



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

Deformação de Vigas de Betão Armado Axialmente Restringidas

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

Autor

Cátia Sofia Alves Almeida

Orientadores

Prof. Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes

Prof. Doutor Adelino Vasconcelos Lopes

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

Coimbra, Julho, 2012

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus orientadores, Prof. Doutor Adelino Vasconcelos Lopes e Prof. Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes, a disponibilidade, empenho e dedicação revelada ao longo da execução desta dissertação.

O betão de todas as peças ensaiadas neste trabalho foi colocado gratuitamente no laboratório pela Unibetão, empresa do grupo Secil. Agradece-se às empresas envolvidas e particularmente aos Eng.^{os} Luís Moreira e João Póvoa pelo empenho demonstrado.

Agradeço também aos meus colegas de laboratório Francisco, Telmo, Joana e Marco pelo espírito de equipa e companheirismo durante e após o trabalho experimental. Ainda um muito obrigado a todos os funcionários do Laboratório de Ensaios de Materiais do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC pela ajuda e disponibilidade.

A todos os meus amigos e colegas de curso, obrigada pelos momentos de estudo, trabalho e convívio.

Por último, mas sem dúvida os mais importantes, agradeço aos meus pais, Vítor e Paula, e ao meu irmão, Diogo, pelo apoio, confiança e carinho sempre demonstrados ao longo de todos estes anos. Ao meu namorado, Diogo, obrigada pelo incentivo e paciência durante esta fase da minha vida. Agradeço ainda, a todos os restantes familiares pelo apoio e contínua motivação. A todos vocês, dedico este trabalho.

RESUMO

De acordo com a regulamentação em vigor, o dimensionamento das estruturas de betão armado é realizado tendo em conta os Estados Limites Últimos *ULS*, associados por exemplo ao colapso parcial ou total da estrutura, e os Estados Limites de Serviço *SLS*, associados ao funcionamento da estrutura, ao conforto e ao aspecto. No âmbito dos *SLS*, existe em particular, a verificação da deformação a qual não é por vezes esquecida, por não ser de fácil aplicação, nem quantificação. Para além disso, o dimensionamento de vigas, de acordo com os regulamentos em vigor, não tem em conta o facto de estas se encontrarem axialmente restringidas pelos elementos adjacentes.

Assim, neste trabalho pretende-se avaliar experimentalmente, ao nível dos *SLS*, as deformações de vigas simplesmente apoiadas submetidas a flexão e restringidas axialmente.

Com este fim, foram ensaiadas 10 vigas com taxas de armadura e níveis de confinamento diferentes. Estas vigas foram simplesmente apoiadas e encontravam-se sujeitas a um sistema de restrição axial, o qual poderia ser activo ou passivo. O carregamento, simétrico, consistiu em duas forças concentradas que provocam flexão pura na zona entre cargas.

Para analisar a influência da restrição axial na deformação e na ductilidade das vigas foi feita uma análise crítica das diversas curvas de comportamento da viga. Sobre estas curvas foram determinados os pontos de fissuração, de cedência, de carga máxima e de rotura, os quais permitem não só caracterizar a deformação da viga, como também efectuar comparações entre vigas e resultados teóricos obtidos de forma diversa. Foi também abordada a influência de várias variáveis, tais como a armadura de compressão e a armadura transversal. Foram ainda realizados ensaios específicos com vista à recuperação de vigas fissuradas.

ABSTRACT

In accordance with the current codes, the design of reinforced concrete structures should be carried out taking into account the Ultimate Limit States *ULS*, associated for example to partial or total collapse of the structure, and the Service Limits States *SLS*, associated with the service performance of the structure, and also with aesthetical and comfort aspects. Particularly, in the frame of *SLS*, the checking of deflections is sometimes forgotten, for not being easy to perform, or quantify. In addition, the design of beams, in accordance with the current codes, does not take into account the fact that these are axially constrained by adjacent elements.

Thus, the intention of this work is to evaluate experimentally, at the level of the *SLS*, the deformations of simply supported beams subjected to bending and axially constrained.

To this end, 10 beams with different reinforcement and confinement degree were tested. These beams were simply supported and were subject to an axial constraint system, which could be active or passive. The load, symmetrical, consisted of two point loads which caused pure bending in the zone between loads.

To analyse the influence of axial constraint in the deformation and in the ductility of the beams, an analysis of several behaviour curves of beam was carried out. The cracking, yield, maximum and failure loads were highlighted on the curves. This would help not only to characterize the deformation of the beam, but also comparisons between beams and between theoretical results obtained from different ways. The influence of various variables, such as the compression and transversal reinforcement rates, were also discussed. Specific tests on the rehabilitation of pre-cracked beams were also carried out.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	II
ABSTRACT	III
ÍNDICE	IV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
ÍNDICE DE QUADROS.....	VIII
SIMBOLOGIA	X
ABREVIATURAS.....	XII
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento geral.....	1
1.2 Objectivos	1
1.3 Organização da tese.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 Ductilidade e capacidade de absorção de energia	6
2.2 Limites regulamentares para a deformação em relação aos SLS.....	7
2.3 Metodologias para o cálculo de deformações	7
2.3.1 EC2	7
2.3.2 ANL	9
2.4 Efeitos diferidos	9

3	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	12
3.1	Introdução	12
3.2	Descrição e execução das vigas	12
3.3	Materiais	14
3.3.1	Betão	14
3.3.2	Aço.....	16
3.4	Esquema de ensaio	17
4	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	20
4.1	Considerações comuns.....	20
4.2	Vigas 2010	23
4.3	Grupo A 2012.....	31
4.4	Grupo B 2012.....	40
5	ANÁLISE GLOBAL	48
5.1	Influência da armadura de compressão nas deformações.....	48
5.2	Influência do confinamento do betão nas deformações.....	49
5.3	Comparação dos deslocamentos e cargas limite experimentais com valores teóricos	52
5.4	Reabilitação de estruturas	56
6	CONCLUSÕES.....	60
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama carga-deslocamento (Beeby e Narayanan, 2005).....	4
Figura 2.2 – Diagrama P-d de uma viga pré-esforçada (ACI 435R-95).	5
Figura 2.3 – Deformação imediata para vigas pré-esforçadas em fase não fissurada.	5
Figura 3.1 – Vista geral das cofragens e betonagem das vigas.	14
Figura 3.2 – Características resistentes do betão 2012.	15
Figura 3.3 – Características resistentes do betão 2010.	16
Figura 3.4 – Esquema geral de ensaios.	17
Figura 3.5 – Diagramas de esforços.....	18
Figura 3.6 – Pormenor do apoio e esquema de ensaio.....	19
Figura 3.7 – Pormenor do sistema de restrição.	19
Figura 4.1 – Diagrama P-d exemplo.	22
Figura 4.2 – Roturas da Viga 2 2010 e da Viga 5 2010.....	24
Figura 4.3 – Curvas P-d e N-d da Viga 2 2010.	25
Figura 4.4 – Curvas P-d e N-d da Viga 5 2010.	25
Figura 4.5 – Curvas P-d e N-d experimentais e teóricas da Viga 2 2010.	29
Figura 4.6 – Curvas P-d e N-d experimentais e teóricas da Viga 5 2010.	29
Figura 4.7 – Rotura da Viga 3.	32
Figura 4.8 – Curvas P-d para as vigas do Grupo A 2012.....	33
Figura 4.9 – Curvas N-d para as vigas do Grupo A 2012.	33

Figura 4.10 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 1.....	37
Figura 4.11 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 2.....	37
Figura 4.12 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 3.....	38
Figura 4.13 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, das Vigas 4A e 4B.....	38
Figura 4.14 – Rotura da Viga 8.	41
Figura 4.15 – Curvas P-d para as vigas do Grupo B 2012.....	41
Figura 4.16 – Curvas N-d para as vigas do Grupo B 2012.	42
Figura 4.17 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 5.....	45
Figura 4.18 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 6.....	45
Figura 4.19 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 7.....	45
Figura 4.20 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 8.....	46
Figura 5.1 – Diagramas P-d das Vigas 2010.....	49
Figura 5.2 – Diagramas P-d das Vigas 1 e 8.	50
Figura 5.3 – Diagramas P-d das Vigas 2 e 7.	50
Figura 5.4 – Diagramas P-d das Vigas 3 e 6.	50
Figura 5.5 – Valores dos deslocamentos de fissuração experimentais e teóricos.	53
Figura 5.6 – Valores dos deslocamentos de cedência experimentais e teóricos.	54
Figura 5.7 – Cargas limite P4,4 e P3,7 das vigas 2010.....	55
Figura 5.8 – Cargas limite P3,7 das vigas 2012.	55
Figura 5.9 – Cargas limite P3,1 das vigas 2012.	56
Figura 5.10 – Diagramas P-d das vigas 1 e 4.	57
Figura 5.11 – Diagramas P-d das vigas 5 e 8.	58

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Dimensões reais da secção transversal das vigas.	13
Quadro 3.2 – Armaduras das vigas.	13
Quadro 3.3 – Propriedades resistentes do betão.	16
Quadro 3.4 – Resistências médias dos varões de aço.	17
Quadro 4.1 – Restrição axial de cada viga.	21
Quadro 4.2 – Controlo da deformação.	23
Quadro 4.3 – Ensaio das Vigas 2010.	24
Quadro 4.4 – Pontos característicos da curva P-d da Viga 2 2010 e da Viga 5 2010.	25
Quadro 4.5 – Deslocamentos dos pontos característicos da curva P-d das Vigas 2010.	26
Quadro 4.6 – Ponto característico das curvas N-d das Vigas 2010.	26
Quadro 4.7 – Cargas correspondentes ao limite de deformação.	28
Quadro 4.8 – Pontos característicos das curvas P-d EXP e P-d ANL das Vigas 2010.	30
Quadro 4.9 – Deslocamentos dos pontos característicos das curvas P-d EXP e P-d ANL das Vigas 2010.	30
Quadro 4.10 – Desvios entre as diversas metodologias para os valores da rigidez.	31
Quadro 4.11 – Desvios entre as diversas metodologias para os deslocamentos.	31
Quadro 4.12 – Ensaio das vigas do Grupo A 2012.	32
Quadro 4.13 – Pontos característicos das curvas P-d das vigas do Grupo A 2012.	34
Quadro 4.14 – Esforço axial e alongamento das vigas do Grupo A 2012.	34
Quadro 4.15 – Carga correspondente aos limites regulamentares de deformação.	36

Quadro 4.16 – Desvios entre rigidez experimental e teórica; vigas do Grupo A.....	39
Quadro 4.17 – Desvios entre deslocamentos experimentais e teóricos; vigas do Grupo A.....	39
Quadro 4.18 – Ensaio das vigas do Grupo B 2012.	40
Quadro 4.19 – Pontos característicos das curvas P-d das vigas do Grupo B 2012.....	42
Quadro 4.20 – Esforço axial e alongamento das vigas do Grupo A 2012.	43
Quadro 4.21 – Carga correspondente aos limites regulamentares de deformação.....	44
Quadro 4.22 – Desvios entre rigidez experimental e teórica; vigas do Grupo B.	46
Quadro 4.23 – Desvios entre deslocamentos experimentais e teóricos; vigas do Grupo B.....	47
Quadro 5.1 – Valores da rigidez das vigas 1, 2, 3, 6, 7 e 8.....	52
Quadro 5.2 – Valores dos deslocamentos das vigas 1, 2, 3, 6, 7 e 8.	52
Quadro 5.3 – Cargas e deslocamentos das vigas 1 e 4.....	57
Quadro 5.4 – Cargas e deslocamentos das vigas 5 e 8.....	58
Quadro 5.5 – Variação das cargas limite nas vigas reabilitadas.....	59

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas:

A_s	Área da secção da armadura longitudinal de tracção;
A_s'	Área da secção da armadura longitudinal de compressão;
A_{sw}	Área da secção da armadura transversal;
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio;
EI_I	Rigidez à flexão no Estado I;
EI_{II}	Rigidez à flexão no Estado II;
I	Momento de inércia;
K_I, K_{II}, K_{III}	Rigidez no Estado I, II e III, respectivamente;
M_{cr}	Momento de fissuração;
M_y	Momento de cedência;
N	Esforço axial;
$N_{máx}$	Esforço axial máximo;
P	Carga vertical actuante;
P_{cr}	Carga de fissuração;
$P_{máx}$	Carga máxima;
P_{pl}	Carga de plastificação;
P_y	Carga de cedência;
$85\%P_{máx}$	Carga de 85% da carga máxima.

Letras minúsculas latinas:

b	Largura da secção transversal;
d	Altura útil da secção transversal;
d_{cr}	Deslocamento de fissuração;
$d_{Nmáx}$	Deslocamento da carga axial máxima;
$d_{Pmáx}$	Deslocamento da carga máxima;
d_{Ppl}	Deslocamento de plastificação;
d_y	Deslocamento de cedência;
$d_{85\%Pmáx}$	Deslocamento de 85% da carga máxima;
f_{cm}	Resistência média do betão à compressão;
f_{ctm}	Resistência média do betão à tracção;
f_{ym}	Tensão média de cedência do aço;
f_{um}	Tensão média máxima do aço;

h	Altura da secção;
l	Vão;
s	Afastamento dos estribos;
t	Idade do betão;

Letras gregas:

α	Parâmetro de deformação;
Δ/CG	Alongamento da viga ao nível do centro geométrico da sistema de restrição;
Δ_y	Deslocamento de cedência;
Δ_u	Deslocamento de rotura;
δ	Flecha;
ε_{su}	Extensão última do aço à tracção;
ρ	Percentagem de armadura de tracção;
ρ'	Percentagem de armadura de compressão;
μ	Momento reduzido;
ϕ	Diâmetro do varão de aço;
ω	Percentagem mecânica de armadura.

ABREVIATURAS

<i>ACI</i>	Instituto Americano de Betão;
<i>ANL</i>	Análise Não Linear;
<i>EC0</i>	Eurocódigo 0;
<i>EC2</i>	Eurocódigo 2;
<i>EC8</i>	Eurocódigo 8;
<i>EXP</i>	Experimental;
<i>FCTUC</i>	Faculdade de ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra;
<i>N-d</i>	Diagrama esforço axial-deslocamento;
<i>P-d</i>	Diagrama carga-deslocamento
<i>SLS</i>	Estados Limites de Serviço;
<i>ULS</i>	Estados Limites Últimos.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

Hoje em dia, não basta que o dimensionamento das estruturas seja realizado tendo apenas em conta o Estado Limite Último *ULS*, associado ao colapso parcial ou total da estrutura. Existe também a preocupação de um dimensionamento que tem em conta as condições de serviço, isto é, o comportamento estrutural tem de ser adequado às acções permanentes ou frequentes em termos de funcionalidade, estética e durabilidade da estrutura. É neste contexto que o presente trabalho se insere, sobre o Estado Limite de Serviço *SLS* em peças de betão armado, em particular, no estudo da deformação de vigas submetidas a esforços axiais e de flexão.

A análise, sobre a deformação de vigas de betão armado, será realizada com base em *10* vigas ensaiadas simplesmente apoiadas, carregadas simetricamente com duas cargas pontuais, provocando flexão pura entre estas. A viga encontrava-se sob um sistema de restrição axial, passivo ou activo. Esta restrição é particularmente importante uma vez que simula o comportamento dos restantes elementos adjacentes à viga numa estrutura real e que não são tidos em conta no dimensionamento.

Duas vigas do conjunto de *10* foram ensaiadas sem restrição axial. Após a cedência foram novamente carregadas com o sistema de restrição axial activo. Este estudo teve como objectivo avaliar uma nova abordagem na reabilitação estrutural.

Refere-se ainda que em conjunto com este estudo foram realizados mais dois utilizando os mesmos itens de ensaio: resistência e fissuração.

1.2 Objectivos

Os objectivos do presente trabalho consistem na avaliação das diferenças de comportamento das diferentes vigas ao nível da deformação, no âmbito dos *SLS*, recorrendo para o efeito a curvas carga-deslocamento e carga axial-deslocamento, nas quais serão definidos pontos característicos que delimitam os diferentes estados de comportamento das estruturas de betão armado. Serão analisados os deslocamentos nos respectivos pontos característicos dessas

curvas, incluindo a análise da ductilidade, e os valores da rigidez nos diferentes Estados do comportamento. As variáveis em consideração consistirão na armadura de compressão, no confinamento do betão e na carga axial inicial nas deformações.

Serão efectuados ensaios em vigas pré-fissuradas com o objectivo de as reabilitar recorrendo ao pré-esforço. Também aqui é feita uma análise na ductilidade.

Um outro objectivo importante consiste na determinação da carga limite associada ao limite de deformação regulamentado. Finalmente, os valores obtidos serão confrontados com valores obtidos de forma diversa de modo a avaliar a fiabilidade destas metodologias alternativas.

1.3 Organização da tese

O presente trabalho desenvolve-se em 6 capítulos. O primeiro capítulo tem o intuito de descrever de uma forma sucinta o tema e os objectivos da tese.

No *Capítulo 2* são apresentados os conceitos teóricos necessários para o desenvolvimento deste trabalho, nomeadamente metodologias de cálculo de deformações, limites regulamentares, ductilidade, entre outros.

O *Capítulo 3* descreve o procedimento experimental, ou seja, todos os acontecimentos antes da realização dos ensaios, tais como a construção das armaduras e betonagem das vigas. São ainda caracterizados os materiais utilizados e o sistema de ensaio.

Os resultados dos ensaios das *10* vigas são abordados e analisados de uma forma breve no *Capítulo 4*. É também feita uma comparação com os resultados teóricos obtidos.

No *Capítulo 5* é efectuado o estudo sobre a influência do esforço axial inicial, da variação de armadura de compressão e do confinamento do betão. No final deste capítulo é abordada e analisada uma metodologia de recuperação de estruturas relativamente às melhorias na resistência, deformação e ductilidade.

Por fim, no último capítulo são apresentadas as considerações e conclusões finais. É também proposta a continuação deste estudo em trabalhos posteriores.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As estruturas devem ser projectadas de modo a resistirem às acções que previsivelmente se virão a exercer sobre elas. Os *ULS* estão relacionados com o colapso da estrutura; os *SLS* estão relacionados com o comportamento em condições de utilização. A falta de funcionalidade ao nível dos *SLS* pode derivar de deformações excessivas, ou de tensões excessivas, ou de vibrações, ou ainda de fissuração inaceitável (*Silva, 2004*). O presente trabalho incide no estudo das deformações.

Até cerca de 1950, os esforços admissíveis nas estruturas, relativamente à resistência, eram inferiores aos permitidos hoje em dia, ou seja, os coeficientes de segurança eram na realidade superiores. Este facto resultava em estruturas de betão armado na maioria das vezes não fissuradas ou apenas ligeiramente fissuradas. Também as paredes e divisórias tendiam a ser mais maciças e “ajudavam” a suportar as cargas estruturais, embora não fosse esse o seu propósito. Esta situação resultava em elementos estruturais mais largos e com deformações pequenas. Contudo, com o uso de aço pré-esforço, de betão de alta resistência e de coeficientes de segurança mais reduzidos no dimensionamento, o problema de previsão e controlo das deformações no betão armado sob cargas de serviço tornou-se muito importante desde a década de 50. A primeira previsão de deformações dada pelo *ACI* surgiu em 1963. Em 1971, este regulamento apresentou uma previsão de deslocamentos melhorada (*Branson, 1977*). Com base em vários ensaios, *Branson* formulou um método empírico de cálculo de deformações. No entanto não considerou as características intrínsecas do betão. De modo a ter em conta essas propriedades, *Bazant e Byung (1984)* apresentaram um modelo de cálculo da curvatura e das deformações de vigas de betão armado. Era um modelo realístico que se baseava na fórmula de *Brandson*, mas mais abrangente: prevê curvaturas e deformações para longo prazo, em flexão composta, etc.

Com a inovação no betão armado, como é o caso de betão reforçado com varões com fibras de polímeros, designados por *FRP*, desenvolveram-se novas técnicas para a determinação de deformações a longo prazo. *Torres, Miàs, Turon e Baena (2011)* propuseram uma formulação baseada nas já determinadas para o betão armado com varões de aço, mas adaptadas ao comportamento dos varões de polímeros. Neste tipo de betão são esperadas deformações superiores em relação ao betão armado corrente, uma vez que os varões *FRP* possuem em

geral um módulo de elasticidade mais baixo (Al-Sunna, Pilakoutas, Hajirasouliha, Guadagnini, 2011).

De modo a determinar as deformações para avaliar os *SLS*, o *Eurocódigo 0 (EC0)* propõe três tipos de combinações: característica, frequente e quase-permanente. Para a verificação dos limites de deformação, o *Eurocódigo 2 (EC2)* indica a combinação quase-permanente.

Num diagrama carga-deslocamento de um elemento de betão armado (Figura 2.1) são perceptíveis três fases diferentes no comportamento do elemento: fase elástica, fase de fissuração e patamar de cedência. A primeira fase, não fissurada, é caracterizada pela deformação ser reversível e é proporcional à carga. Por isso, este troço é normalmente assumido como zona de comportamento elástico-linear. Na fase de fissuração, quando a parte inferior da viga atingiu a resistência à tracção do betão, as forças de tracção do betão são transferidas para as armaduras. O patamar de plastificação ocorre quando as armaduras de tracção entram em cedência.

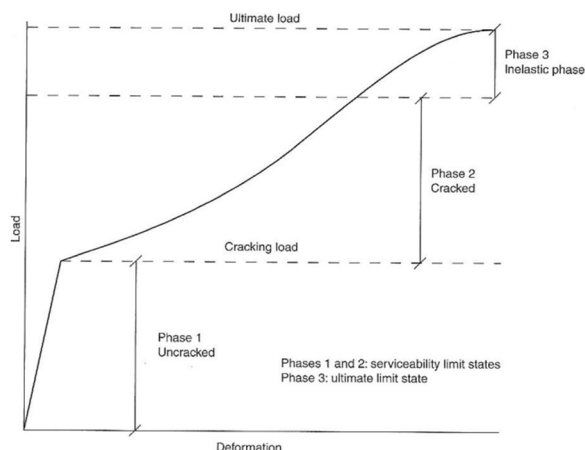


Figura 2.1 – Diagrama carga-deslocamento (Beeby e Narayanan, 2005).

Na medida em que numa viga normal existem esforços de tracção na parte inferior da secção, o betão nessa zona é “mal” aproveitado. Assim, com a aplicação de uma carga axial nas estruturas, designado por pré-esforço, todo o betão da secção funciona em fase não fissurada e é “bem” aproveitado. O uso do pré-esforço tem várias vantagens, principalmente ao nível dos *SLS*, tais como a redução na fissuração e na deformação. A redução das fissuras e existência de uma contra flecha com a aplicação do pré-esforço fazem com que as deformações sejam menores. Esta contra flecha é ilustrada na Figura 2.2 na deformação negativa existente no diagrama *P-d*. É visível ainda um terceiro estado, que não é característico no comportamento

de um elemento de betão armado. Estes aspectos aumentam a durabilidade de uma estrutura ou permitem atingir cargas superiores.

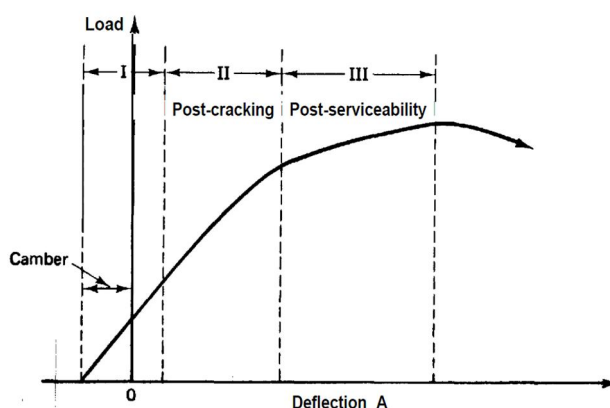


Figura 2.2 – Diagrama P-d de uma viga pré-esforçada (ACI 435R-95).

Segundo o *ACI*, esta deformação imediata, ou curvatura inicial, em vigas com um carregamento de duas forças concentradas simétricas, pode ser calculada pelas expressões 2.1 e 2.2 Na Figura 2.3 a parte esquerda indica a deformação devido ao carregamento, a parte direita devido ao esforço axial induzido. As equações correspondentes são:

$$\delta = \frac{wb}{24EI} (3l^2 - 4b) \quad (2.1)$$

$$\delta = -\frac{Pl^2}{8EI} \left[e_c + (e_0 - e_c) \frac{4a^2}{3l^2} \right] \quad (2.2)$$

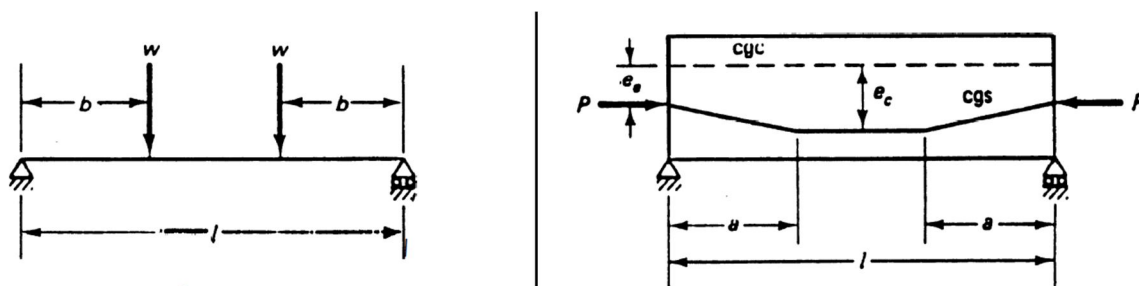


Figura 2.3 – Deformação imediata para vigas pré-esforçadas em fase não fissurada.

A existência de fissuração e de outros danos numa estrutura podem provocar a perda da sua capacidade resistente que conduzem a intervenções de reparação não previstas. O propósito da reparação de estruturas é melhorar a sua função e o desempenho. Um método de reparação

consiste em reparar localmente as zonas danificadas com certos materiais. No entanto, uma grande percentagem dessas reparações não resiste a longo prazo, devido à incompatibilidade das propriedades dos materiais (*Nounu e Chaudhary, 1996*). Existem ainda outras técnicas, como a desenvolvida por *Wang, Shih, Hong e Hwang (2004)* que consiste na reabilitação de vigas em betão armado com placas reforçadas de fibras de plástico. Estas são mais leves que as placas de aço e resistentes à corrosão, logo são apropriadas para estruturas que estejam em contacto com água ou em áreas costeiras.

2.1 Ductilidade e capacidade de absorção de energia

Um material dúctil, como é o caso do aço, caracteriza-se por conter uma fase de deformação puramente plástica, usualmente designada por patamar de cedência, em que se verifica um grande aumento de deformação com pequena variação da carga (*Silva, 2004*). No betão estrutural, a combinação do aço e do betão também conduz a elementos dúcteis em muitas situações.

Um factor relevante na ductilidade é o esforço axial. Quando este esforço é elevado, a ductilidade diminui. Assim, uma forma de compensar esse efeito consiste em aumentar o confinamento do betão, gerando compressão normal ao eixo longitudinal à custa da tracção das armaduras transversais. Como já foi referido anteriormente o esforço axial incrementa a resistência de uma estrutura ao nível da carga, no entanto pode diminuir a ductilidade. No dimensionamento sob acções sísmicas existe a necessidade de ter em conta estes dois aspectos (*Ruivo, 2010*). De facto, durante um sismo, as estruturas dúcteis dissipam energia à custa de deformações plásticas que ocorrem durante os vários ciclos de solicitações dinâmicas. Portanto, é importante ter uma adequada ductilidade para cumprir certos requisitos de projecto, uma vez que antes de alcançar a resistência última, permite a redistribuição de esforços, proporciona uma grande absorção de energia e leva à produção de deformações elevadas e fissuras prévias ao colapso, com aviso do mesmo (*Martins e Ferreira, 2006*).

Uma forma simples e prática de definir a ductilidade μ baseia-se na razão entre o deslocamento de rotura Δ_u e o deslocamento de cedência Δ_y (*Martins e Ferreira, 2006*):

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y > 1 \quad (2.3)$$

Segundo o *EC8*, o factor de ductilidade é a relação entre o deslocamento no ponto de 85% da carga máxima e o Δ_y , isto é, assume-se que a rotura ocorre no ponto de 85% da carga máxima.

2.2 Limites regulamentares para a deformação em relação aos SLS

Para garantir o bom funcionamento da estrutura e não prejudicar a aparência de outros elementos não estruturais, como paredes e revestimentos, isto é, ter boas condições de utilização, é necessário impor limites na deformação das estruturas (*Appleton e Almeida, 1984*). Segundo o *EC2*, uma estrutura, sujeita a acções quase permanentes, pode sofrer alterações no seu aspecto, e nas suas condições de serviço, quando a flecha δ de uma viga for superior a:

$$\delta = l/250 \quad (2.4)$$

onde l representa o vão entre apoios. Se a flecha afectar outros elementos adjacentes, o mesmo regulamento indica uma flecha limitada a metade do valor da expressão 2.4. Estes limites devem ser respeitados durante toda a vida útil da estrutura.

2.3 Metodologias para o cálculo de deformações

De modo a prever o comportamento das vigas ensaiadas, nomeadamente ao nível da deformação, adoptaram-se as seguintes metodologias: *Eurocódigo 2 (EC2, p1-1)* e um programa de análise não linear *ANL*.

2.3.1 EC2

Em primeiro lugar, a determinação do deslocamento de fissuração d_{cr} pode ser efectuada conhecendo o momento de fissuração M_{cr} e o valor da rigidez à flexão EI_l . Esta metodologia baseia-se no facto de o *Estado I* ser elástico linear. Segundo *Beeby e Narayanan (1995)* o momento M_{cr} , a partir do qual começa a abertura de fendas, e consequentemente a segunda fase, pode ser estimado, para uma secção rectangular de betão, sujeita a flexão simples, através da expressão seguinte:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{bh^3}{6} \quad (2.5)$$

onde f_{ctm} é o valor médio da resistência do betão à tracção, b a largura e h altura da secção.

Para obter o deslocamento de cedência d_y também é necessário conhecer-se o momento de cedência M_y e a rigidez da fase de fissuração EI_{II} . O momento M_y pode ser calculado através das fórmulas simplificadas (Barros e Figueiras, 2010), apresentadas de seguida:

$$\omega = \frac{A_s f_{syd}}{b d f_{cd}} \quad (2.6)$$

$$M_y = \mu b d^2 f_{cd} \quad (2.7)$$

Sendo: A_s a área de armadura à tracção; d a altura útil da secção; f_{syd} o valor de cálculo da tensão de cedência do aço; f_{cd} o valor de cálculo da tensão resistente à compressão do betão e μ o momento reduzido. Este último é obtido tendo em conta a taxa de armadura mecânica ω através das referidas tabelas. É importante referir que as metodologias propostas para a avaliação dos deslocamentos de fissuração e de cedência não dependem do esforço axial e, como a expressão 2.5 apenas se aplica a flexão simples, as fórmulas simplificadas utilizadas são referentes à flexão simples. A confrontação com valores dos ensaios impõe que se substituam os valores de cálculo da resistência por valores médios. Na ausência de uma avaliação mais rigorosa, o anexo H do EC2 sugere que a rigidez na fase de fissuração EI_{II} é igual a $1/3$ da rigidez da fase elástica:

$$EI_{II} \approx 0,4 \frac{E_{cm} I_c}{\gamma_{ce}}, \text{ com } \gamma_{ce} = 1,2 \quad (2.8)$$

Em que E_{cm} é o valor médio do módulo de elasticidade do betão e I_c o momento de inércia da secção em fase elástica.

Uma vez que o EC2 não propõe um valor para a rigidez à flexão para a terceira fase onde ocorre a carga máxima, não é possível determinar o valor do deslocamento $d_{p\text{máx}}$. No entanto, o momento máximo pode ser calculado também através das fórmulas simplificadas, substituindo os valores de cálculo pelos valores máximos.

O EC2 recomenda ainda que em elementos parcialmente fendilhados se deve considerar um comportamento intermédio entre os estados não fendilhado e totalmente fendilhado. Para estas situações o cálculo de flechas é efetuado pela seguinte expressão:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (2.9)$$

onde α representa o parâmetro de deformação, por exemplo o valor da flecha; α_I e α_{II} são os valores do parâmetro calculado para os estados não fendilhado e fendilhado; ζ é o coeficiente que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas, sendo igual a zero para secções não fendilhadas. É dado pela expressão:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (2.10)$$

Em que β é um coeficiente que tem em conta a influência da duração do carregamento ou da repetição do carregamento; σ_s é a tensão nas armaduras calculada na condição de secção fendilhada e σ_{sr} é a tensão nas armaduras quando a secção está fendilhada e sujeita a condições de carregamento que provocam o início da fendilhação. A razão σ_{sr}/σ_s pode ser substituída por M_{cr}/M . M representa o momento calculado sob a combinação de cargas quase permanentes.

O *EC2* indica ainda duas condições em que o cálculo das deformações pode ser dispensado. Essas condições consistem em determinar os limites l/d e comparar com os reais. Normalmente admite-se que quando estas verificam, também são verificados os limites regulamentares de $l/250$ e $l/500$.

2.3.2 ANL

O programa de análise não linear utilizado considera uma modelação com base em elementos finitos de viga de 2 nós e que as secções permanecem planas após a deformação. Primeiramente é necessário determinar o diagrama momento-curvatura de modo a caracterizar o comportamento elementar em termos de flexão. Por último, as deformações são determinadas através de um algoritmo incremental de carga até à rotura (*Ribeiro, 2008*).

2.4 Efeitos diferidos

Os efeitos diferidos provocam, com o tempo, deformação no betão. São eles: a fluência e a retracção. Estes dependem da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. A fluência ainda depende da idade do betão no primeiro carregamento assim como da duração e da intensidade da carga.

A fluência caracteriza-se pelo aumento da deformação no tempo sob a acção de um estado de tensão. Por outras palavras, a fluência provoca um aumento na deformação da zona

comprimida, o qual tem como consequência o aumento da curvatura. Consequentemente a flecha da viga aumenta (*Appleton, 2011*). Segundo o *EC2*, uma forma possível de ter em consideração os efeitos da fluência, a longo prazo, consiste em substituir o módulo de elasticidade médio do betão E_{cm} por um módulo de elasticidade efectivo $E_{c,eff}$, que inclui o efeito da fluência $\varphi(\infty, t)$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (2.11)$$

Por sua vez, a retracção corresponde à diminuição da dimensão de um elemento de betão no tempo, independentemente do estado de tensão da peça. Este efeito diferido também provoca um aumento na curvatura das vigas (*Appleton, 2011*) que pode ser calculada pela expressão do *EC2*:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I}, \text{ com } \alpha_e = E_s / E_{c,eff} \quad (2.12)$$

Sendo $1/r_{cs}$ a curvatura devido à retracção; ε_{cs} a extensão de retracção livre; S o momento estático da secção de armaduras em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da secção; I o momento de inércia da secção e α_e o coeficiente de homogeneização. Note-se que S e I devem ser determinados para o estado não fendilhado e para o estado totalmente fendilhado, de modo a obter a curvatura final pela expressão 2.9.

Segundo *Antonio, Jesús e Noemi (2009)*, em elementos que não se encontram fissurados, a deformação Δy_g , devida aos efeitos diferidos, nomeadamente a fluência φ , é considerada com base num factor que é multiplicado à deformação instantânea provocada pela carga permanente y_g , de acordo com a expressão 2.13. Neste caso a retracção pode ser desprezada (*Antonio, Jesús e Noemi, 2009*). Portanto a deformação final y será:

$$y = y_g + \Delta y_g = y_g (1 + \varphi) \quad (2.13)$$

Em elementos já fissurados, e portanto com alguma idade, a deformação devida aos efeitos diferidos Δy_g já considera a deformação devida à retracção Δy_s , logo:

$$\Delta y_g = \Delta y_c + \Delta y_s \quad (2.14)$$

De acordo com *Antonio, Jesús e Noemi (2009)*, a deformação provocada pela fluência Δy_c é obtida pela multiplicação da deformação instantânea devida às cargas permanentes y_g por um factor da curvatura por fluência:

$$\Delta y_c = y_g \frac{x_0}{d} \frac{0,84\varphi - 0,20}{1 + 12\alpha\rho'} \quad (2.15)$$

Onde α é o quociente entre os módulos de elasticidade do aço E_s e do betão E_c e ρ' representa a percentagem de armadura de compressão. A razão entre a posição do eixo neutro x_0 e a altura útil da secção d pode ser obtida pela expressão 2.16. Note-se que x_0 representa a posição do eixo neutro aquando da deformação instantânea provocada pela carga.

$$\frac{x_0}{d} = \frac{0,18 + 1,8\alpha\rho}{1 + \frac{\rho'd'}{\rho d}} \quad (2.16)$$

Onde ρ representa a percentagem de armadura de tracção e d' a diferença entre a altura da secção h e a altura útil d . A deformação derivada da retracção Δy_s é determinada pela integração da curvatura devida à retracção ao longo da viga. De um modo simplificado, considera-se esta curvatura constante. Assim, a deformação devida à retracção é dada por:

$$\Delta y_s = \frac{\varepsilon_{sh}}{d} \frac{1}{1 + 12\alpha\rho'} k_{sh} \frac{l^2}{8} \quad (2.17)$$

Onde l é o vão da viga; k_{sh} é uma constante que depende das condições de apoio e da distribuição da carga, neste caso igual a $1,0$; e ε_{sh} é a extensão de retracção.

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

O objectivo principal desta tese consiste no estudo das deformações em vigas de betão armado axialmente restringidas.

O trabalho experimental desenvolvido serve este propósito. Para esse efeito foram construídas e ensaiadas 10 vigas simplesmente apoiadas, carregadas simetricamente com duas cargas pontuais, provocando flexão pura entre elas, e submetidas a compressões axiais originadas num sistema de restrição. No presente capítulo serão abordados vários aspectos essenciais para a construção das vigas assim como o esquema de ensaio e o sistema de restrição.

Por outro lado, este trabalho insere-se numa linha de investigação que há algum tempo tem vindo a ser desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil. À semelhança de trabalhos anteriores, todas as vigas foram construídas no Laboratório de Estruturas, tendo 2 destas sido produzidas no ano 2010.

Conjuntamente com este estudo foram elaborados outros dois trabalhos: um no âmbito da resistência e outro no âmbito da fendilhação. Este aspecto pode justificar algumas das decisões tomadas, quer em fase de projecto, quer ao longo dos ensaios, nomeadamente as paragens.

3.2 Descrição e execução das vigas

Para efeitos de comparação, as novas vigas foram projectadas com as mesmas dimensões das vigas de 2010, ou seja, com uma altura $h=0,30\text{ m}$, uma largura $b=0,20\text{ m}$ e um comprimento $l=3,00\text{ m}$. No entanto, tendo em consideração o processo construtivo, verificaram-se algumas variações dimensionais. No Quadro 3.1 são apresentadas as dimensões médias reais da secção transversal de cada viga. Cada valor apresentado resulta da média de três dimensões medidas na zona central da viga correspondente.

Quadro 3.1 – Dimensões reais da secção transversal das vigas.

Grupo	Viga	b [cm]	h [cm]
Vigas 2010	Viga 2 2010	20,1	29,9
	Viga 5 2010	20,0	29,9
Grupo A	Viga 1 2012	20,3	31,0
	Viga 2 2012	20,2	30,5
	Viga 3 2012	20,3	30,6
	Viga 4 2012	20,2	30,7
Grupo B	Viga 5 2012	20,0	30,6
	Viga 6 2012	20,2	30,3
	Viga 7 2012	20,3	30,5
	Viga 8 2012	20,1	30,2

Como exposto no quadro anterior, as vigas foram organizadas em 3 grupos: *Vigas 2010*, *Grupo A* e *Grupo B*. Do primeiro grupo, tal como o nome indica, faziam parte as vigas construídas no ano 2010. Os dois restantes grupos correspondiam às vigas construídas este ano. Estas vigas tinham em comum, para além das dimensões, as mesmas armaduras de tracção A_s e de compressão A_s' . Distinguiam-nas o espaçamento s da armadura transversal A_{sw} , e apenas na zona central, ou seja, entre os pontos de aplicação da acção. A opção tomada teve como propósito o estudo da influência do confinamento do betão na zona de flexão pura, isto é, livre de esforço transversal. Todas as armaduras eram da classe A500NR. No Quadro 3.2 podem-se observar as armaduras, e respectivas taxas de armadura (ρ e ρ'), de todas as vigas.

Quadro 3.2 – Armaduras das vigas.

Grupo	Viga	As			As'			Asw/s	
		ϕ [mm]	Área [cm ²]	ρ [%]	ϕ [mm]	Área [cm ²]	ρ' [%]	Zonas laterais	Zona central
Vigas 2010	Viga 2	3 ϕ 16	6,03	1,00	2 ϕ 10	1,57	0,26	E2R ϕ 6//0,06	E2R ϕ 6//0,18
	Viga 5			1,01	2 ϕ 16	4,02	0,67		
Grupo A 2012	Viga 1	3 ϕ 12	3,39	0,54	2 ϕ 8	1,01	0,16	E2R ϕ 6//0,06	E2R ϕ 6//0,18
	Viga 2			0,55			0,16		
	Viga 3			0,55			0,16		
	Viga 4			0,55			0,16		
Grupo B 2012	Viga 5	3 ϕ 12	3,39	0,56	2 ϕ 8	1,01	0,16	E2R ϕ 6//0,06	E2R ϕ 6//0,06
	Viga 6			0,55			0,16		
	Viga 7			0,55			0,16		
	Viga 8			0,56			0,17		

Após corte e dobragem, procedeu-se à montagem das armaduras, com um cuidado especial na garantia da verticalidade dos estribos. De modo a obter um espaçamento uniforme entre estribos, teve-se ainda o cuidado de colocar o fecho dos estribos alternados entre os dois lados da secção na parte inferior das vigas. O recobrimento foi assegurado por espaçadores torre de 20 mm, quer lateralmente, quer na parte inferior das vigas.

As cofragens foram realizadas utilizando placas de cofragem metálicas, soldadas entre si, e vedadas com silicone e fita-cola em zonas susceptíveis de vazamento do betão. Antes da betonagem, as cofragens foram untadas com óleo descofrante. Após a cura do betão, não foram detectadas imperfeições significativas, para além das descritas no Quadro 3.1. As vigas foram posteriormente caiadas para um fácil reconhecimento do desenvolvimento de fissuras no decorrer dos ensaios. Mostram-se, na Figura 3.1, uma vista geral das cofragens e a betonagem das vigas.

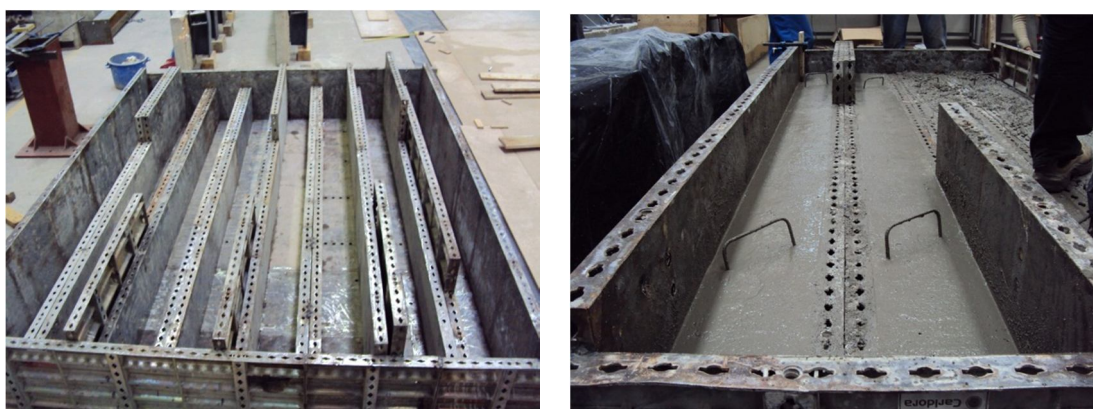


Figura 3.1 – Vista geral das cofragens e betonagem das vigas.

3.3 Materiais

3.3.1 Betão

De modo a caracterizar mecanicamente o betão, foram betonados, juntamente com as vigas, 35 cubos com 15 cm de aresta. Para a identificação do valor médio da resistência do betão à compressão, estes provetes foram ensaiados em grupos de 3, em dias específicos: entre o 5º dia e o 56º dia. Na Figura 3.2 podem observar-se alguns resultados e a curva logarítmica ajustada, recomendada por *Neville* (3.1), para o betão deste ano, cuja expressão é:

$$f_{cm}(t) = 6,0571 \ln(t) + 12,443 \quad (3.1)$$

Assim, é possível estimar o valor médio espectável da tensão de rotura do betão à compressão f_{cm} , após t dias, ou seja, por exemplo no dia de cada ensaio. Tendo em conta o valor característico da resistência do betão à compressão f_{ck} aos 28 dias, verifica estar-se na presença de um betão da classe *C16/20*. No Quadro 3.3 resumem-se as características mecânicas do betão no dia de ensaio de cada viga, nomeadamente os valores médios f_{cm} e do módulo de elasticidade E_{cm} . As restantes características mecânicas foram estimadas a partir de f_{cm} , tendo em consideração as sugestões do *EC2*.

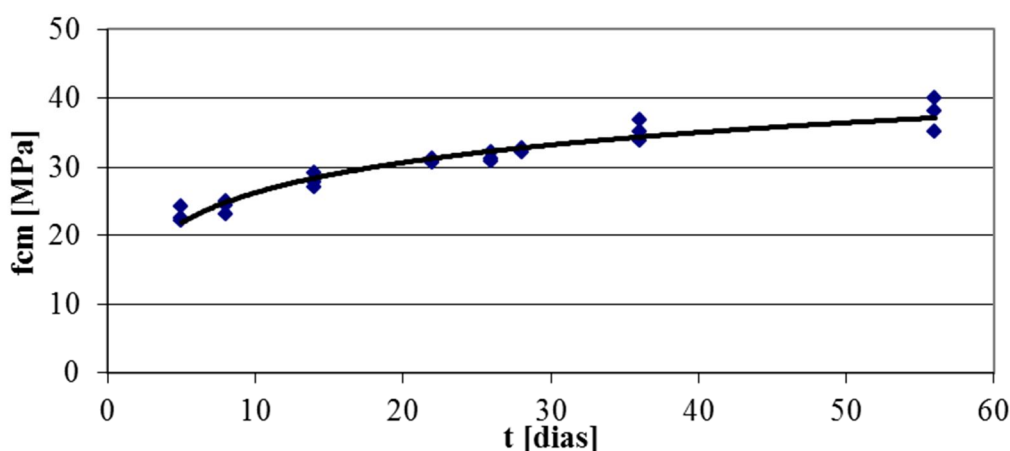


Figura 3.2 – Características resistentes do betão 2012.

Para o betão das vigas de *2010*, recorreu-se à metodologia proposta pelo *EC2*, a qual está baseada numa curva exponencial, para ajustar os resultados disponíveis. Neste caso, o valor médio da resistência do betão à compressão f_{cm} é estimado por:

$$f_{cm}(x) = 29,7932530752 e^{0,1761402634x} \quad (3.2)$$

onde a variável x , função do tempo t em dias, é determinada por:

$$x = 1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2} \quad (3.3)$$

Na Figura 3.3 apresentam-se os valores disponíveis e a curva ajustada. No Quadro 3.3 estão os valores assumidos.

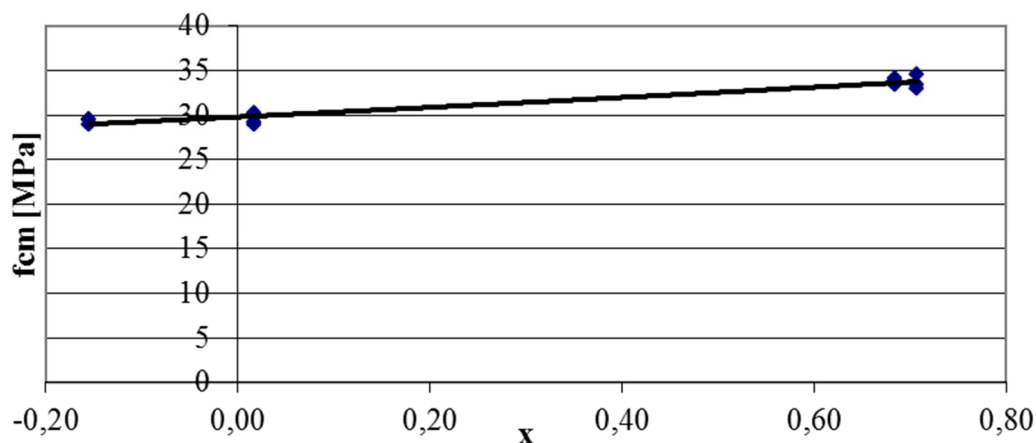


Figura 3.3 – Características resistentes do betão 2010.

Quadro 3.3 – Propriedades resistentes do betão.

Viga	Data ensaio	Idade [dias]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
Viga 2 2010	05-06-2012	761	34,35	2,98	30,30
Viga 5 2010	06-06-2012	762	34,35	2,98	30,30
Viga 8	06-06-2012	49	36,02	3,11	30,74
Viga 7	08-06-2012	51	36,26	3,12	30,77
Viga 6	08-06-2012	51	36,26	3,12	30,77
Viga 5	11-06-2012	54	36,60	3,14	30,86
Viga 4	11-06-2012	54	36,60	3,14	30,86
Viga 3	11-06-2012	54	36,60	3,14	30,86
Viga 2	12-06-2012	55	36,72	3,15	30,88
Viga 1	12-06-2012	55	36,72	3,15	30,88

3.3.2 Aço

Para conhecer as características mecânicas do aço utilizado nas vigas 2012, foram ensaiados 9 provetes à tracção na máquina *SERVOSIS* do laboratório: 4 provetes de varões com diâmetro comercial de 12 mm e 5 provetes com diâmetro 8 mm, todos com cerca de 35 cm de comprimento entre garras. Em relação ao aço das vigas 2010 ($\phi 16$), utilizaram-se os valores médios dos ensaios realizados nesse ano. Observando os valores médios da tensão de cedência à tracção f_{ym} e da tensão máxima f_{um} , especificados no Quadro 3.4, constata-se que o aço era de classe A500NR.

Quadro 3.4 – Resistências médias dos varões de aço.

	Diâmetro [mm]	f_{ym} [MPa]	f_{um} [MPa]	ϵ_{su} [%]
<i>Vigas 2010</i>	16	575	684	13,6
	10	587	664	13,6
<i>Vigas 2012</i>	12	550	655	13,6
	8	550	635	13,6

3.4 Esquema de ensaio

Como já foi referido anteriormente, as vigas encontravam-se simplesmente apoiadas, sujeitas a duas acções verticais concentradas, colocadas simetricamente, e a uma restrição axial. Na Figura 3.4 observa-se o esquema geral de ensaios onde se pode também verificar a posição dos deflectómetros, o sistema de restrição e de carregamento.

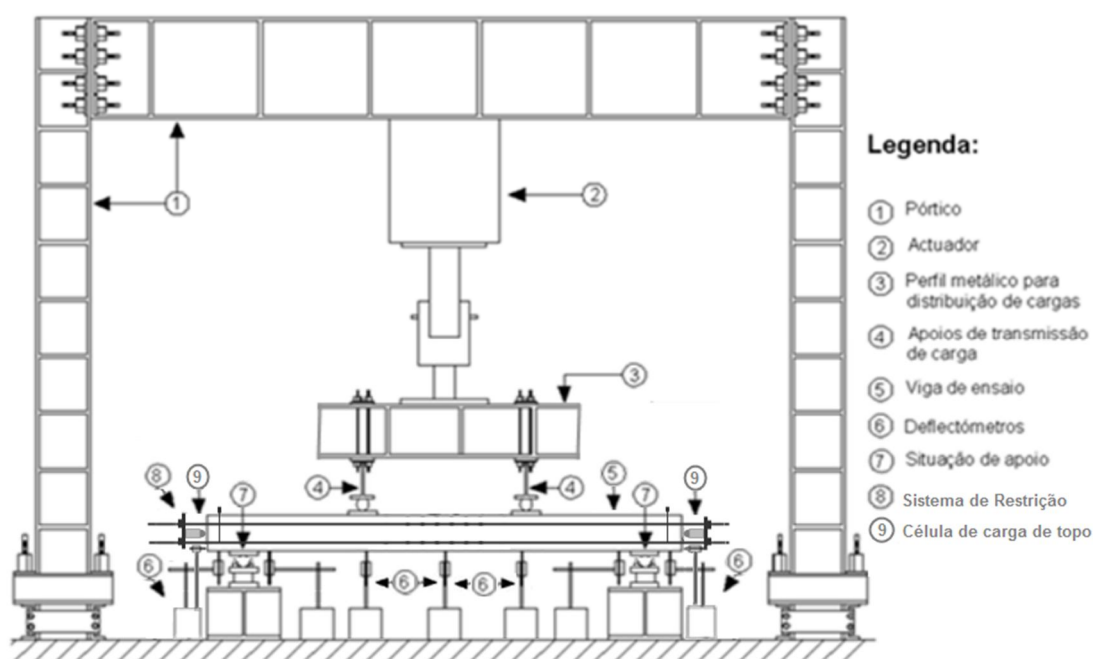


Figura 3.4 – Esquema geral de ensaios.

Tal como se verifica pela Figura 3.5, a zona central da viga está sujeita a flexão pura, isto é, entre a aplicação das cargas concentradas não existe esforço transversal, apenas flexão. Note-se que o peso próprio da viga não é aqui contabilizado.

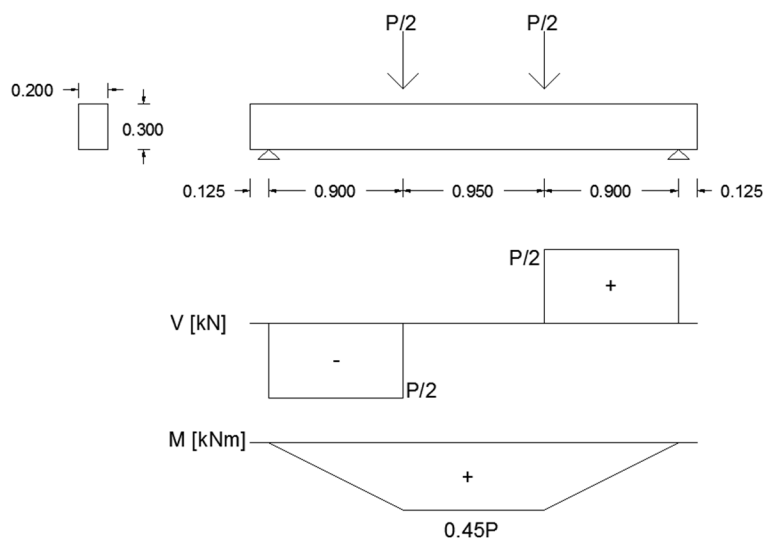


Figura 3.5 – Diagramas de esforços.

Em cada apoio foi utilizado um perfil metálico solidarizado na laje de reacção do laboratório, sobre o qual foram colocadas duas células de carga de modo a contabilizar a reacção de apoio. Por cima destas colocou-se uma placa metálica e um meio cilindro para permitir a rotação do apoio. A separar a viga, aplicou-se uma placa de “neoprene” para impedir o esmagamento do betão. Na Figura 3.6 pode visualizar-se o pormenor de um dos apoios e o esquema geral do ensaio.

De modo a avaliar as deformações da viga, recorreu-se a 7 deflectómetros, colocados sob a viga para medir deslocamentos verticais, e ainda mais 2, colocados nos topos de cada viga para medir deformações horizontais. A distribuição dos deflectómetros foi feita de modo a medir a rotação e o deslocamento vertical em cada apoio, tendo-se colocado um na parte interior e outro na parte exterior do apoio. Os deflectómetros dos topos foram colocados próximo da base da viga. Adicionalmente, foi posicionado um deflectómetro a meio vão e outros dois nas verticais da aplicação da acção. Esta disposição permitiu conhecer a flecha e a deformação axial da viga.

A acção, materializada em duas cargas verticais concentradas distanciadas entre si de 95 cm, foi aplicada através de dois cilindros, colocados nas extremidades de perfis metálicos, que cobriam toda a largura da viga. A separar da viga, colocou-se placas de “neoprene” para evitar o esmagamento do betão. Os perfis metálicos encontravam-se ligados ao actuador mecânico através de uma viga metálica, como se ilustra na Figura 3.6. O actuador era programado para funcionar por controlo de deformação.



Figura 3.6 – Pormenor do apoio e esquema de ensaio.

No que toca ao sistema de restrição, era constituído por 4 varões “*dywidag*” de 15 mm de diâmetro, ligados a 2 perfis metálicos colocados nos topos. Para avaliar a carga axial induzida, juntamente com uma peça metálica semi-esférica de modo a simular uma rótula, colocava-se em cada topo uma célula de carga. Na Figura 3.7 ilustra-se um pormenor do sistema de restrição num dos topos. Repare-se ainda que em cada topo das vigas era colocada uma placa metálica, com espessura de 3 mm, separada da viga por meio de uma fina camada de argamassa. Estas tinham o propósito de uniformizar as tensões no contacto entre a rótula e o topo da viga.

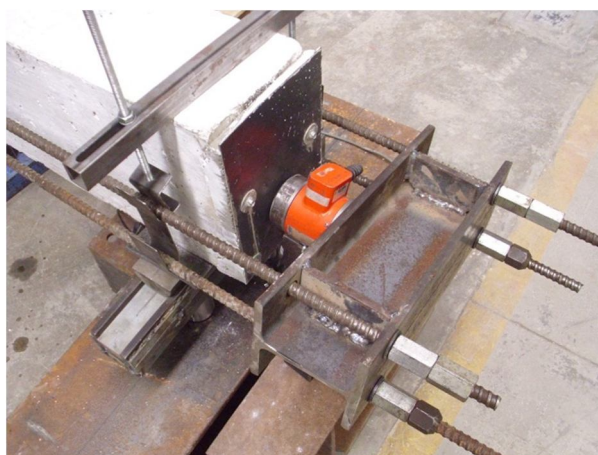


Figura 3.7 – Pormenor do sistema de restrição.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Este capítulo inicia-se pela apresentação dos resultados mais significativos dos ensaios realizados sobre as vigas apresentadas no capítulo anterior. De seguida serão analisados os comportamentos evidenciados por cada viga, confrontados com os resultados obtidos de forma diversa, e retirado o conjunto inicial de conclusões. Mais especificamente, o ponto 4.2 tratará das vigas de 2010 e os pontos 4.3 e 4.4 das vigas deste ano.

4.1 Considerações comuns

Os ensaios começaram no dia 5/6/2012 e terminaram após 7 dias. Foram realizados 3 tipos de ensaios: com restrição axial activa, onde foi colocado o sistema de restrição com esforço axial inicial previsto N_0^* de 25 kN, ou de 50 kN; com restrição axial passiva, onde foi colocado o sistema de restrição mas com esforço axial inicial nulo $N_0^* = 0$; e sem restrição axial SRA, onde o esforço axial permanece nulo ao longo do ensaio. No Quadro 4.1 podem observar-se o tipo de restrição adoptado em cada ensaio, e caso seja aplicável, o esforço axial inicial efectivo N_0 . Note-se que a simbologia *A* e *B* na nomenclatura das vigas significam respectivamente primeiro carregamento e segundo carregamento após indução de carga axial. O objectivo consistia em comparar o comportamento de cada viga, perceber a influência do esforço axial e procurar uma forma de reabilitação de estruturas.

Antes de cada ensaio submeteu-se a viga a uma pré-carga de cerca de 5 kN, para eliminar eventuais folgas no esquema montado. Procedimento idêntico foi realizado para o sistema de restrição, com uma carga de aproximadamente 3 kN, suprimindo assim grande parte das folgas entre as células de carga e os topos das vigas. Todos os ensaios foram realizados com controlo de deslocamento, onde a velocidade inicial foi de 0,01 mm/s. Posteriormente, após a carga máxima, esta velocidade foi incrementada para 0,02 mm/s. Foram feitas também diversas paragens com o intuito de medir a abertura de fendas e, quando necessário, para alterar o curso dos deflectómetros.

Quadro 4.1 – Restrição axial de cada viga.

Grupo	Ensaio	N_0^* [kN]	N_0 [kN]
Vigas 2010	Viga 2 2010	50	49,5
	Viga 5 2010	50	50,9
Grupo A 2012	Viga 1	50	50,6
	Viga 2	25	26,7
	Viga 3	0	3,1
	Viga 4 A	SRA	SRA
	Viga 4 B	50	57,1
Grupo B 2012	Viga 5 A	SRA	SRA
	Viga 5 B	50	53,1
	Viga 6	0	0,0
	Viga 7	25,00	25,1
	Viga 8	50	50,0

Na apresentação e análise de resultados, teóricos e experimentais, recorreu-se a diagramas $P-d$ e $N-d$. Para comparação entre vigas foram utilizados os valores nos pontos característicos destas curvas, nomeadamente o ponto da carga de fissuração P_{cr} , de cedência P_y , de plastificação P_{pl} , de carga máxima $P_{máx}$ e o de 85% da carga máxima $P_{85\%P_{máx}}$ (em fase descendente). Importa referir que a carga axial induzida no início dos ensaios provocou uma flecha negativa nas vigas. Para uma comparação directa com as vigas sem restrição ou com restrição passiva, foi retirado esse deslocamento do ponto inicial, começando assim as curvas sempre na origem.

Na Figura 4.1 pode visualizar-se uma curva $P-d$ exemplo de uma viga, ensaiada com restrição axial. Neste gráfico nota-se a presença de quatro fases distintas: as três usuais e uma outra entre os pontos P_y e P_{pl} . A primeira fase, denominada por *Estado I*, caracteriza-se por ser quase elástica linear; inicia-se na origem e termina no ponto P_{cr} . A esta fase aproximou-se uma recta, cuja inclinação define a rigidez K_I desta fase. A segunda fase tem início no ponto P_{cr} e é intitulada por fase de fissuração, ou *Estado II*. Mais uma vez, a rigidez K_{II} é determinada com base na inclinação da recta tangente à curva nesta fase. A fase de fissuração termina quando as armaduras atingem o ponto de cedência P_y e principia o *Estado III*. Em vigas sujeitas a restrição axial, surge um novo *Estado III*, caracterizado por ter uma rigidez K_{III} não nula, mas inferior a K_{II} . Esta fase desenvolve-se entre os pontos P_y e de plastificação P_{pl} . Caso não seja evidente o novo *Estado III*, como acontece nas estruturas de genéricas de betão, o ponto P_{pl} coincide com o P_y , entrando-se na última fase, designada por patamar de plastificação. Este estado tem início no ponto P_{pl} , passa no ponto de carga máxima $P_{máx}$ e

termina no ponto de rotura da viga $85\%P_{m\acute{a}x}$, correspondente a 85% da carga máxima. A esta fase é associada uma recta horizontal que passa pelo ponto $P_{m\acute{a}x}$.

O ponto P_{cr} corresponde ao ponto da curva $P-d$ que tem a mesma carga do ponto de intersecção das rectas tangentes às *Fase I* e *Fase II*. Os pontos P_y e P_{pl} foram determinados fazendo-lhes corresponder, na curva experimental, o deslocamento do ponto de intersecção das tangentes das fases adjacentes.

Dois quocientes de comparação, utilizados adiante, serão ainda a amplitude de fissuração d_y/d_{cr} e o factor de ductilidade $d_{85\%P_{m\acute{a}x}}/d_y$. Estes importantes factores permitem caracterizar a resposta de uma estrutura deste tipo, não só em termos de resistência máxima, mas também em termos de conteúdo energético, importante no caso da acção sísmica. Um valor pequeno do quociente d_y/d_{cr} , isto é, uma segunda fase com uma extensão curta, leva a um sentimento de insegurança por parte do utilizador da estrutura. Este facto acontece pois assim que surjam as primeiras fissuras estas indiciam que a cedência ocorrerá para deformações breves. Relativamente à razão $d_{85\%P_{m\acute{a}x}}/d_y$, um valor elevado significa uma maior capacidade de uma estrutura em dissipar energia, isto é, quanto maior for o factor de ductilidade, melhor será a resposta da estrutura a acções cíclicas.

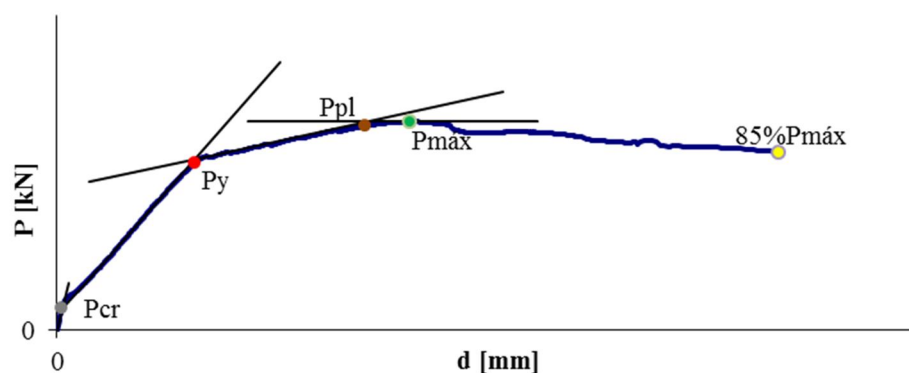


Figura 4.1 – Diagrama P-d exemplo.

Tal como foi referido no *Capítulo 2*, no âmbito dos Estados Limite de Utilização, o *EC2* propõe o limite de $L/250$ para a deformação de modo a que esta não prejudique o correcto funcionamento, ou o aspecto, de uma estrutura durante o tempo de vida útil. L representa o vão entre apoios, e esta deformação deve ser calculada sob a combinação de cargas quase-permanentes. Esta limitação destina-se a deformações que envolvam partes não estruturais como paredes, por exemplo. Quando as flechas afectam outras partes adjacentes à estrutura considera-se o limite de $L/500$. Importa salientar que os ensaios realizados não consideram efeitos diferidos, nomeadamente a fluência e a retração. Relativamente à fluência, um modo

expedito de determinar o valor que seria obtido em longo prazo, consistiria em multiplicar o valor de curto prazo pelo coeficiente $(1+\varphi)$. Neste caso, divide-se o limite por este factor de modo a comparar com os valores dos deslocamentos d . Foram dois os coeficientes de fluência considerados: 1,5 e 2. Por outro lado, a retracção remanescente nas *Vigas 2010* pode ser desprezada, mas nas vigas deste ano não. Alternativamente à metodologia proposta pelo *EC2* optou-se por actualizar os factores anteriores para 3 e 3,5, no caso das vigas de 2012 e para 2,5 e 3, no caso das vigas de 2010. No Quadro 4.2 são quantificados os limites da deformação das vigas a ensaiar.

Quadro 4.2 – Controlo da deformação.

Vigas 2010				Vigas 2012			
Designação	φ	Factor	Limite [mm]	Designação	φ	Factor	Limite [mm]
<i>L4,4</i>	1,5	2,5	4,4	<i>L3,7</i>	1,5	3,0	3,7
<i>L3,7</i>	2,0	3,0	3,7	<i>L3,1</i>	2,0	3,5	3,1

A carga P no ensaio é contabilizada através das quatro células de carga dispostas nos apoios. O deslocamento d , neste caso a flecha a meio vão, é determinada subtraindo ao deslocamento central os assentamentos dos apoios.

Relativamente às curvas teóricas determinadas pelo programa de análise não linear *ANL*, importa frisar que se tentou fazer a concordância no diagrama de esforço axial. De facto, os esforços axiais dependem do esforço axial inicial, da elasticidade do sistema de restrição e das plastificações verificadas nas placas, e também nas argamassas, colocadas nos topos das vigas.

4.2 Vigas 2010

As duas vigas apresentadas e analisadas neste ponto, *Viga 2 2010* e *Viga 5 2010*, foram construídas em 2010. As duas vigas aqui analisadas têm em comum a armadura transversal, a armadura longitudinal de tracção e a carga axial imposta inicialmente. Relativamente aos estribos, as vigas são constituídas por $E2R\phi6//0,18$ no tramo entre cargas e por $E2R\phi6//0,06$ nos tramos laterais. A armadura de tracção era de $3\phi16$ ($6,03\text{ cm}^2$, $\rho=1,01\%$), ao longo de toda a viga. Na armadura de compressão, $2\phi10$ ($1,57\text{ cm}^2$) no caso da *Viga 2 2010*, e $2\phi16$ ($4,02\text{ cm}^2$) no caso da *Viga 5 2010*. Todas as armaduras da classe *A500NR*. O valor médio espectável da tensão resistente à compressão do betão era de $34,4\text{ MPa}$.

A primeira viga a ser ensaiada, 761 dias após a betonagem, foi a *Viga 2 2011*. No dia seguinte foi ensaiada a *Viga 5 2010*. Em ambos os casos, foi imposta às vigas uma carga axial inicial de 50 kN. O tempo aproximado de duração de cada ensaio é indicado no Quadro 4.3. No caso da *Viga 2 2010*, o maior intervalo de tempo de duração do ensaio decorre directamente do número superior de paragens efectuado neste primeiro ensaio. No Quadro 4.3 são ainda indicadas as dimensões reais médias do tramo central da viga.

Quadro 4.3 – Ensaio das Vigas 2010.

Viga	Duração de ensaio	N.º de paragens	b [cm]	h [cm]
<i>Viga 2 2010</i>	2h:30min	17	20,1	29,9
<i>Viga 5 2010</i>	2h:00min	10	20,0	29,9

Como se pode observar na Figura 4.2, a causa de rotura destas vigas decorreu da instabilização das armaduras de compressão.



Figura 4.2 – Roturas da Viga 2 2010 e da Viga 5 2010.

Na Figura 4.3 e na Figura 4.4 são representadas as curvas $P-d$ (carga-deslocamento) e $N-d$ (esforço axial-deslocamento), determinadas experimentalmente, para a *Viga 2 2010* e para a *Viga 5 2010*, respectivamente. Nestas figuras estão ainda indicados os pontos de início de fissuração P_{cr} , de cedência P_y , de carga máxima $P_{máx}$ e de 85% da carga máxima $85\%P_{máx}$. Os valores das cargas correspondentes a estes pontos, e os respectivos esforços axiais, encontram-se no Quadro 4.4. Os deslocamentos estão no Quadro 4.5. Nas curvas $N-d$ apenas se assinala o ponto de esforço axial máximo, $N_{máx}$ e respectivos deslocamentos no Quadro 4.6.

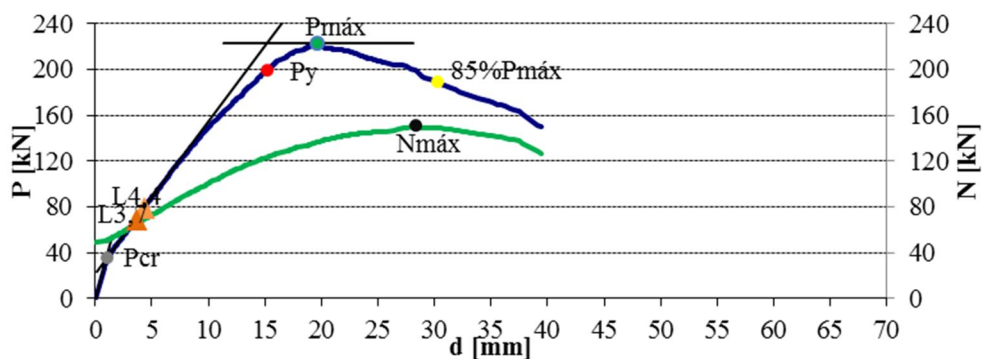


Figura 4.3 – Curvas P-d e N-d da Viga 2 2010.

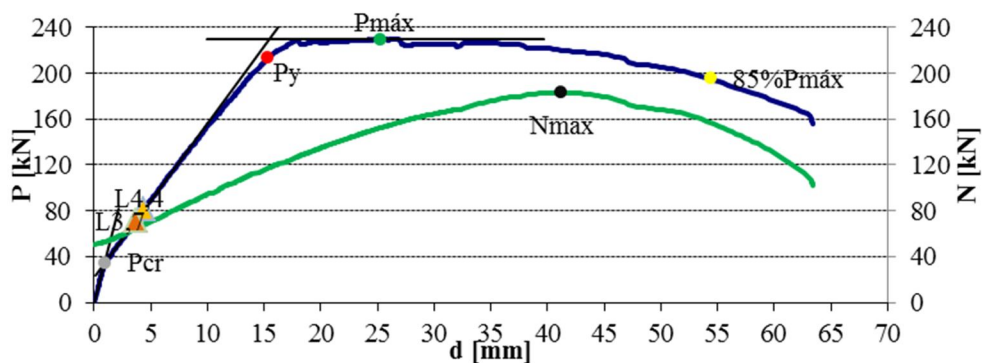


Figura 4.4 – Curvas P-d e N-d da Viga 5 2010.

Quadro 4.4 – Pontos característicos da curva P-d da Viga 2 2010 e da Viga 5 2010.

	<i>Viga 2 2010</i>	<i>Viga 5 2010</i>		<i>Viga 2 2010</i>	<i>Viga 5 2010</i>
P_{cr} [kN]	35,5	34,3	N_{cr} [kN]	51,1	52,9
P_y [kN]	197,8	213,3	N_y [kN]	123,0	117,4
$P_{m\acute{a}x}$ [kN]	222,6	229,8	$N_{P_{m\acute{a}x}}$ [kN]	136,8	152,4
$85\%P_{m\acute{a}x}$ [kN]	188,8	195,1	$N_{85\%P_{m\acute{a}x}}$ [kN]	148,7	157,2
K_I [kN/mm]	34,8	38,6			
K_{II} [kN/mm]	13,3	13,5			
K_I/K_{II}	2,6	2,9			

Quadro 4.5 – Deslocamentos dos pontos característicos da curva P-d das Vigas 2010.

	<i>Viga 2 2010</i>	<i>Viga 5 2010</i>		<i>Viga 2 2010</i>	<i>Viga 5 2010</i>
d_{cr} [mm]	1,1	1,0	$\Delta CG_{sist,cr}$ [mm]	0,04	0,19
d_y [mm]	15,1	15,3	$\Delta CG_{sist,y}$ [mm]	2,00	2,39
$d_{Pmáx}$ [mm]	19,7	25,3	$\Delta CG_{sist,Pmáx}$ [mm]	2,62	2,81
$d_{85\%Pmáx}$ [mm]	30,3	54,4	$\Delta CG_{sist,85\%Pmáx}$ [mm]	3,13	4,86
d_y/d_{cr}	13,4	15,5			
$d_{85\%Pmáx}/d_y$	2,0	3,5			

Quadro 4.6 – Ponto característico das curvas N-d das Vigas 2010.

	<i>Viga 2 2010</i>	<i>Viga 5 2010</i>
$N_{máx}$ [kN]	150,4	183,2
$d_{Nmáx}$ [mm]	28,4	41,2
$P_{Nmáx}$ [kN]	199,0	219,9
ΔCG_{sist} [mm]	3,36	3,42

É ainda de referir que, por motivo de se ter induzido uma carga axial antes do ensaio propriamente dito, esta acção provoca um deslocamento negativo nas vigas. Na *Viga 2 2010* observou-se uma flecha inicial de $0,197\text{ mm}$ enquanto que na outra viga esta flecha foi de $0,168\text{ mm}$. Por sua vez, segundo a expressão 2.2, as contra flechas foram, para estas vigas respectivamente, de $0,17\text{ mm}$ e $0,18\text{ mm}$. Comparando com as curvas teóricas ANL, os valores diferem um pouco, sendo de $0,169\text{ mm}$ e de $0,154\text{ mm}$, respectivamente para a *Viga 2 2010* e para a *Viga 5 2010*. Note-se que, neste caso, porque não era decisivo, no programa de análise não linear, ao tratar os momentos negativos, considerou-se a armadura invertida. Assim, ao considerar-se na parte superior da viga uma área de armadura superior à utilizada na realidade, a flecha calculada é ligeiramente inferior à verificada experimentalmente. De qualquer modo, estes valores foram desprezados na avaliação dos deslocamentos d , tal como referido anteriormente.

Analisando então os gráficos P-d das duas vigas, são visíveis as três fases do comportamento estrutural: *Estado I*, *Estado II* e patamar de plastificação. A primeira fase, elástica linear, é aproximadamente uma recta, com início na origem e termo no ponto P_{cr} . Pode observar-se que a rigidez desta fase é semelhante nas duas vigas, sendo o seu desvio pouco superior a 10%, o que se pode considerar aceitável. Em relação ao ponto P_{cr} , os valores da carga são quase coincidentes, sendo o desvio entre elas de 3,5%, desprezável portanto. Os respectivos

deslocamentos têm um desvio moderado, cerca de 12,7%. Esta diferença é da mesma ordem da verificada nos valores da rigidez.

Relativamente ao *Estado II*, curva entre os pontos P_{cr} e P_y , verifica-se que a rigidez nas duas vigas é muito semelhante. Nos pontos de cedência existe um desvio aceitável de 7,6% ao nível das cargas, sendo a carga superior na *Viga 5 2010*. Este aspecto é verificável no afastamento que a curva da *Viga 2 2010* apresenta em relação à sua tangente no final da segunda fase. Tal constatação poderá derivar directamente da superior área de armadura de compressão. Relativamente aos deslocamentos na cedência, nota-se uma proximidade nos valores, resultando num desvio insignificante, inferior a 2%.

A última fase que se pode verificar nas curvas $P-d$ corresponde ao patamar de plastificação, com início no ponto P_y , incluindo o ponto $P_{máx}$ e o ponto $85\%P_{máx}$. O desvio entre as cargas máximas atingidas foi de 3,2%. Os valores do deslocamento no ponto de carga máxima diferem entre si com um desvio de aproximadamente 25%. A diferença entre estes valores deve-se essencialmente ao facto de o patamar de cedência ser mais extenso na *Viga 5 2010*, o qual poderá ser uma consequência da maior área de armadura de compressão. Em relação ao último ponto característico assinalado nas curvas $P-d$, o ponto $85\%P_{máx}$, verifica-se que este tem um desvio nas cargas também desprezável, inferior a 4%. Ao nível dos deslocamentos, o desvio já é bastante significativo, cerca de 57%. À semelhança dos deslocamentos no ponto da carga máxima, também aqui, esta diferença se deve à extensão do patamar de cedência, ou seja, à maior ductilidade da *Viga 5 2010*.

Tendo agora em consideração os valores da amplitude da fase de fissuração d_y/d_{cr} , verifica-se que, em termos de deslocamentos, a fase de fissuração é cerca de 14 vezes mais ampla do que a fase elástica. Relativamente ao factor de ductilidade $d_{85\%P_{máx}}/d_y$, o seu valor oscilou entre 2, no caso da *Viga 2 2010*, a qual tem um reduzido patamar de plastificação, e o valor 3,5 para a *Viga 5 2010*, que apresenta um patamar de plastificação ligeiramente mais alongado. No caso da *Viga 2 2010* o reduzido patamar de plastificação ficou-se a dever à instabilização precoce da armadura comprimida. No caso da *Viga 5 2010*, o maior diâmetro desta armadura permitiu atingir uma maior resistência a este nível. Nestas condições, pode afirmar-se que a instabilização precoce da armadura comprimida, tal como ocorreu na *Viga 2 2010*, pode colocar em causa a segurança da estrutura caso estivesse prevista a formação de uma rótula plástica, por exemplo durante a ocorrência de uma acção tipo sismo.

O curto troço, quase horizontal, no início da curva $N-d$, evidencia a existência de uma pequena folga no sistema de restrição. O valor correspondente foi avaliado em aproximadamente 0,8 mm na *Viga 2 2010*. Na *Viga 5 2010*, embora também exista uma folga

muito reduzida, não é contudo perceptível na curva $N-d$. Repare-se que os valores do esforço axial no ponto P_{cr} não diferem muito da carga axial inicialmente induzida, o que permite concluir que no *Estado I* o esforço axial permanece quase constante, ou seja, não existem alongamentos relevantes na viga. Este aspecto pode ser confirmado nos correspondentes valores de $\Delta CG_{sist,cr}$, no Quadro 4.5. No ponto P_y , o desvio de carga axial entre as duas vigas é irrelevante, inferior a 5%. Contudo, é substancial o incremento de esforço axial comparativamente ao ponto de fissuração. Este incremento é consequência directa do aumento de comprimento da viga ($\Delta CG_{sist,y}$) nos pontos de confinamento. Importa salientar que este aumento de comprimento resulta essencialmente da abertura de fendas ao nível dos referidos pontos. No ponto $P_{máx}$, o desvio entre cargas axiais aumenta ligeiramente, para 11%, e no ponto $N_{máx}$, o desvio cresce para os 20%. Repare-se ainda que este último ponto já se encontra numa fase decrescente da curva $P-d$, quando as armaduras já tinham ultrapassado claramente o ponto de cedência, e portanto, as fissuras abriam consideravelmente. Neste ponto, os valores da flecha evidenciadas por cada viga tem um desvio de aproximadamente 37%. Os correspondentes deslocamentos nos pontos de confinamento ($\Delta CG_{sist,85\%P_{max}}$) encontram-se desviados de aproximadamente 60%. Quando a carga máxima foi atingida o desvio era de 6%.

Tendo em consideração os limites expostos no Quadro 4.2, apresentam-se, no Quadro 4.7, os valores limite em termos de carga $P_{4,4}$ e $P_{3,7}$, bem como os quocientes relativamente à carga de fissuração P_{cr} e de cedência P_y . Nas Figura 4.3 e Figura 4.4 são visíveis nas curvas $P-d$ os pontos representantes destes limites regulamentares: $L_{4,4}$ e $L_{3,7}$. Os desvios entre as duas vigas são na ordem dos 3%, sendo portanto desprezável. No caso de ser possível assumir um valor reduzido para o coeficiente de fluência, verifica-se que a carga $P_{4,4}$ é cerca de 2,2 vezes superior ao valor da carga P_{cr} . Relativamente à cedência das armaduras, a carga $P_{4,4}$ é cerca de 40% de P_y .

Quadro 4.7 – Cargas correspondentes ao limite de deformação.

	P_{4,4} [kN]	P_{3,7} [kN]	P_{4,4}/P_{cr}	P_y/P_{4,4}	P_{3,7}/P_{cr}	P_y/P_{3,7}
Viga 2 2010	79,1	68,9	2,2	2,5	1,9	2,9
Viga 5 2010	81,0	71,0	2,4	2,6	2,1	3,0

De seguida, na Figura 4.5 e na Figura 4.6, são comparadas as curvas experimentais e teóricas para a *Viga 2 2010* e para a *Viga 5 2010*. No Quadro 4.8 são comparados os valores das cargas nos pontos característicos, e no Quadro 4.9 os correspondentes valores dos deslocamentos. Importa salientar que estes diagramas foram determinados tentando fazer com

que existisse concordância nos valores dos esforços axiais, o que nem sempre é possível, recorde-se.

Em geral, verifica-se uma relativa boa concordância entre as diversas curvas. Visualmente, de salientar as discrepâncias entre as curvas da *Viga 2 2010*, na zona de cedência. Esta discordância de valores dever-se-á à consideração, por parte do programa *ANL*, do comportamento perfeitamente elástico, do aço antes da cedência, o que na realidade não se verifica exactamente. Tendo em consideração os valores apurados, representados no Quadro 4.8 e no Quadro 4.9, verifica-se que os desvios são em geral inferiores a 10%, excepção para os valores das cargas de fissuração, e dos valores da rigidez elástica, inferiores contudo a 20.

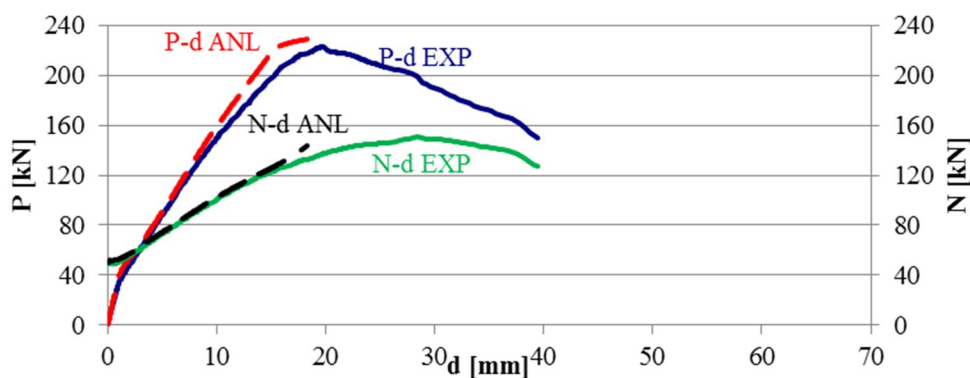


Figura 4.5 – Curvas P-d e N-d experimentais e teóricas da Viga 2 2010.

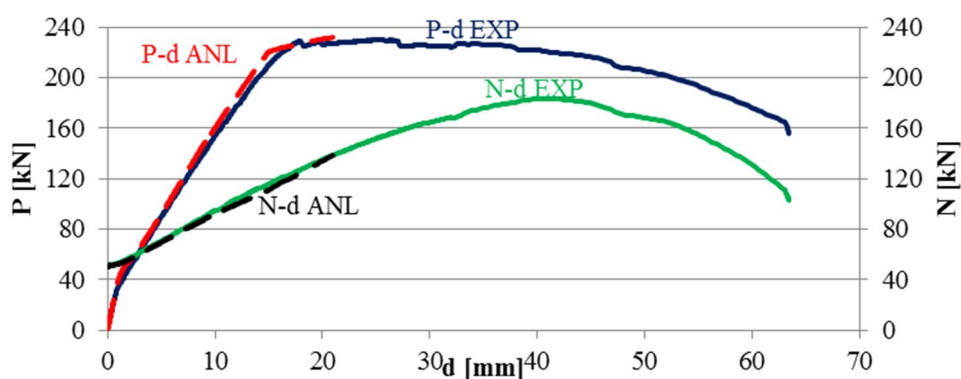


Figura 4.6 – Curvas P-d e N-d experimentais e teóricas da Viga 5 2010.

Quadro 4.8 – Pontos característicos das curvas P-d EXP e P-d ANL das Vigas 2010.

	<i>Viga 2 2010</i>				<i>Viga 5 2010</i>		
	<i>EXP</i>	<i>ANL</i>	<i>Desvio</i>		<i>EXP</i>	<i>ANL</i>	<i>Desvio</i>
P_{cr} [kN]	35,5	40,5	13,1%	P_{cr} [kN]	34,3	41,5	19,0%
P_y [kN]	197,8	218,5	10,0%	P_y [kN]	213,3	219,5	2,9%
$P_{máx}$ [kN]	222,6	228,5	2,6%	$P_{máx}$ [kN]	229,8	231,5	0,8%
K_I [kN/mm]	34,8	41,8	18,5%	K_I [kN/mm]	38,6	43,4	11,7%
K_{II} [kN/mm]	13,3	13,3	0,2%	K_{II} [kN/mm]	13,5	13,6	0,7%
K_I/K_{II}	2,6	3,2	18,7%	K_I/K_{II}	2,9	3,2	11,0%

Quadro 4.9 – Deslocamentos dos pontos característicos das curvas P-d EXP e P-d ANL das Vigas 2010.

	<i>Viga 2 2010</i>				<i>Viga 5 2010</i>		
	<i>EXP</i>	<i>ANL</i>	<i>Desvio</i>		<i>EXP</i>	<i>ANL</i>	<i>Desvio</i>
d_{cr} [mm]	1,1	1,1	1,6%	d_{cr} [mm]	1,0	1,1	8,7%
d_y [mm]	15,1	15,1	0,1%	d_y [mm]	15,3	14,9	3,1%
$d_{Pmáx}$ [mm]	19,7	18,3	7,5%	$d_{Pmáx}$ [mm]	25,3	20,9	18,9%
d_y/d_{cr}	13,4	13,7	1,7%	d_y/d_{cr}	15,5	13,8	11,8%

Os valores obtidos segundo o *EC2*, e pelo programa teórico *ANL*, para a rigidez do *Estado I* e do *Estado II*, são comparados com os valores experimentais no Quadro 4.10. Os desvios foram determinados em relação aos valores experimentais. Relativamente ao K_I , os valores ajustam-se adequadamente quando calculados pelo *EC2*. O programa *ANL* determina valores moderadamente desviados. Em relação a K_{II} verifica-se o oposto. Deve-se este facto do *EC2* estimar “grosseiramente” que a rigidez de flexão, em secções fendilhadas, é igual a um terço da rigidez da primeira fase.

No Quadro 4.11 estão indicados os deslocamentos estimados com base nos valores da rigidez anteriormente referidos. Os deslocamentos foram obtidos com base no método da força unitária, considerando apenas dois valores distintos para a rigidez de flexão EI : o valor inicial correspondente à secção não fissurada; e o valor da secção fissurada, assumido como sendo $1/3$ do anterior. Por sua vez, as cargas P_{cr} e P_y foram determinadas através dos momentos de fissuração M_{cr} e de cedência M_y , respectivamente. M_{cr} foi calculado a partir da expressão 2.5; M_y através das fórmulas simplificadas apresentadas no *Capítulo 2* (expressões 2.6 e 2.7). Neste caso, verifica-se que o *EC2* não consegue estimar correctamente os deslocamentos.

Quadro 4.10 – Desvios entre as diversas metodologias para os valores da rigidez.

		K_I [kN/mm]	Desvio	K_{II} [kN/mm]	Desvio	K_I/K_{II}	Desvio
Viga 2 2010	EXP	34,8	-	13,3	-	2,6	-
	ANL	45,8	31,8%	14,9	12,2%	3,1	17,4%
	EC2	35,8	2,3%	11,8	10,1%	3,0	13,7%
Viga 5 2010	EXP	38,6	-	13,5	-	2,9	-
	ANL	43,4	12,4%	13,6	0,7%	3,2	11,7%
	EC2	35,8	6,5%	11,8	12,7%	3,0	5,6%

Quadro 4.11 – Desvios entre as diversas metodologias para os deslocamentos.

		d_{cr} [mm]	Desvio	d_y [mm]	Desvio	d_y/d_{cr}	Desvio
Viga 2 2010	EXP	1,1	-	15,1	-	13,4	-
	ANL	1,2	4,9%	13,2	12,5%	11,2	16,6%
	EC2	0,4	65,3%	12,6	19,0%	35,5	197,1%
Viga 5 2010	EXP	1,0	-	15,3	-	15,5	-
	ANL	1,1	9,1%	14,9	3,0%	13,8	11,1%
	EC2	0,4	58,8%	12,6	18,6%	35,5	145,0%

4.3 Grupo A 2012

Neste ponto serão analisadas as 4 vigas do *Grupo A 2012*, por ordem de ensaio: *Viga 4*, *Viga 3*, *Viga 2* e *Viga 1*. Todas têm em comum a área de armadura de tracção de $3\phi 12$ ($3,39 \text{ cm}^2$, $\rho=0,55\%$), a área de armadura de compressão de $2\phi 8$ ($1,01 \text{ cm}^2$, $\rho'=0,16\%$) e a armadura transversal constituída por $E2R\phi 6//0,18$ na zona central entre cargas e por $E2R\phi 6//0,06$ nas zonas laterais. Todas as armaduras da classe *A500NR*.

No Quadro 4.12 apresenta-se a duração de cada ensaio, o número de paragens, as dimensões reais médias das vigas, o valor do esforço axial inicial N_0 e o valor médio espectável da tensão resistente à compressão do betão f_{cm} . A *Viga 4* e a *Viga 3* foram ensaiadas 54 dias após a betonagem e a *Viga 2* e a *Viga 1* no dia seguinte àquelas. Em todas as vigas foi imposta uma carga axial inicial diferente. A *Viga 4* foi submetida a dois ensaios, designados adiante por *Viga 4A* e por *Viga 4B*. Em primeiro lugar, foi ensaiada sem restrição axial *SRA* e, após a cedência e descarga, foi recarregada com carga axial inicial de aproximadamente 50 kN . A *Viga 3* foi ensaiada com o sistema de restrição axial passivo, isto é, com sistema de restrição mas sem carga axial inicial. Nas duas últimas vigas foi imposta uma carga axial inicial de 25 kN e 50 kN , respectivamente para a *Viga 2* e para a *Viga 1*.

Quadro 4.12 – Ensaio das vigas do Grupo A 2012.

Viga	Duração de ensaio	N.º Paragens	b [cm]	h [cm]	N ₀ [kN]	f _{cm} [MPa]
Viga 1 2012	1h:40min	8	20,3	31,0	50,6	36,72
Viga 2 2012	2h:00min	7	20,2	30,5	26,7	36,72
Viga 3 2012	1h:50min	9	20,3	30,6	3,1	36,60
Viga 4 A 2012	1h:00min	6	20,2	30,7	SRA	36,60
Viga 4 B 2012	1h:30min	10			57,1	36,60

A rotura ocorreu, invariavelmente, por instabilização da armadura de compressão. Como exemplo, ilustra-se na Figura 4.7 a rotura da *Viga 3*.



Figura 4.7 – Rotura da Viga 3.

Na Figura 4.8 são apresentadas as curvas experimentais *P-d* das vigas do *Grupo A*. Na Figura 4.9 as curvas *N-d*. Os valores das cargas e correspondentes deslocamentos podem ser observados no Quadro 4.13. Refere-se ainda que os deslocamentos negativos, devido às cargas axiais induzidas inicialmente, são de *0,10 mm* e *0,11 mm*, respectivamente para a *Viga 2* e para a *Viga 1*. Na *Viga 3*, o esforço axial inicial é nulo, assim como no caso da *Viga 4A*. Os valores obtidos pela análise não linear diferem um pouco dos apresentados anteriormente para a *Viga 2* e *Viga 1*: *0,08 mm* e *0,17 mm*, respectivamente. No que toca à *Viga 4B*, o valor teórico não pode ser comparado ao experimental, uma vez que o programa não considera a pré-fissuração existente na viga. De facto, não se pode referir existir fase elástica linear nesta viga previamente fissurada, embora ela seja aparente nas curvas apuradas, apesar da reduzida extensão. Com a imposição da carga axial inicial as fissuras fecham, fazendo com que ainda exista, posteriormente, um pequeno troço linear, com uma rigidez significativamente mais baixa. As contra flechas determinadas segundo o *ACI* (expressão 2.2) foram de *0,15 mm*, *0,09 mm*, *0,01 mm*, respectivamente para as Vigas *1*, *2* e *3*.

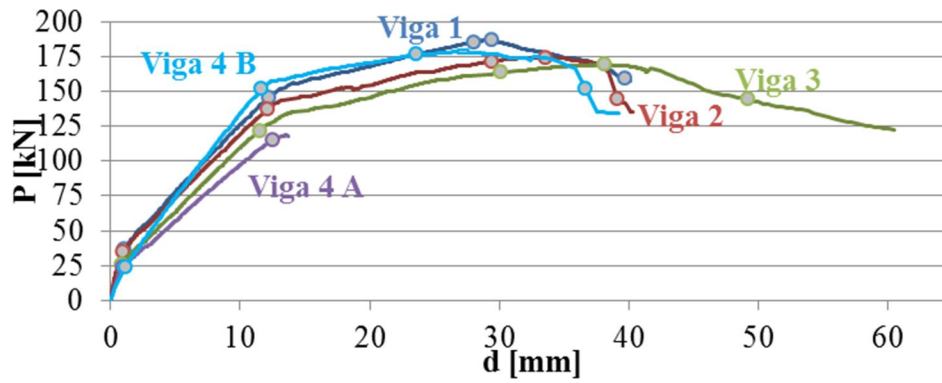


Figura 4.8 – Curvas P-d para as vigas do Grupo A 2012.

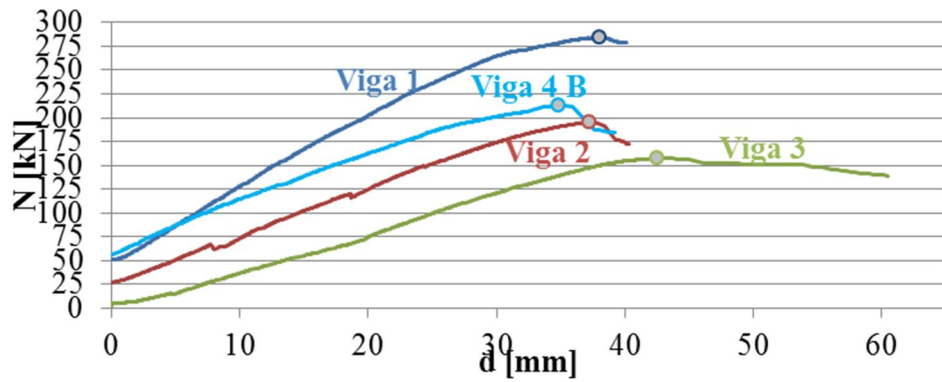


Figura 4.9 – Curvas N-d para as vigas do Grupo A 2012.

Quadro 4.13 – Pontos característicos das curvas P-d das vigas do Grupo A 2012.

	<i>Viga 1</i>	<i>Viga 2</i>	<i>Viga 3</i>	<i>Viga 4 A</i>	<i>Viga 4 B</i>		<i>Viga 1</i>	<i>Viga 2</i>	<i>Viga 3</i>	<i>Viga 4 A</i>	<i>Viga 4 B</i>
P_{cr} [kN]	36,7	34,7	25,8	24,0	23,3	d_{cr} [mm]	1,0	0,9	0,8	0,9	1,1
P_y [kN]	146,1	137,6	121,7	115,0	152,6	d_y [mm]	12,3	12,2	11,5	12,5	11,7
P_{pl} [kN]	185,9	172,0	164,1	-	176,9	d_{Ppl} [mm]	28,1	29,4	30,1	-	23,6
$P_{máx}$ [kN]	187,3	174,7	169,5	-	178,9	$d_{Pmáx}$ [mm]	29,4	33,6	38,1	-	26,8
$85\%P_{máx}$ [kN]	159,2	145,2	144,4	-	152,0	$d_{85\%Pmáx}$ [mm]	39,8	39,1	49,2	-	36,7
K_I [kN/mm]	46,5	50,7	34,1	30,2	26,6	d_y/d_{cr}	11,9	13,1	14,1	13,6	10,5
K_{II} [kN/mm]	10,1	9,4	9,7	8,1	12,4	$d_{85\%Pmáx}/d_y$	3,2	3,2	4,3	-	3,1
K_{III} [kN/mm]	2,2	1,9	2,1	-	1,8						
K_I/K_{II}	4,6	5,4	3,5	3,8	2,1						
K_{II}/K_{III}	4,6	5,1	4,6	-	6,8						

Quadro 4.14 – Esforço axial e alongamento das vigas do Grupo A 2012.

	<i>Viga 1</i>	<i>Viga 2</i>	<i>Viga 3</i>	<i>Viga 4 A</i>	<i>Viga 4 B</i>		<i>Viga 1</i>	<i>Viga 2</i>	<i>Viga 3</i>	<i>Viga 4 A</i>	<i>Viga 4 B</i>
N_{cr} [kN]	54,2	29,7	5,4	-	62,6	$\Delta CG_{sist,cr}$ [mm]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,3
N_y [kN]	146,7	86,7	42,1	-	123,3	$\Delta CG_{sist,y}$ [mm]	2,6	2,4	1,7	2,3	2,5
N_{Ppl} [kN]	254,3	171,4	121,3	-	178,9	$\Delta CG_{sist,Ppl}$ [mm]	6,0	6,0	5,1	-	4,5
$N_{Pmáx}$ [kN]	261,8	187,0	150,3	-	192,4	$\Delta CG_{sist,Pmáx}$ [mm]	6,4	6,7	7,0	-	5,3
$N_{85Pmáx}$ [kN]	278,9	178,6	151,5	-	178,9	$\Delta CG_{sist,85Pmáx}$ [mm]	7,5	7,4	8,1	-	6,1

Ao observar as curvas apresentadas constata-se que no *Estado I* o esforço axial mobilizado é muito reduzido; aproximadamente 5 kN em todas as vigas. Relativamente ao ponto P_{cr} , nota-se um aumento do deslocamento quando as compressões axiais impostas inicialmente são superiores, como é exemplo a *Viga 1*. Comparativamente à curva *Viga 4A*, o desvio do d_{cr} é reduzido para esta viga, sendo de 12%. De um modo geral, pode concluir-se que quanto maior

for o esforço axial induzido no início do ensaio, maior será K_I , sendo os desvios de 54% e 13% para a *Viga 1* e *Viga 3*. Contudo, na *Viga 2* esta lógica não se verifica. O desvio nesta viga é de 68%, superior ao verificado na *Viga 4A*.

Na *Fase II* nota-se uma proximidade nos valores de d_y de todas as vigas, com desvios insignificantes na ordem dos 5% em relação à *Viga 4A*. Daí se depreende que o esforço axial não afecta a cedência em termos de deslocamentos. Por outro lado, P_y já aumenta com o esforço axial, em média 21%. Por estes motivos, existe aqui um favorecimento ao nível dos estados limites de serviço uma vez que para o mesmo deslocamento, quanto maior for o esforço axial induzido, maior é a resistência da viga. Por outras palavras, os deslocamentos referentes aos limites regulamentares acontecem para cargas superiores quando existe pré-esforço. É ainda de realçar no *Estado II*, o incremento de K_{II} com o esforço axial inicial. No caso da curva da *Viga 4B*, comparativamente à curva da *Viga 4A*, existe um acréscimo na ordem dos 54%. Embora não seja tão vincado, o mesmo se passa relativamente aos restantes casos, verificando-se até uma maior resistência da *Viga 4B* no ponto de cedência.

Ao contrário das *Vigas 2010* nota-se aqui a existência do *Estado III*, entre o ponto P_y e ponto de plastificação P_{pl} . Este estado ocorre apenas devido à restrição axial e tem uma rigidez K_{III} idêntica em todas as vigas: valor médio de 2 *kN/mm*. Este terceiro estado favorece o incremento na carga máxima das vigas, aumentando assim a sua resistência. O ponto $P_{máx}$, no patamar de plastificação, tem deslocamentos superiores nas vigas com valores mais baixos de esforço axial.

Relativamente ao quociente d_y/d_{cr} , não existe discrepância entre as vigas, verificando-se apenas um desvio médio de 11% em relação à viga carregada sem sistema de restrição. O valor médio é de 12,6, valor relativamente pequeno quando comparado com os valores usuais deste tipo de vigas; por exemplo *Rui Rodrigues (2011)* determinou valores superiores a 20 para este quociente. A razão $d_{85\%P_{máx}}/d_y$ mostra-se maior para a *Viga 3*, em consequência da maior extensão do patamar de plastificação, isto é, mais dúctil. A *Viga 4A* terminou no ponto de cedência, razão pela qual não é apresentado o quociente respectivo. De qualquer modo, tendo em consideração resultados apurados por *Rui Rodrigues (2011)*, este quociente valeria cerca de 9, substancialmente superior portanto. No entanto, é importante referir que nas vigas com restrição axial, como a carga máxima aumenta substancialmente, a área abaixo da curva também, o que se traduz num aumento da capacidade em dissipar energia por parte destas vigas. Ou seja, o quociente de ductilidade não traduz integralmente a capacidade de dissipação de energia; o valor da carga máxima também é importante.

Nas curvas $N-d$ são perceptíveis algumas folgas no sistema de restrição. Na *Viga 1* é evidente uma folga no início do ensaio enquanto que na *Viga 2* ocorrem 3 ao longo deste. Estas folgas ocorreram devido ao esmagamento da argamassa e à deformação das chapas de topo. Como já foi referido, até ao ponto P_{cr} , o esforço axial mantém-se praticamente constante o que se verifica pela não existência de alongamentos nas vigas $\Delta CG_{sist,cr}$, indicado no Quadro 4.14. No ponto P_y assiste-se a um incremento do esforço axial devido essencialmente ao alongamento das vigas, como se pode constatar nos valores de $\Delta CG_{sist,y}$. Note-se ainda que, mais uma vez, o $N_{máx}$ encontra-se numa fase decrescente do diagrama $P-d$, quando a abertura de fendas atingiu valores consideráveis, evidenciando que a plastificação das armaduras constituiu a causa principal deste aumento.

São apresentadas, no Quadro 4.15, as cargas correspondentes aos limites regulamentares definidos no Quadro 4.2. Considerando os valores expostos, pode concluir-se que o limite $P_{3,7}$ é quase sempre superior em mais do que 10% ao limite $P_{3,1}$. Este desvio atenua-se à medida que o esforço axial aumenta. Por outro lado, verifica-se que a restrição axial incrementa consideravelmente as cargas limite nas vigas, no âmbito dos SLS de deformação; para a *Viga 1* a carga limite vale cerca de 42% mais do que para a *Viga 4A*. Salienta-se ainda o aumento significativo desta carga limite na *Viga 4B*: cerca de 27% mais do que na *Viga 4A*.

Quadro 4.15 – Carga correspondente aos limites regulamentares de deformação.

	P3,7 [kN]	P3,1 [kN]	P3,7/P_{cr}	P_y/P3,7	P3,1/P_{cr}	P_y/P3,1
Viga 1	63,9	58,6	1,7	2,3	1,6	2,5
Viga 2	61,0	55,2	1,8	2,3	1,6	2,5
Viga 3	51,6	47,0	2,0	2,4	1,8	2,6
Viga 4A	45,2	40,9	1,9	2,5	1,7	2,8
Viga 4B	57,2	50,9	2,5	2,7	2,2	3,0

Apresentam-se, nas Figura 4.10, Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13, os diagramas experimentais e teóricos das vigas do *Grupo A 2012*. A concordância entre as curvas $N-d$ é bastante razoável. Na *Viga 4B* não foi possível alcançar a carga de cedência na curva $P-d$ ANL *B* devido a uma instabilidade numérica verificada no programa de ANL. Por outro lado, nas *Vigas 2* e *3*, observa-se que, devido à falta de consideração do confinamento do betão no programa, o ponto P_y teórico tem carga e deslocamento inferiores aos determinados experimentalmente. Verifica-se ainda a existência de um “patamar” a seguir ao ponto P_{cr} nas curvas teóricas, devido à não consideração do “stiffening effect”, que neste caso de uma viga pouco armada, produz um decréscimo da resistência a seguir à fissuração.

Considerando os valores apresentados nos Quadro 4.16 e Quadro 4.17, verifica-se que na maioria dos casos os desvios da ANL são moderados, exceptuando o caso da *Viga 4B*. Neste caso o programa ANL não está preparado para modelar uma viga fissurada, determinando assim uma fase elástica superior à que se obteve experimentalmente. Pela metodologia do EC2, os desvios verificam-se superiores na rigidez K_{II} . A rigidez do novo Estado III não é prevista no EC2.

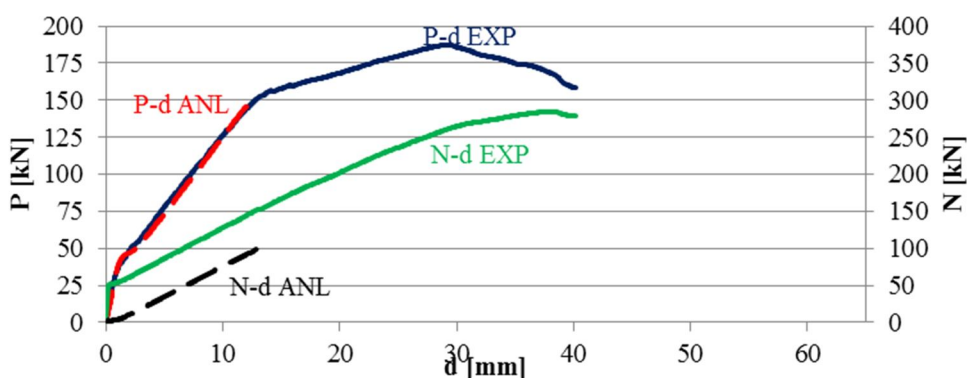


Figura 4.10 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 1.

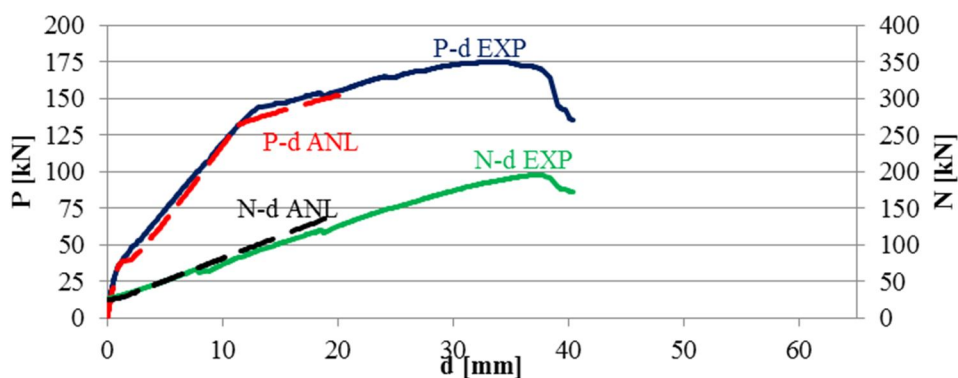


Figura 4.11 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 2.

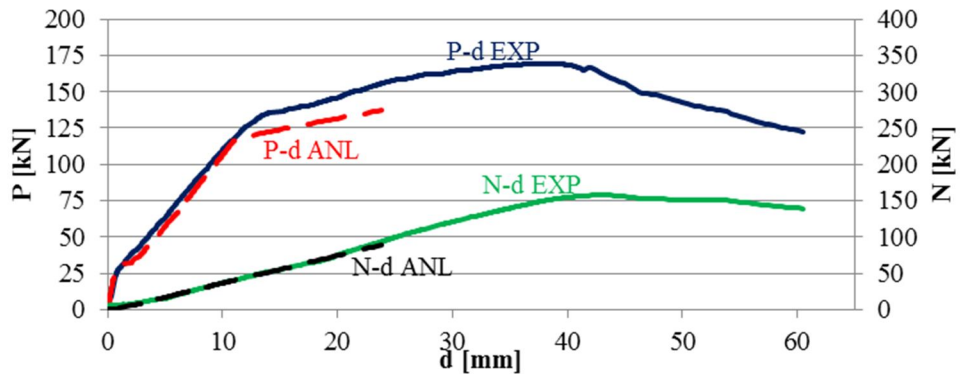


Figura 4.12 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 3.

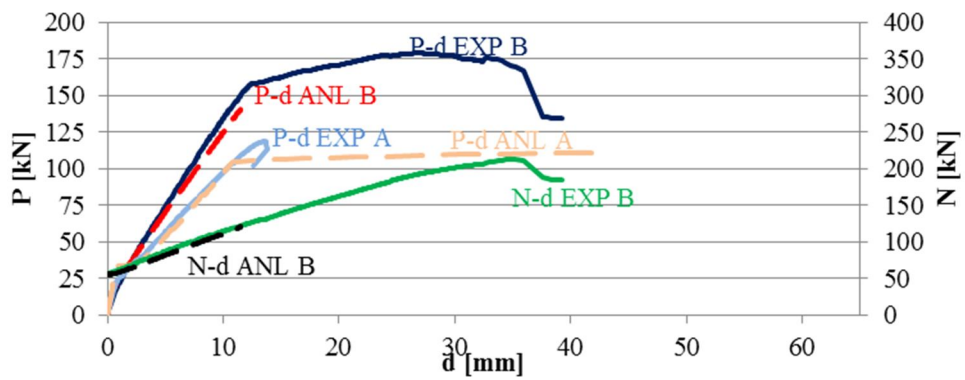


Figura 4.13 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, das Vigas 4A e 4B.

Quadro 4.16 – Desvios entre rigidez experimental e teórica; vigas do Grupo A.

		K_I [kN/mm]	Desvio	K_{II} [kN/mm]	Desvio	K_{III} [kN/mm]	Desvio	K_I/K_{II}	K_{II}/K_{III}
Viga 1	EXP	46,5	-	10,1	-	2,2	-	4,6	4,6
	ANL	39,7	14,7%	10,4	3,1%	2,6	17,6%	3,8	4,0
	EC2	35,8	23,0%	11,7	16,2%	-	-	3,1	-
Viga 2	EXP	50,7	-	9,4	-	1,9	-	5,4	5,1
	ANL	42,5	16,2%	10,2	8,1%	2,4	27,2%	4,2	4,3
	EC2	35,8	29,4%	11,7	24,3%	-	-	3,1	-
Viga 3	EXP	34,1	-	9,7	-	2,1	-	3,5	4,6
	ANL	43,4	27,3%	9,8	1,1%	1,7	21,9%	4,4	5,9
	EC2	35,8	5,0%	11,7	20,6%	-	-	3,1	-
Viga 4A	EXP	30,2	-	8,1	-	-	-	3,8	-
	ANL	43,5	44,0%	8,5	5,5%	-	-	5,1	-
	EC2	35,8	18,4%	11,7	45,5%	-	-	3,1	-
Viga 4B	EXP	26,6	-	12,4	-	1,8	-	2,1	6,8
	ANL	39,9	50,0%	11,2	10,0%	-	-	3,6	-
	EC2	-	-	11,9	3,8%	-	-	-	-

Quadro 4.17 – Desvios entre deslocamentos experimentais e teóricos; vigas do Grupo A.

		d_{cr} [mm]	Desvio	d_y [mm]	Desvio	d_y/d_{cr}	Desvio
Viga 1	EXP	1,0	-	12,3	-	11,9	-
	ANL	1,0	1,4%	12,1	1,2%	11,6	2,6%
	EC2	0,35	65,7%	6,5	47,1%	18,3	54,5%
Viga 2	EXP	0,9	-	12,2	-	13,1	-
	ANL	1,0	6,4%	11,3	6,6%	11,5	12,3%
	EC2	0,35	61,9%	6,5	46,6%	18,3	40,3%
Viga 3	EXP	0,8	-	11,5	-	14,1	-
	ANL	0,9	10,0%	11,0	4,3%	12,3	13,0%
	EC2	0,35	56,4%	6,5	43,5%	18,3	29,7%
Viga 4A	EXP	0,9	-	12,5	-	13,6	-
	ANL	1,0	5,0%	10,8	13,9%	11,1	18,0%
	EC2	0,35	61,7%	6,5	48,2%	18,3	35,0%
Viga 4B	EXP	1,1	-	11,7	-	10,5	-
	ANL	0,7	36,5%	-	-	-	-
	EC2	-	-	6,4	45,3%	-	-

4.4 Grupo B 2012

O *Grupo B 2012* era constituído pelas vigas 8, 7, 6 e 5. As armaduras longitudinais são iguais entre si e iguais às do grupo anterior: $3\phi 12$ na armadura de tracção e $2\phi 8$ na armadura de compressão. Na armadura transversal adoptou-se $E2R\phi 6//0,06$ ao longo de toda a viga. Também aqui, as armaduras tinham a classe $A500NR$.

No Quadro 4.18 apresentam-se alguns parâmetros dos ensaios destas vigas. O ensaio da *Viga 8* ocorreu aos 49 dias, o da *Viga 7* e da *Viga 6* aos 51 dias após a betonagem, e a *Viga 5* foi ensaiada aos 54 dias. Mais uma vez, a carga axial imposta inicialmente varia em todas as vigas: a *Viga 8* teve uma carga axial de aproximadamente 50 kN, a *Viga 7* de 25 kN, e a *Viga 6* foi ensaiada com sistema passivo de restrição axial. A *Viga 5* foi ensaiada duas vezes, tal como no caso da *Viga 4* anterior; no primeiro ensaio, até ao ponto de cedência aproximadamente, designado por *Viga 5A*, sem sistema de restrição; no segundo ensaio, designado por *Viga 5B*, com sistema de restrição axial activo no início do ensaio com 50 kN.

Quadro 4.18 – Ensaio das vigas do Grupo B 2012.

Viga	Duração de ensaio	N.º Paragens	b [cm]	h [cm]	N ₀ [kN]	f _{cm} [MPa]
<i>Viga 5 A 2012</i>	1h:00min	6	20,0	30,6	SRA	36,60
<i>Viga 5 B 2012</i>	1h:50min	10			53,1	36,60
<i>Viga 6 2012</i>	2h:00min	9	20,2	30,3	0,0	36,26
<i>Viga 7 2012</i>	2h:00min	9	20,3	30,5	25,1	36,26
<i>Viga 8 2012</i>	2h:15min	9	20,1	30,2	50,0	36,02

Tal como nas vigas anteriores, a causa da rotura das vigas do *Grupo B 2012* residiu na instabilização da armadura de compressão, apesar do reduzido afastamento da armadura transversal. Na Figura 4.14 apresenta-se como exemplo a rotura da *Viga 8*.



Figura 4.14 – Rotura da Viga 8.

Na Figura 4.15 apresentam-se as curvas $P-d$ resultantes dos ensaios das vigas do Grupo B. Na Figura 4.16 apresentam-se as curvas $N-d$. Para uma análise complementar, podem observar-se os valores dos pontos característicos dessas curvas no Quadro 4.19 e no Quadro 4.20. Neste grupo as flechas negativas devido à carga axial induzida foram de: 0,01, 0,06 e 0,10 mm, respectivamente para as vigas 6, 7 e 8. Segundo a ANL, essas flechas foram de: 0,00, 0,07 e 0,16 mm; e pelo ACI de 0,00, 0,08 e 0,17 mm.

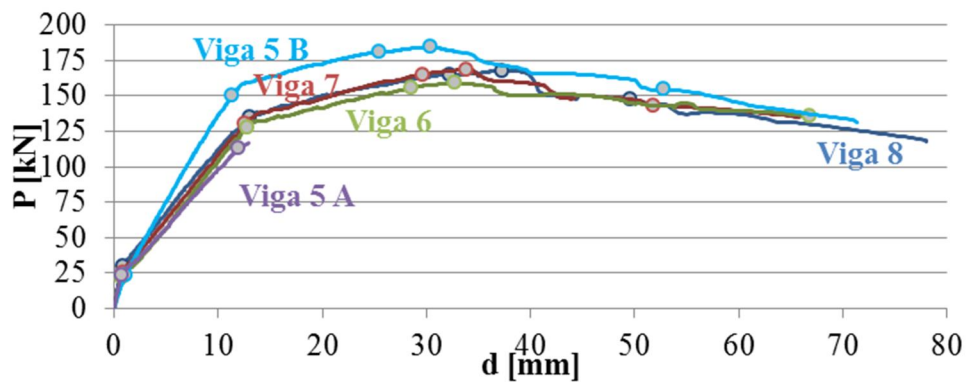


Figura 4.15 – Curvas P-d para as vigas do Grupo B 2012.

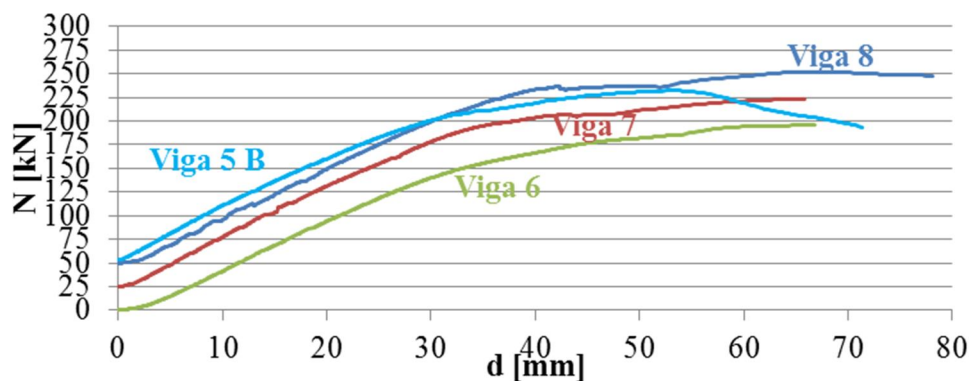


Figura 4.16 – Curvas N-d para as vigas do Grupo B 2012.

Quadro 4.19 – Pontos característicos das curvas P-d das vigas do Grupo B 2012.

	<i>Viga 5 A</i>	<i>Viga 5 B</i>	<i>Viga 6</i>	<i>Viga 7</i>	<i>Viga 8</i>		<i>Viga 5 A</i>	<i>Viga 5 B</i>	<i>Viga 6</i>	<i>Viga 7</i>	<i>Viga 8</i>
P_{cr} [kN]	23,1	23,4	21,8	25,5	29,7	d_{cr} [mm]	0,7	1,1	0,7	0,9	0,9
P_y [kN]	112,7	150,1	127,6	130,1	134,9	d_y [mm]	12,0	11,3	12,8	12,6	13,0
P_{pl} [kN]	-	181,5	155,6	165,2	164,7	$d_{P_{pl}}$ [mm]	-	25,5	28,6	29,6	32,2
$P_{máx}$ [kN]	-	184,5	159,0	168,5	167,8	$d_{P_{máx}}$ [mm]	-	30,4	32,7	33,9	37,2
$85\%P_{máx}$ [kN]	-	154,7	135,7	143,2	147,2	$d_{85\%P_{máx}}$ [mm]	-	52,8	66,8	51,8	49,6
K_I [kN/mm]	36,4	25,4	32,9	34,5	45,1	d_y/d_{cr}	17,7	10,0	18,1	14,6	15,3
K_{II} [kN/mm]	8,4	12,8	9,3	9,3	9,0	$d_{85\%P_{máx}}/d_y$	-	4,7	5,2	4,1	3,8
K_{III} [kN/mm]	-	1,9	1,8	1,9	1,4						
K_I/K_{II}	4,3	2,0	3,5	3,7	5,0						
K_{II}/K_{III}	-	6,6	5,2	4,8	6,3						

Quadro 4.20 – Esforço axial e alongamento das vigas do Grupo A 2012.

	<i>Viga 5A</i>	<i>Viga 5B</i>	<i>Viga 6</i>	<i>Viga 7</i>	<i>Viga 8</i>		<i>Viga 5A</i>	<i>Viga 5B</i>	<i>Viga 6</i>	<i>Viga 7</i>	<i>Viga 8</i>
N_{cr} [kN]	-	57,9	0,8	26,7	51,0	$\Delta CG_{sist,cr}$ [mm]	0,13	0,2	0,1	0,08	0,05
N_y [kN]	-	117,8	56,7	92,0	110,4	$\Delta CG_{sist,y}$ [mm]	2,91	2,1	2,5	2,37	2,35
N_{Ppl} [kN]	-	184,7	134,3	176,6	208,4	$\Delta CG_{sist,Ppl}$ [mm]	-	4,6	5,1	5,47	5,55
$N_{Pmáx}$ [kN]	-	201,7	149,2	192,3	225,9	$\Delta CG_{sist,Pmáx}$ [mm]	-	5,5	5,8	6,19	6,29
$N_{85Pmáx}$ [kN]	-	121,5	195,7	213,2	236,7	$\Delta CG_{sist,85Pmáx}$ [mm]	-	6,6	7,4	7,20	6,82

No *Estado I*, confirma-se mais uma vez, que os valores da rigidez K_I aumentam, assim como os deslocamentos d_{cr} , conforme o esforço axial induzido também aumente. Os desvios comparativamente à *Viga 5A*, são na ordem dos 53% para os deslocamentos. Para a rigidez obteve-se 9%, 55% e 24%, respectivamente para as vigas 6, 7 e 8.

Em relação à segunda fase, observa-se um paralelismo entre as tangentes nas curvas das vigas 6, 7 e 8, sendo os desvios, comparativamente à *Viga 5A*, na ordem dos 10%. A *Viga 5B* conduziu K_{II} a um valor bastante superior; cerca de 30% superior. O d_y , mais uma vez, tem valores semelhantes em todas as vigas. Os desvios a este nível são em média de 6%, concluindo então que o esforço axial não tem um papel importante aqui. No entanto, a cedência ocorre para cargas superiores quando a imposição de carga axial é superior, aumentando assim a resistência das vigas. Note-se ainda o significativo incremento de P_y no segundo carregamento da *Viga 5*. Para um d_y semelhante ao do primeiro carregamento, o desvio foi de 33%. Esta constatação leva a uma boa solução para a reabilitação de estruturas, na medida em que é possível obter resistências superiores para a mesma deformação em vigas já debilitadas.

No *Estado III*, observa-se que a rigidez K_{III} tem valores próximos em todas as vigas, uma vez que as curvas nesse troço são praticamente paralelas. Por fim, no patamar de plastificação, as cargas $P_{máx}$ mostram-se superiores para esforços axiais também superiores, assim como os respectivos deslocamentos $d_{Pmáx}$.

No que toca à amplitude de fissuração d_y/d_{cr} , existem algumas diferenças entre as vigas axialmente restringidas relativamente à *Viga 5A* com o valor maior. De facto, é possível concluir que o esforço axial tem tendência a reduzir este quociente. O mesmo se verificaria

para o factor de ductilidade $d_{85\%P_{máx}}/d_y$. A justificação reside no facto de quanto menor for a carga axial induzida, mais extenso será o patamar de plastificação.

Na Figura 4.16 constatam-se folgas no sistema de restrição no início dos ensaios de todas as vigas. Pela análise dos valores de N_{cr} , inscritos no Quadro 4.20, verifica-se novamente que o esforço axial quase que não é solicitado durante o *Estado I*, uma vez que estes valores sofrem incrementos insignificantes em relação ao induzido inicialmente. Os alongamentos da viga $\Delta CG_{sist,cr}$, praticamente nulos, também comprovam o referido. Quando a viga começa a alongar o esforço axial aumenta consideravelmente. Este processo desencadeia-se em primeiro lugar na sequência do início e formação da fissuração, e depois, em consequência da plastificação das armaduras.

Para este grupo de vigas, as cargas correspondentes aos limites de deformação encontram-se no Quadro 4.21. Nota-se mais uma vez que a diferença entre os dois limites é da ordem dos 10%, com tendência para reduzir com o aumento do esforço axial inicial. Também se verifica um incremento acentuado de carga nas vigas com carga axial inicial. Os desvios para as vigas 7 e 8 são, respectivamente, 11% e 21% relativamente à *Viga 5A*. De realçar o desvio significativo de 25% na comparação da *Viga 5A* com a *Viga 5B*. Neste caso, a carga limite é ainda superior na *Viga 5B* relativamente à *Viga 8*, que recorde-se, tem esforços axiais iniciais equivalentes. Prova-se, que o esforço axial induzido é uma boa alternativa na recuperação de estruturas.

Quadro 4.21 – Carga correspondente aos limites regulamentares de deformação.

	P3,7 [kN]	P3,1 [kN]	P3,7/Pcr	Py/P3,7	P3,1/Pcr	Py/P3,1
Viga 5A	45,6	41,5	2,0	2,5	1,8	2,7
Viga 5B	57,1	50,8	2,4	2,6	2,2	3,0
Viga 6	44,9	40,4	2,1	2,8	1,9	3,2
Viga 7	50,7	46,0	2,0	2,6	1,8	2,8
Viga 8	55,3	50,5	1,9	2,4	1,7	2,7

Confrontando as curvas determinadas experimentalmente com as curvas obtidas com base no programa ANL, verifica-se a quase concordância em todas as vigas, tal como se pode verificar na Figura 4.17 à Figura 4.20. As discrepâncias mais significativas, que já não se podem considerar desprezáveis, notam-se na rigidez K_I e no deslocamento d_{cr} da *Viga 5B*, descritos no Quadro 4.22 e no Quadro 4.23. De recordar que esta viga encontrava-se pré-fissurada. Tal como no caso anterior, verificou-se uma instabilidade numérica na simulação desta viga, que não permitiu determinar o d_y teórico. Nas vigas 7 e 8 existe um desvio da curva teórica na fase

final do *Estado II*, em resultado do diagrama de comportamento assumido para o aço. De salientar ainda a existência do pequeno “patamar” após o ponto P_{cr} , em resultado da não modelação por parte do programa ANL do “stiffning effect”.

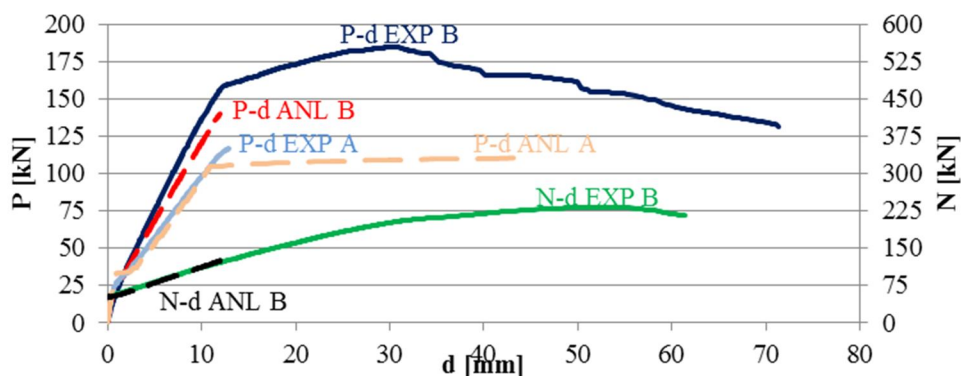


Figura 4.17 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 5.

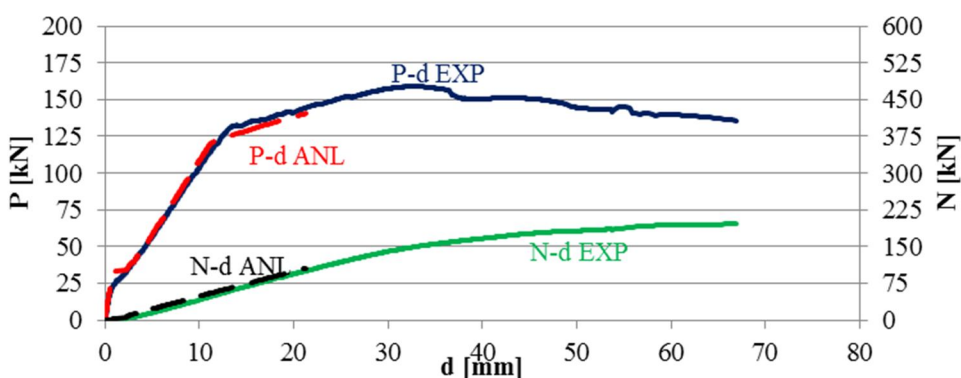


Figura 4.18 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 6.

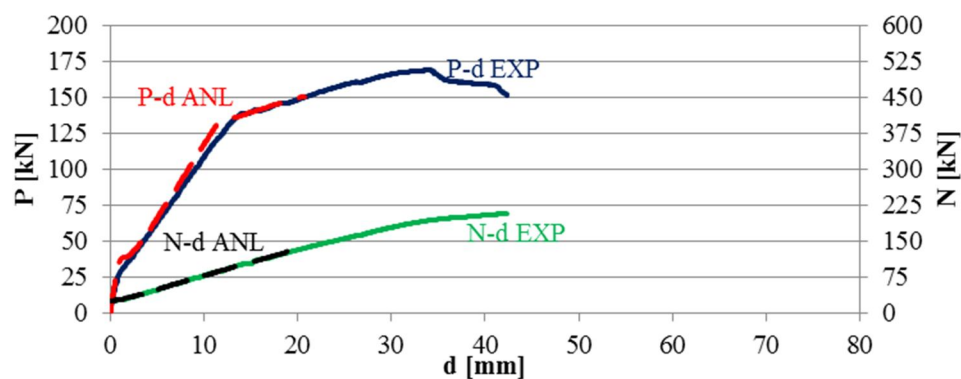


Figura 4.19 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 7.

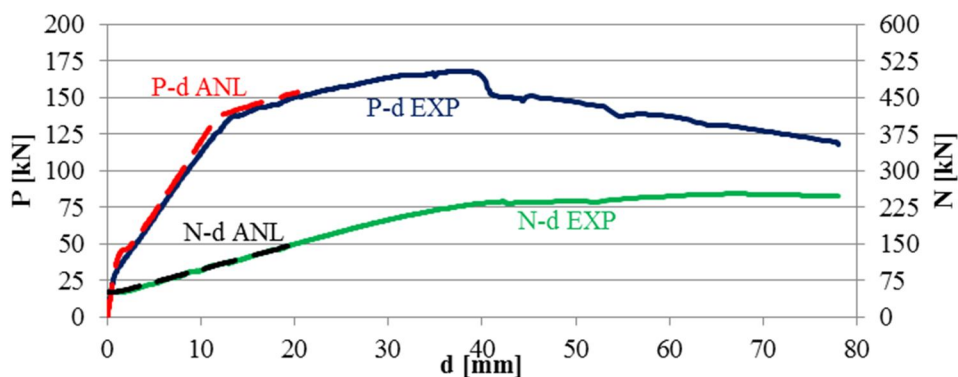


Figura 4.20 – Curvas P-d e N-d, experimentais e teóricas, da Viga 8.

Quadro 4.22 – Desvios entre rigidez experimental e teórica; vigas do Grupo B.

		K_I [kN/mm]	Desvio	K_{II} [kN/mm]	Desvio	K_{III} [kN/mm]	Desvio	K_I/K_{II}	K_{II}/K_{III}
Viga 5A	EXP	36,4	-	8,4	-	-	-	4,3	-
	ANL	42,7	17,5%	8,9	5,3%	-	-	4,8	-
	EC2	35,79	1,6%	11,7	39,1%	-	-	3,1	-
Viga 5B	EXP	25,4	-	12,8	-	1,9	-	2,0	6,6
	ANL	38,6	52,3%	11,4	11,5%	-	-	3,4	-
	EC2	-	-	11,9	7,1%	-	-	-	-
Viga 6	EXP	32,9	-	9,3	-	1,8	-	3,5	5,2
	ANL	41,9	27,1%	10,0	7,0%	2,0	10,4%	4,2	5,0
	EC2	35,79	8,6%	11,7	25,7%	-	-	3,1	-
Viga 7	EXP	34,5	-	9,3	-	1,9	-	3,7	-
	ANL	42,6	23,6%	10,0	6,8%	2,1	11,4%	4,3	-
	EC2	35,79	3,7%	11,7	25,8%	-	-	3,1	-
Viga 8	EXP	45,1	-	9,0	-	1,4	-	5,0	6,3
	ANL	40,5	10,1%	9,7	8,3%	2,1	43,5%	4,2	-
	EC2	35,8	20,6%	11,7	30,6%	-	-	3,1	-

Quadro 4.23 – Desvios entre deslocamentos experimentais e teóricos; vigas do Grupo B.

		d_{cr} [mm]	Desvio	d_y [mm]	Desvio	d_y/d_{cr}	Desvio
Viga 5A	EXP	0,7	-	12,0	-	17,7	-
	ANL	0,9	38,1%	10,8	10,0%	11,5	34,8%
	EC2	0,35	47,8%	6,5	45,7%	18,3	3,9%
Viga 5B	EXP	1,1	-	11,3	-	10,0	-
	ANL	0,6	49,9%	-	-	-	-
	EC2	0,00	100,0%	6,4	43,8%	-	-
Viga 6	EXP	0,7	-	12,8	-	18,1	-
	ANL	0,9	33,7%	11,2	12,1%	11,9	34,2%
	EC2	0,35	49,9%	6,5	49,1%	18,3	1,5%
Viga 7	EXP	0,9	-	12,6	-	14,6	-
	ANL	1,0	15,1%	11,4	9,6%	11,4	21,4%
	EC2	0,35	59,0%	6,5	48,3%	18,3	26,1%
Viga 8	EXP	0,9	-	13,0	-	15,3	-
	ANL	1,1	24,6%	11,6	10,4%	11,0	28,1%
	EC2	0,35	58,4%	6,5	50,1%	18,3	20,2%

5 ANÁLISE GLOBAL

Neste capítulo é feita uma análise global dos resultados obtidos para os vários grupos de vigas. Os parâmetros a considerar serão as variações a nível da armadura de compressão e de esforço transversal, e o esforço axial. São analisadas e confrontadas as deformações nos pontos de fissuração, de cedência e de carga máxima, os valores da rigidez nos vários estados do comportamento e ainda o factor de ductilidade e a amplitude de fissuração, importantes no comportamento das estruturas face às acções cíclicas.

São ainda comparados com os valores obtidos pelo *EC2*, os deslocamentos de fissuração e de cedência entre todas as vigas e as cargas correspondentes aos deslocamentos limite.

Por último, são apresentados e analisados os resultados da reabilitação efectuada em duas vigas. Como já foi referido no capítulo anterior, estas vigas foram levadas até à cedência num primeiro carregamento, aliviadas e recarregadas novamente após a introdução de uma carga axial.

5.1 Influência da armadura de compressão nas deformações

Neste ponto são tiradas conclusões relativamente à armadura de compressão das *Vigas 2010*. São elas a *Viga 2 2010* e a *Viga 5 2010* com $2\phi 10$ e $2\phi 16$ como área de compressão, respectivamente. A área de tracção é igual nas duas vigas: $3\phi 16$. No ponto 4.2 foi feita uma primeira análise sobre os resultados dos ensaios destas vigas e agora será efectuada uma análise sobre a influência da armadura de compressão nas deformações. Ambas as vigas foram sujeitas a uma carga axial inicial de aproximadamente 50 kN .

Na Figura 5.1 são apresentados os diagramas *P-d* das *Vigas 2010*, assim como os seus pontos característicos. No *Estado I* nota-se uma coincidência nas duas curvas, incluindo o deslocamento d_{cr} . Na medida em que o desvio entre os valores da rigidez K_I é muito reduzido, conclui-se que nesta fase não há influência da armadura de compressão, muito em parte devido ao betão que ainda não atingiu o limite da sua resistência à tracção. Na segunda fase, nota-se novamente uma rigidez semelhante, com um desvio insignificante. O mesmo se passa relativamente ao deslocamento d_y , não havendo qualquer efeito da armadura de compressão ao nível dos deslocamentos de cedência. Junto do ponto de cedência das armaduras nota-se

algum desvio entre as duas curvas. Apesar da utilização do sistema de restrição, não se verifica o novo terceiro estado, no qual a resistência das vigas é incrementada. Em princípio, este facto resultará da percentagem de armadura de tracção. Tendo atingido níveis equivalentes de carga máxima, o principal efeito da armadura de compressão é finalmente visível no patamar de plastificação; os deslocamentos $d_{P_{máx}}$ e $d_{85\%P_{max}}$ são significativamente superiores na *Viga 5 2010*, a viga com maior percentagem de armadura de compressão. Os desvios significativos destes valores confirmam que uma maior armadura na zona comprimida da viga aumenta o patamar de cedência e conseqüentemente a área do diagrama. Obviamente que a análise também pode ser efectuada incidindo a atenção na *Viga 2 2010*. De facto, tendo a causa da rotura residido na instabilização da armadura de compressão, compreende-se a menor capacidade resistente desta viga a este nível; o diâmetro desta armadura era significativamente inferior. Para esta análise não se consegue apurar a capacidade confinante do betão comprimido que esta armadura garante. Assim sendo, a *Viga 5 2010* apresenta um comportamento melhorado para resistir a acções extremas, em particular à acção sísmica. O factor de ductilidade traduz este facto.

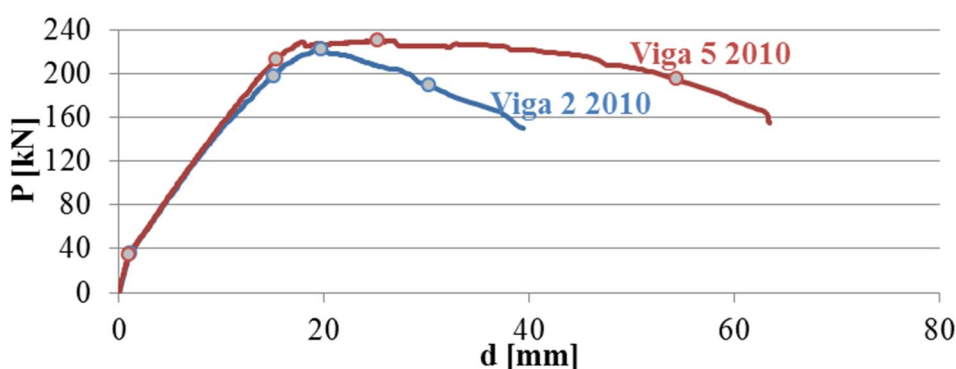


Figura 5.1 – Diagramas P-d das Vigas 2010.

5.2 Influência do confinamento do betão nas deformações

Neste ponto são avaliadas as diferenças entre vigas com a mesma armadura longitudinal, mesma carga axial inicial induzida mas com diferente armadura transversal entre cargas. As Vigas 1, 2 e 3, pertencentes ao *Grupo A*, analisado no ponto 4.3, têm um afastamento entre estribos de 18 cm, e as Vigas 6, 7 e 8, pertencentes ao *Grupo B*, analisado no ponto 4.4, têm um afastamento de 6 cm. Neste caso, tendo as armaduras comprimidas diâmetro semelhante, importa verificar a influência do afastamento dos estribos na instabilização destas armaduras; a causa provável da rotura. Por outro lado, parece óbvio que o menor espaçamento entre estribos garante uma capacidade extra ao nível do confinamento do betão comprimido.

Na Figura 5.2 à Figura 5.4 podem ser observadas as curvas $P-d$ para as vigas referidas. Encontram-se agrupadas em pares, com esforço axial semelhante: Vigas 1 e 8 com 50 kN, Vigas 2 e 7 com 25 kN e Vigas 3 e 6 com restrição passiva.

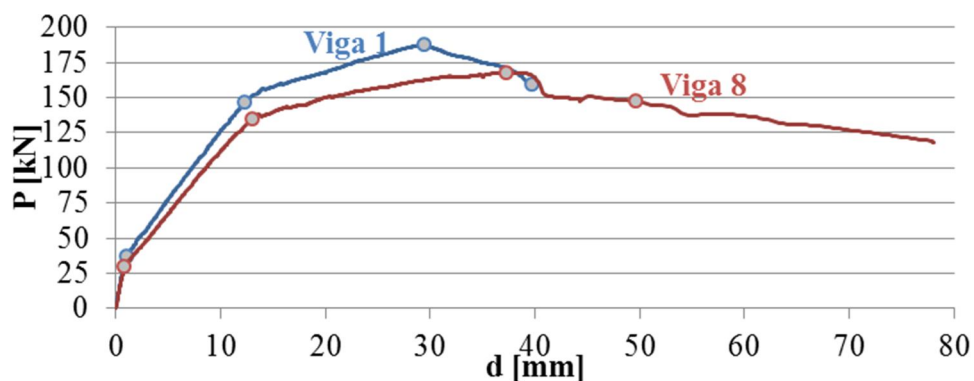


Figura 5.2 – Diagramas P-d das Vigas 1 e 8.

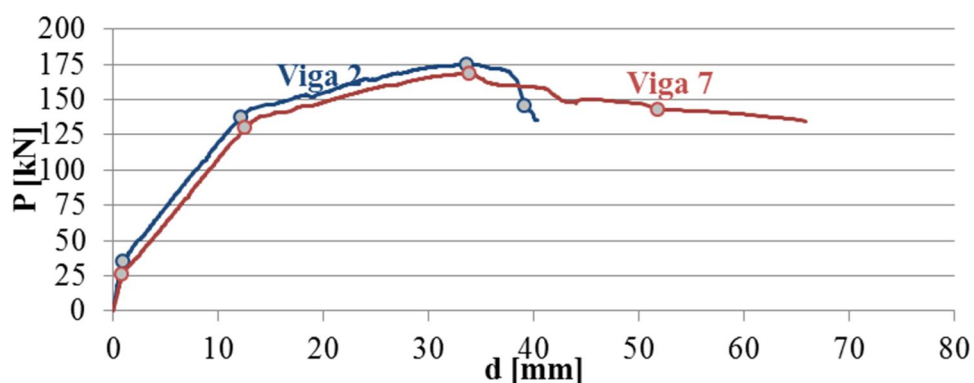


Figura 5.3 – Diagramas P-d das Vigas 2 e 7.

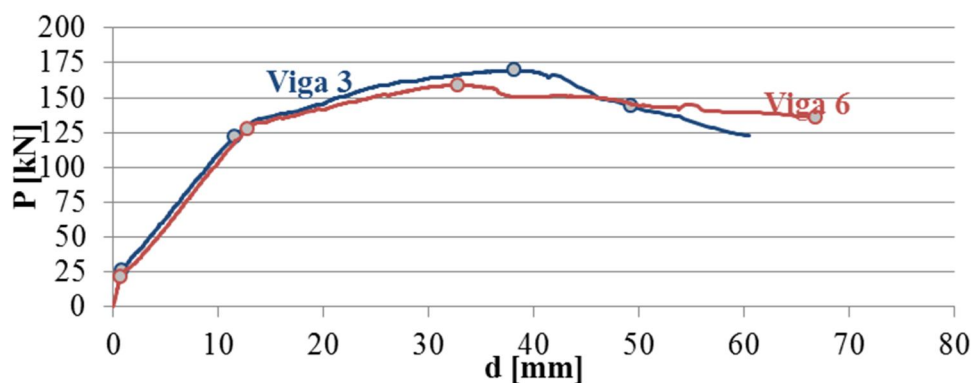


Figura 5.4 – Diagramas P-d das Vigas 3 e 6.

Numa primeira análise a todos os gráficos, constata-se que as vigas com menor espaçamento entre estribos são claramente mais dúcteis, ou seja, possuem um patamar de cedência mais extenso. Este facto deve-se à instabilização da armadura de compressão que ocorre para deformações mais pequenas quanto maior for o afastamento da armadura transversal. Isto é evidente no factor de ductilidade, com um desvio médio de 20% entre vigas com maior e menor confinamento. Nota-se então que nas vigas do *Grupo B* a área dos respectivos diagramas é superior. Esta questão é essencial na resposta de uma estrutura ao sismo, na medida em que a área do diagrama $P-d$ está directamente relacionada com a energia que a estrutura é capaz de dissipar. Por outro lado, nas vigas do *Grupo A*, regista-se o incremento da carga em todos os pontos característicos da curva $P-d$. Entre as Vigas 1 e 8 esse desvio é de 11%. Este facto, curioso, não foi possível explicá-lo. Aliás existem justificações para concluir o oposto; por exemplo a capacidade de confinamento do betão comprimido.

No Quadro 5.1 expõem-se os valores da rigidez e no Quadro 5.2 podem ser comparados os deslocamentos com base nos desvios calculados. Ao nível da *fase I*, nota-se de uma maneira geral desvios insignificantes nos valores de K_I . Detecta-se apenas um valor elevado na *Viga 2*. Verifica-se então que o confinamento nesta fase não é muito relevante. Refere-se ainda que, embora K_I seja superior para valores de esforço axial inicial também superiores, este esforço não tem um papel importante ao longo do *Estado I*. Isto é justificável pelo insignificante incremento deste esforço no ponto P_{cr} . Os deslocamentos d_{cr} não apresentam desvios a salientar, o que prova mais uma vez a pouca influência da armadura transversal. No *Estado II*, verifica-se que as curvas são quase paralelas, com valores de rigidez K_{II} semelhantes. O maior desvio observa-se entre as Vigas 1 e 8. Os deslocamentos d_y têm desvios desprezáveis, embora ligeiramente superiores nas vigas com menor afastamento entre estribos. Por este motivo nota-se uma amplitude de fissuração superior nas vigas do *Grupo B*, com desvios reduzidos. Relativamente à terceira fase, mais uma vez nota-se um quase paralelismo até ao ponto $P_{máx}$ das vigas do *Grupo B*, exceptuando nas vigas com carga axial inicial de 50 kN. Os pontos de início de plastificação P_{pl} também apresentam desvios desprezáveis. Conclui-se mais uma vez que, ao nível dos deslocamentos, o confinamento do betão não é muito relevante, nesta fase. Por último, a influência da armadura transversal é visível no patamar de cedência. Constata-se que, quanto maior for o afastamento entre estribos, maior é o $d_{85Pmáx}$, culminando numa relação $d_{85Pmáx}/d_y$ superior. Relativamente ao $d_{Pmáx}$, não é conclusiva a influência de A_{sw}/s , uma vez que, por exemplo na Figura 5.2 a viga do *Grupo B* tem um deslocamento superior, enquanto que na Figura 5.4 se observa o oposto.

Quadro 5.1 – Valores da rigidez das vigas 1, 2, 3, 6, 7 e 8.

	<i>Viga 1</i>	<i>Viga 8</i>	Desvio	<i>Viga 2</i>	<i>Viga 7</i>	Desvio	<i>Viga 3</i>	<i>Viga 6</i>	Desvio
K_I [kN/mm]	46,5	45,1	3,1%	50,7	34,5	38,0%	34,1	32,9	3,4%
K_{II} [kN/mm]	10,1	9,0	11,7%	9,4	9,3	1,2%	9,7	9,3	4,1%
K_{III} [kN/mm]	2,2	1,4	42,3%	1,9	1,9	3,8%	2,1	1,8	16,3%
K_I/K_{II}	4,6	5,0	8,6%	5,4	3,7	36,9%	3,5	3,5	0,7%
K_{II}/K_{III}	4,6	6,3	31,0%	5,1	4,8	5,0%	4,6	5,2	12,3%

Quadro 5.2 – Valores dos deslocamentos das vigas 1, 2, 3, 6, 7 e 8.

	<i>Viga 1</i>	<i>Viga 8</i>	Desvio	<i>Viga 2</i>	<i>Viga 7</i>	Desvio	<i>Viga 3</i>	<i>Viga 6</i>	Desvio
d_{cr} [mm]	1,0	0,9	19,3%	0,9	0,9	7,3%	0,8	0,7	14,0%
d_y [mm]	12,3	13,0	5,8%	12,2	12,6	3,4%	11,5	12,8	10,5%
d_{Ppl} [mm]	28,1	32,2	13,6%	29,4	29,6	0,3%	30,1	28,6	5,3%
$d_{Pmáx}$ [mm]	29,4	37,2	23,4%	33,6	33,9	0,9%	38,1	32,7	15,2%
$d_{85Pmáx}$ [mm]	39,8	49,6	22,0%	39,1	51,8	27,9%	49,2	66,8	30,4%
d_y/d_{cr}	11,9	15,3	25,0%	13,1	14,6	10,7%	14,1	18,1	24,4%
$d_{85Pmáx}/d_y$	3,2	3,8	16,3%	3,2	4,1	24,6%	4,3	5,2	20,0%

5.3 Comparação dos deslocamentos e cargas limite experimentais com valores teóricos

No presente ponto são comparados os deslocamentos nos pontos de fissuração e de cedência com os valores teóricos determinados com base na redução da rigidez das secções fissuradas, tal como proposto pelo *EC2* e pela *ANL*. Mais à frente são ainda confrontadas as cargas referentes aos limites de deformação impostos pelo *EC2* com as determinadas por este regulamento.

Na Figura 5.5 podem observar-se as diferenças nos valores de d_{cr} calculados com base no *EC2*, relativamente aos valores experimentais. Neste caso, o deslocamento d_{cr} avaliado pelo *EC2*, baseia-se no momento de fissuração M_{cr} , determinado de acordo com a expressão 2.5, e na rigidez elástica EI , onde E representa o valor médio do módulo de elasticidade do betão, e I é a inércia da secção, calculada usando as dimensões teóricas. Os valores determinados pelo programa *ANL* foram sempre superiores aos deslocamentos determinados experimentalmente. Verifica-se ainda que, a carga axial induzida pouco influencia o deslocamento de fissuração, embora se observe, no gráfico da Figura 5.5, um ligeiro aumento dos deslocamentos com o

esforço axial. No entanto, a variação é muito reduzida, na ordem dos $0,1\text{ mm}$, exceptuando as Vigas 1 e 5A.

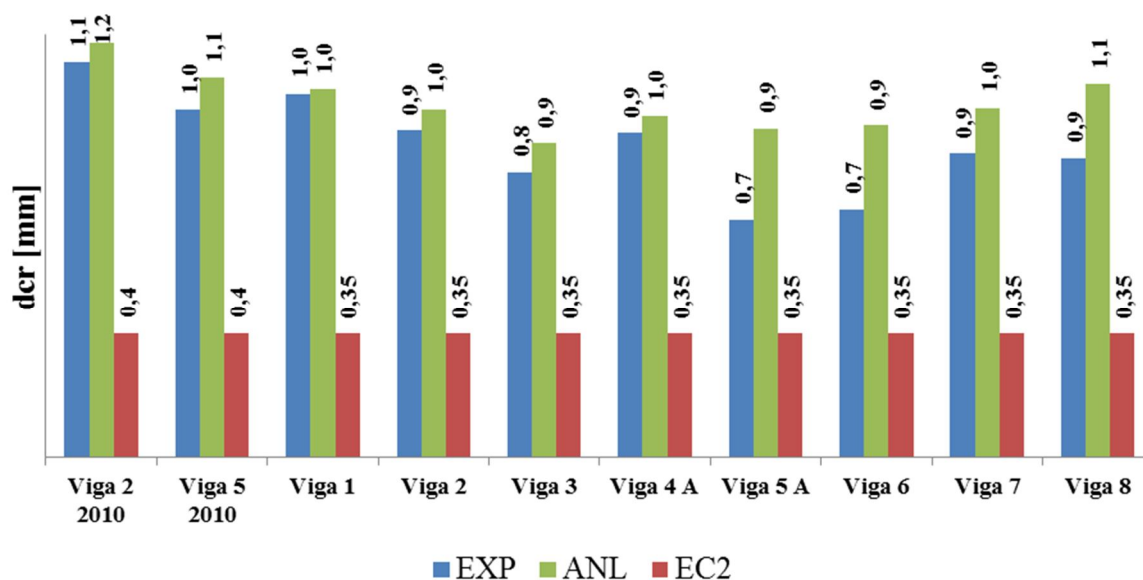


Figura 5.5 – Valores dos deslocamentos de fissuração experimentais e teóricos.

Na Figura 5.6, constata-se também que, os deslocamentos de cedência não são afectados pelo esforço axial, mantendo-se com valores semelhantes em todas as vigas. Nota-se novamente uma boa proximidade entre os deslocamentos experimentais e os determinados pela ANL. Por sua vez, os valores teóricos relativos ao EC2 mostram-se demasiado baixos. Devem-se estas discrepâncias, não só ao que foi referido no parágrafo anterior, mas também à consideração da rigidez de flexão do *Estado II* (EI_{II}) como sendo igual a aproximadamente $1/3$ da rigidez inicial EI_I . Como foi demonstrado no *Capítulo 4* pelo quociente K_I/K_{II} , a rigidez do *Estado II* é em média 4 vezes inferior à rigidez do *Estado I*. Logo a redução considerada pelo EC2 é insuficiente, como se observa no gráfico. Importa salientar que os deslocamentos d_y foram determinados com as fórmulas simplificadas de flexão simples, como foi referido no *Capítulo 2*. Esta assunção está correcta, uma vez que os deslocamentos d_{cr} e d_y são sofrem alterações com a introdução do esforço axial. Esta é uma conclusão a realçar neste trabalho.

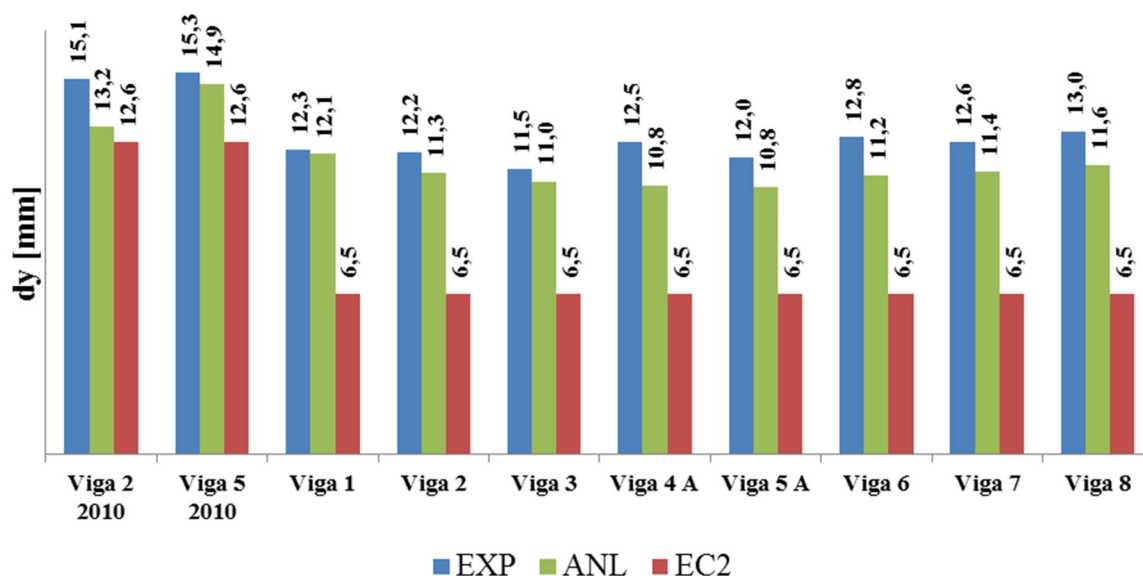


Figura 5.6 – Valores dos deslocamentos de cedência experimentais e teóricos.

Nas Figura 5.7 a Figura 5.9 observam-se, para as Vigas 2010 e 2012, as cargas correspondentes ao deslocamento limite regulamentado no EC2. Recorda-se que foram utilizados dois factores para ter em conta os efeitos diferidos. Nas Vigas 2010 esses factores foram de 2,5 e 3, determinando assim deslocamentos limite de 4,4 mm e de 3,7 mm, respectivamente. No caso das Vigas 2012, os limites regulamentares foram de 3,7 mm e de 3,1 mm para os factores de 3 e 3,5.

Relativamente às Vigas 2010, verifica-se que as cargas $P_{4,4}$ e $P_{3,7}$ são superiores às cargas determinadas pelo EC2. O mesmo se constata para as cargas $P_{3,7}$ e $P_{3,1}$ nas Vigas 2012. As cargas determinadas pelo EC2 foram obtidas com base num processo iterativo da expressão seguinte (5.1), que decorre directamente da expressão 2.9 do Capítulo 2, assumindo que α_{II} é aproximadamente igual a $3\alpha_I$. O factor 3 determina o acréscimo de deformação numa estrutura completamente fissurada.

$$M = \frac{M_{cr}}{\sqrt{\left(3 \frac{\alpha_{lim}}{\alpha_I}\right)^{\frac{1}{2}}}} \quad (5.1)$$

Onde α_{lim} é o deslocamento limite determinado pelo próprio regulamento. Nota-se, pela observação dos gráficos, que a carga limite teórica se aproxima da experimental nas vigas ensaiadas sem esforço axial inicial; Vigas 4A, 5A e 6. Comprova-se mais uma vez que o

sistema de restrição activo provoca melhorias nas estruturas no âmbito dos *SLS*, na medida em que a carga limite aumenta consideravelmente.

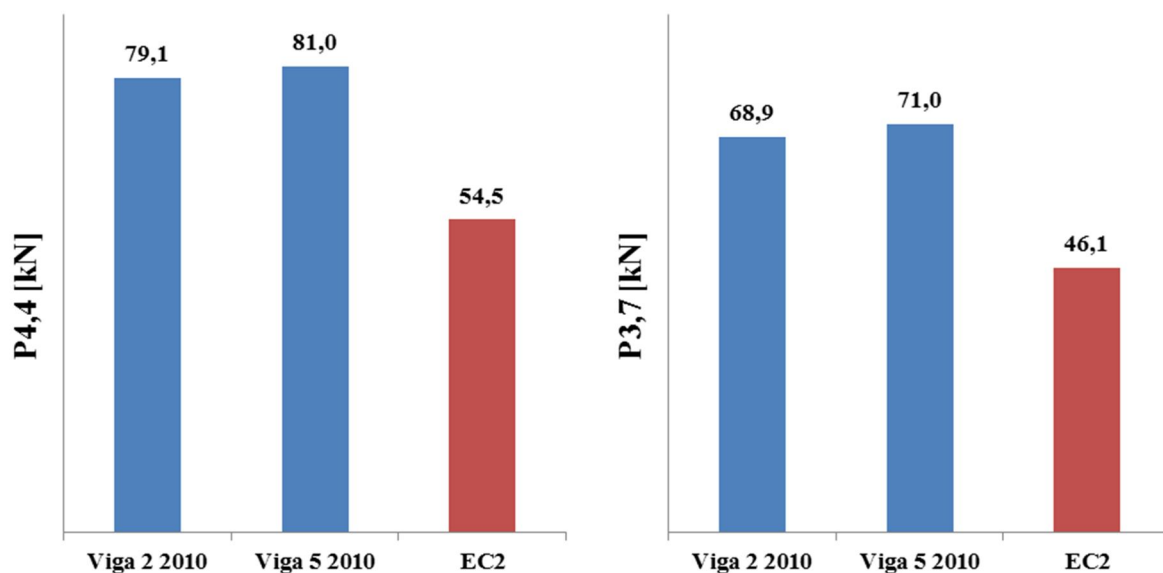


Figura 5.7 – Cargas limite P_{4,4} e P_{3,7} das vigas 2010.

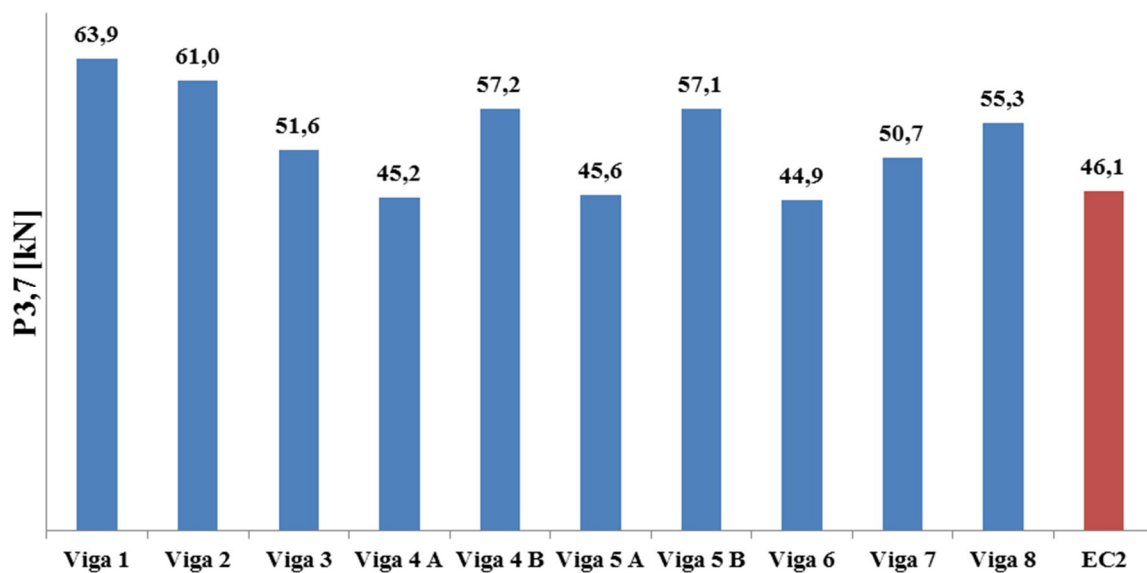
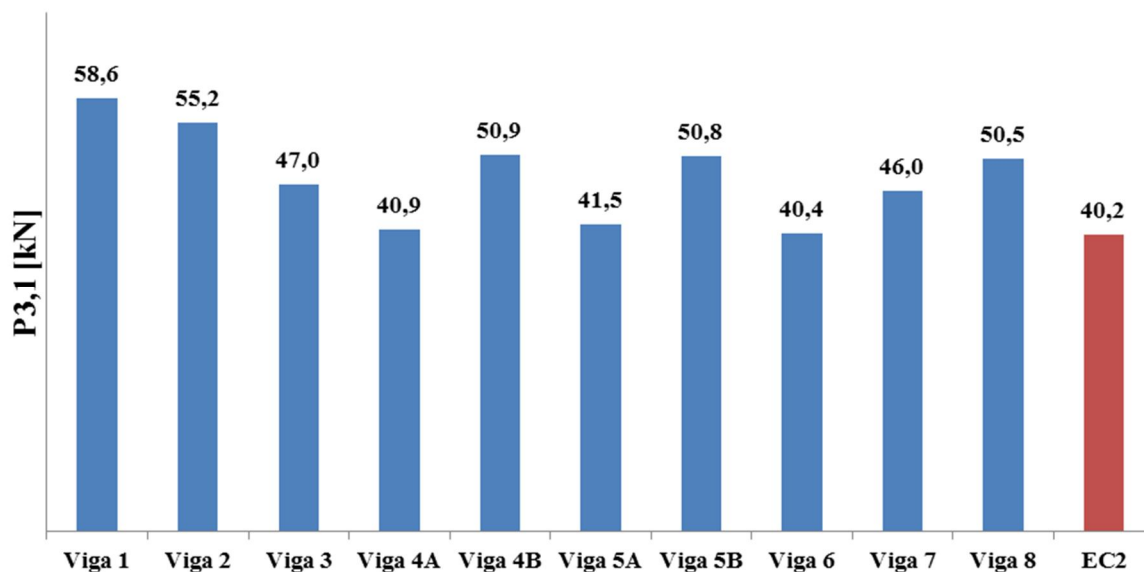


Figura 5.8 – Cargas limite P_{3,7} das vigas 2012.

Figura 5.9 – Cargas limite P_{3,1} das vigas 2012.

5.4 Reabilitação de estruturas

Como já foi referido no capítulo anterior, foi aplicada uma carga axial em vigas pré-fissuradas. Este estudo teve como objectivo uma nova abordagem na reabilitação de estruturas através do pré-esforço. Os ensaios foram realizados nas Vigas 4 e 5 e consistiram num primeiro carregamento até próximo da cedência das armaduras e, posteriormente, sujeitas a um esforço axial inicial, foram novamente carregadas até sua rotura. Nas duas vigas, a carga axial induzida foi de aproximadamente 50 kN. Lembra-se ainda que ambas as vigas tinham a mesma armadura longitudinal de tracção e compressão, $3\phi 12$ e $2\phi 8$, respectivamente. A diferença entre elas encontra-se no afastamento entre estribos na zona entre cargas, 18 cm na Viga 4 e 6 cm na Viga 5.

Na Figura 5.10 são apresentadas as curvas $P-d$ da Viga 4, antes Viga 4A, e depois Viga 4B da carga axial induzida, e da Viga 1, ensaiada com o mesmo esforço axial. Na Figura 5.11 seguinte, mostram-se as curvas da Viga 5A, Viga 5B e Viga 8. Nos Quadros 5.3 e Quadro 5.4 são apresentadas a cargas e respectivos deslocamentos dos pontos característicos das curvas $P-d$ expostas neste ponto. Lembra-se que o Estado I das Vigas 4B e 5B apenas se deve à carga axial induzida que provoca o fechamento das fendas. Nestes casos o betão já atingiu a tensão resistente à tracção, e a viga já se encontra fissurada, razão pela qual, nestas vigas recuperadas, os deslocamentos d_{cr} não têm significado.

Comparando o segundo carregamento das vigas reabilitadas com o primeiro, nota-se, relativamente à cedência, que as diferenças são desprezáveis nos deslocamentos d_y , enquanto que a carga aumenta. Conclui-se assim que com este tipo de reabilitação em vigas, consegue-se não só recuperar a resistência antiga, como incrementar a carga de cedência mantendo o mesmo deslocamento d_y . Salienta-se ainda o facto das vigas recuperadas “ultrapassarem” a carga de cedência das vigas ensaiadas com a mesma restrição axial, sem que d_y se altere significativamente.

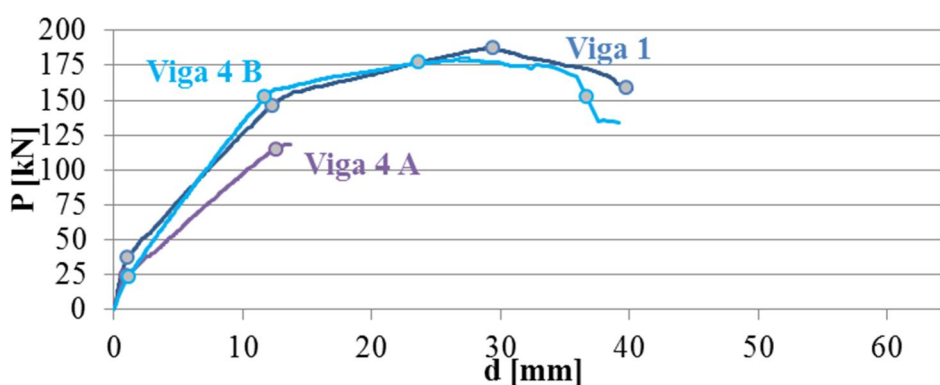


Figura 5.10 – Diagramas P-d das vigas 1 e 4.

Quadro 5.3 – Cargas e deslocamentos das vigas 1 e 4.

	Viga 4 A	Viga 4 B	Desvio	Viga 1		Viga 4 A	Viga 4 B	Desvio	Viga 1
P_{cr} [kN]	24,0	23,3	3,34%	36,7	d_{cr} [mm]	0,9	1,1	18,26%	1,0
P_y [kN]	115,0	152,6	28,12%	146,1	d_y [mm]	12,5	11,7	7,27%	12,3
P_{pl} [kN]	-	176,9	-	185,9	d_{Ppl} [mm]	-	23,6	-	28,1
$P_{máx}$ [kN]	-	178,9	-	187,3	$d_{Pmáx}$ [mm]	-	26,8	-	29,4
$85\%P_{máx}$ [kN]	-	152,0	-	159,2	$d_{85Pmáx}$ [mm]	-	36,7	-	39,8
K_I [kN/mm]	30,2	26,6	12,77%	46,5	d_y/d_{cr}	13,6	10,5	25,45%	11,9
K_{II} [kN/mm]	8,1	12,4	42,56%	10,1	$d_{85Pmáx}/d_y$	-	3,1	-	3,2
K_{III} [kN/mm]	-	1,8	-	2,2					
K_I/K_{II}	3,8	2,1	54,59%	4,6					
K_{II}/K_{III}	-	6,8	-	4,6					

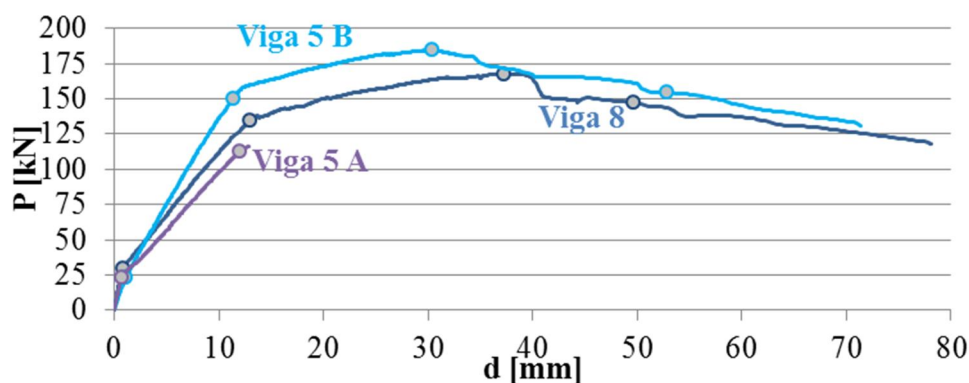


Figura 5.11 – Diagramas P-d das vigas 5 e 8.

Quadro 5.4 – Cargas e deslocamentos das vigas 5 e 8.

	Viga 5 A	Viga 5 B	Desvio	Viga 8		Viga 5 A	Viga 5 B	Desvio	Viga 8
P_{cr} [kN]	23,1	23,4	1,4%	29,7	d_{cr} [mm]	0,7	1,1	50,8%	0,9
P_y [kN]	112,7	150,1	28,4%	134,9	d_y [mm]	12,0	11,3	5,3%	13,0
P_{pl} [kN]	-	181,5	-	164,7	$d_{P_{pl}}$ [mm]	-	25,5	-	32,2
$P_{m\acute{a}x}$ [kN]	-	184,5	-	167,8	$d_{P_{m\acute{a}x}}$ [mm]	-	30,4	-	37,2
$85\%P_{m\acute{a}x}$ [kN]	-	154,7	-	147,2	$d_{85P_{m\acute{a}x}}$ [mm]	-	52,8	-	49,6
K_I [kN/mm]	36,4	25,4	35,6%	45,1	d_y/d_{cr}	17,7	10,0	55,3%	15,3
K_{II} [kN/mm]	8,4	12,8	41,5%	9,0	$d_{85P_{m\acute{a}x}}/d_y$	-	4,7	-	3,8
K_{III} [kN/mm]	-	1,9	-	1,4					
K_I/K_{II}	4,3	2,0	74,3%	5,0					
K_{II}/K_{III}	-	6,6	-	6,3					

No Quadro 5.5 podem ser analisadas as cargas limite para os 3,7 mm e 3,1 mm nas duas vigas recuperadas. Pode constatar-se que a recuperação das vigas beneficiou significativamente a viga em termos de verificação da deformação no âmbito dos SLS. Ou seja, nota-se que no segundo carregamento das vigas, as cargas limite correspondentes aos limites regulamentares de deformação aumentam em média 22%. No âmbito dos SLS, nomeadamente da deformação, este desvio é muito vantajoso, uma vez que se assiste a um incremento de carga para a mesma deformação, neste caso a deformação limite.

Outro aspecto a registar consiste no facto de não se ter conseguido, com a *Viga 4B*, alcançar a carga limite determinada na *Viga 1*. Mas esteve muito próximo de se conseguir. Na *Viga 5B* conseguiu-se atingir essa recuperação, o que é notável. De qualquer modo, seria sempre possível aumentar esse limite aumentando o esforço axial inicial.

Quadro 5.5 – Variação das cargas limite nas vigas reabilitadas.

	P3,7 [kN]	P3,1 [kN]
<i>Viga 1</i>	63,9	58,6
<i>Viga 4A</i>	45,2	40,9
<i>Viga 4B</i>	57,2	50,9
<i>Viga 5A</i>	45,6	41,5
<i>Viga 5B</i>	57,1	50,8
<i>Viga 8</i>	55,3	50,5

Tendo em consideração os resultados apresentados, verificou-se que o esforço axial induzido nas vigas não altera os seus deslocamentos de fissuração e de cedência; no entanto a carga de cedência aumenta com este esforço. Assim, conclui-se que o desempenho da viga, relativamente aos deslocamentos, melhora com o aumento da carga axial induzida, na medida em que é superior a resistência sem que os deslocamentos aumentem. Por outro lado, também se observou que o patamar de cedência “encurta”, ou seja, diminui a ductilidade da viga.

6 CONCLUSÕES

O trabalho efectuado incidiu na deformação de vigas de betão armado restringidas axialmente. Para tal, foram projectas, construídas e ensaiadas 10 vigas sujeitas à flexão, nas quais se recorreu a um sistema de restrição axial, de forma activa ou passiva. Estas diferiam entre si na armadura de compressão, no confinamento do betão comprimido e na carga axial imposta inicialmente. As análises foram realizadas tendo em conta os diagramas $P-d$ e $N-d$ e os seus respectivos pontos característicos, focando a atenção nas deformações e nos valores da rigidez nos vários estados que caracterizam o comportamento destas vigas de BA. Foi ainda analisada a variação da ductilidade, através do factor de ductilidade, e da amplitude de fissuração. Os resultados experimentais foram comparados com os valores da carga, da deformação e da rigidez, determinados com base em duas metodologias teóricas: ANL e EC2.

Relativamente à influência do esforço axial induzido inicialmente assistiu-se ao surgimento de um novo *Estado III* com acréscimo de resistência, constituindo uma reserva de segurança para as vigas. Para além do incremento das cargas dos pontos característicos das curvas $P-d$ que esta restrição origina, ao nível dos deslocamentos registou-se um reduzido aumento no ponto de fissuração P_{cr} , enquanto que o deslocamento na cedência das armaduras P_y não mostra grandes alterações. No âmbito dos *SLS*, observa-se uma melhoria na carga suportável pela viga na medida em que para o mesmo deslocamento, a resistência aumenta com o esforço axial induzido. No que toca às cargas correspondentes à deformação limite imposta pelo EC2, regista-se também um aumento dessas cargas quando o esforço axial é maior. No entanto, verificou-se uma redução na ductilidade das vigas com o esforço axial induzido, ou seja, a relação entre o deslocamento no ponto de rotura e o do ponto de cedência apresenta valores inferiores quando comparado com vigas ensaiadas em flexão simples. A desvantagem deste facto consiste na redução da capacidade das estruturas em dissipar energia na ocorrência de acções dinâmicas extremas.

O esforço axial aumenta a resistência mas diminui a ductilidade. A capacidade de dissipar energia fica assim condicionada às áreas da curva $P-d$. No entanto importa perceber que caso se admita, para as duas vigas, a mesma carga de rotura, a capacidade de absorção de energia não é tão inferior relativamente à viga menos dúctil.

Relativamente à influência da armadura de compressão, concluiu-se que o aumento da área dos varões induz os ganhos ao nível da ductilidade, uma vez que aumenta a extensão do patamar de cedência, isto é, aumenta o deslocamento na rotura. Este facto também pode ser interpretado de forma inversa; ou seja, uma inadequada armadura de compressão pode originar a rotura prematura da viga. No que toca aos pontos P_{cr} e P_y não se verificam grandes alterações com a variação da armadura de compressão, tanto nos seus deslocamentos como nas cargas.

Tendo em conta o nível de confinamento do betão, verificou-se que as vigas com menor espaçamento da armadura transversal determinaram um maior deslocamento na rotura, o que culmina numa maior ductilidade e capacidade de dissipar energia. Este factor não tem especial relevância ao nível dos deslocamentos de fissuração e de cedência. Mas verifica-se uma diminuição nas cargas máximas quando o afastamento dos estribos é inferior.

Portanto, se o esforço axial aumenta a resistência diminuindo a ductilidade, uma possibilidade de continuar a garantir ductilidade na viga consistirá em garantir condições de confinamento do betão e retardar o mais possível a instabilização da armadura longitudinal de compressão.

Neste trabalho também foram efectuados dois ensaios com o objectivo de estudar a reabilitação de vigas fissuradas, com base na aplicação de um sistema de restrição axial. Os resultados obtidos são bastante positivos: observou-se uma recuperação, não só ao nível da resistência, mas também ao nível das cargas. Relativamente a uma viga intacta, para o mesmo nível de carga, os deslocamentos são ligeiramente superiores na fase inicial do carregamento, antes da fissuração. Depois disso, a recuperação existe, ou seja, para o mesmo nível de carga, os deslocamentos são inferiores, pelo menos até pontos posteriores ao ponto de cedência.

Na comparação dos resultados experimentais com os valores teóricos determinados pela *ANL* e pelo *EC2*, nem sempre os valores são equivalentes. Em geral os desvios entre as curvas *ANL* e experimental não foram significativos. No entanto os valores calculados pelo *EC2* apresentaram-se desadequados, nomeadamente o valor do deslocamento no ponto de cedência. A fase de fissuração é muito importante para a avaliação dos deslocamentos, uma vez que será nesta fase que serão realizadas as verificações de segurança correspondentes. De realçar ainda que, na bibliografia da especialidade não está previsto o novo *Estado III*, nem existe qualquer sugestão para estimar o deslocamento correspondente à carga máxima atingida.

Em trabalhos futuros seria pertinente continuar este tipo de estudo, sobre vigas com restrição axial activa, fazendo variar alguns parâmetros. Para além de alterar as dimensões da secção

transversal, ou as características dos materiais, ou a percentagem de armadura, seria interessante aumentar o vão das vigas. Para além do efeito relativo à instabilização global da viga, seria interessante avaliar as possíveis alterações ao nível da deformação, e correspondente evolução do esforço axial de confinamento. Outro aspecto que seria importante variar consiste no esforço axial induzido; o objectivo seria o de otimizar os *SLS*, nomeadamente as deformações. Sujeitar as vigas a carregamentos cíclicos, seria também uma boa abordagem para as deformações neste campo, tentando, com o esforço axial e o confinamento do betão, aumentar a deformação de rotura. No programa de *ANL* teria também interesse, desenvolver determinados aspectos como por exemplo a consideração do confinamento do betão e do “stiffning effect” de modo a ajustar melhor as curvas teóricas às experimentais.

Relativamente à recuperação de estruturas, seria de real importância continuar este estudo. Estudando outras situações, tais como vigas pouco fissuradas, ou plastificadas, ou ainda variando o confinamento do betão e a carga axial induzida serão as alternativas a seguir de modo a obter um “equilíbrio” entre a resistência e a ductilidade. Ao nível das deformações, poderá ser estudado o efeito da variação do vão, da secção transversal e ainda da variação da armadura de tracção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 435R-95 Reapproved 200) (Appendix B added 2003) “Control of Deflection in Concrete Structures”. Reported by ACI Committee 435.

Al-Sunna, R., Pilakoutas, K., Hajirasouliha, I. Guadagnini, M. (2012). “Deflection behavior of FRP reinforced concrete beams and slabs: An experimental investigation”. *Composites: Part B*, Vol. 43, Issue 5, pp. 2125–2134.

Antonio R. Mari, Jesús M. Bairán, Noemi Duarte (2010). “Long-term deflections in cracked reinforced concrete flexural members.” *Engineering Structures*, Vol. 32, Issue 3, pp. 829-842.

Appleton, J., e Almeida, J. (1984). “Dimensionamento de Estruturas de Betão aos Estados Limites de Utilização”.

Appleton, J. (2011). “Módulo 3. Verificação do Comportamento em Serviço (Estados Limites de Utilização – SLS)”. *Estruturas de Betão I*, IST.

Barros, H. e Figueiras, J. (2010). “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2”. FEUP.

Bazant, Z., Byung, H. (1984). “Deformation of Progressively Cracking Reinforced Concrete Beams”. *ACI Journal*, Vol. 81, Issue 3, pp. 268-278.

Beeby, A. e Narayanan, R. S. (2005). “Designers’ Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings and Structural Fire Design”. Thomas Telford Ltd.

Beeby, A. W. e Narayanan, R. S. (1995). “Designers’ Handbook to Eurocode 2 Part1-1: Design of Concrete Structures”. Thomas Telford Ltd.

Branson, D. (1977). “Deformation of Concrete Structures”. McGraw-Hill, Inc.

EN1990 (2009). “Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas”. LNEC, Dezembro.

EN1992-1-1. (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. CEN, Abril.

EN1998-1. (2004). “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”. CEN, Dezembro.

Martins, J. G. e Ferreira, I. (2006). “Estruturas de Ductilidade Melhorada” 3ª edição.

Neville, A. M. (1973). "Properties of Concrete". USA: Halsted Press.

Nounu, G, Chaudhary, Z. (1999). “Reinforced concrete repairs in beams”. Construction and Building Materials, Vol. 13, Issue 4, pp. 195-212.

Park, R. e Paulay T. (1975). “Reinforced Concrete Structures”. John Wiley & Sons, Inc.

Ribeiro, B. (2008). “Avaliação de Deformações em Estruturas de Betão Armado”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Rodrigues, R. J. M. (2011). “Deformação de Vigas de Betão Armado Restringidas Axialmente”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Ruivo, L. C. B. F. (2010). “Análise da Eficiência Sísmica de Estruturas de Edifícios”. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa.

Silva, V. Dias da (2004). “Mecânica e Resistência dos Materiais”. Zuari, Coimbra.

Torres, L., Miàs, C., Turon, A., Baena, M. (2012). “A rational method to predict long-term deflections of FRP reinforced concrete members”. Engineering Structures, Vol. 40, pp. 230-239.

Wang, C., Shih, C., Hong, S., Hwang, W. (2004). “Rehabilitation of Cracked and Corroded Reinforced Concrete Beams with Fiber-Reinforced Plastic Patches”. Journal of Composites for Construction, Vol. 8, Issue 3, pp. 219-228.