2.asp> . Bolsa de compra e venda de licenças de emissões de  $CO_2$ , Barcelona.
- Torgal, F. e Jalali S. (2009). “ Ligantes Geopoliméricos. Uma alternative ao Cimento Portland?”. Revista INGENIUM N°114, pp.66-68.
- Torgal, F. e Jalali, S. (2010a). “Ligantes obtidos por activação alcalina. Parte 1- Durabilidade”. Revista de Engenharia Civil-Universidade do Minho, N°37, pp. 53 - 62.
- Torgal, F. e Jalali, S. (2010b). “Ligantes obtidos por activação alcalina. Parte 2- Benefícios ambientais”. Revista de Engenharia Civil-Universidade do Minho , N°37, pp.63 - 73.
- Torgal, F., Castro-Gomes, J. e Jalali S. (2008). “Alkali-activated binders: A review. Part 1 . Historical background, terminology, reaction mechanisms and hydration products”. Construction and Building Materials, Vol. 22, pp. 1305-1314.
- Torgal, F., Castro-Gomes, J. e Jalali, S. (2005). “Cimento Portland Versus Ligantes Geopoliméricos: Considerações Económicas Sobre as Implicações do Mercado do Carbono no Custo dos Betões” Conferência Engenharia 2005 – Inovação e Desenvolvimento, Covilhã.