



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

Fendilhação em Vigas de Betão Armado Restringidas Axialmente

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

Autor

António Manuel Duarte Miguéis

Orientadores

Prof. Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes

Prof. Doutor Adelino Vasconcelos Lopes

Coimbra, Janeiro, 2012

AGRADECIMENTOS

Com esta dissertação termino mais uma grande etapa da minha vida e gostaria de agradecer ao Professor Doutor Adelino Lopes e do Professor Doutor Sérgio Lopes por todo o apoio, paciência e formação transmitida ao longo da realização deste trabalho.

Agradeço à empresa Lafarge e ao Eng. Branco Pereira, pelo fornecimento e transporte gratuito do betão até ao laboratório. Agradeço ao Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, e em particular aos funcionários do Laboratório de Ensaios de Materiais, Luís Gaspar, Francisco Sousa e Fernando Rodrigues e também ao funcionário David Rodrigues, pela disponibilidade, conhecimentos transmitidos e boa disposição ao longo de toda a fase laboratorial do trabalho.

Agradeço ainda aos meus colegas de trabalho Paulo Rodrigues, Pedro Ferreira e Rui Pinto pela ajuda, companheirismo e boa disposição constante durante a elaboração deste trabalho. Aos meus colegas Délcio Gomes e Rui Rodrigues deixo um agradecimento especial por tudo o que referi atrás e ainda pela disponibilidade demonstrada, mesmo quando não estive presente.

A todos os meus amigos e colegas de Coimbra e Lamego, que estiveram sempre ao meu lado e com os quais partilhei momentos inesquecíveis, um muito obrigado.

Aos meus pais e irmão, que sempre me apoiaram e incentivaram, em particular durante esta fase da minha formação académica, um obrigado muito especial. A eles dedico esta tese.

RESUMO

A fendilhação em estruturas de betão armado pode pôr em causa a utilização e o correcto funcionamento destas, tornando-se assim relevante o seu estudo. É, por isso, uma das verificações a ser feita no âmbito dos Estados Limites de Utilização (SLS).

A presente dissertação tem como objectivo principal avaliar a influência do espaçamento da armadura transversal e da percentagem de armadura longitudinal no comportamento à fendilhação de vigas de betão armado. Foi ainda avaliada a diferença do comportamento entre vigas de betão armado com e sem restrição axial e com maior maturidade do betão.

Para o efeito, foram realizados ensaios experimentais em laboratório, sobre 10 vigas, e simulações numéricas recorrendo a programas computacionais de modo a poder-se concluir acerca daqueles parâmetros. Adicionalmente, tentou-se encontrar um método que permita, de modo fidedigno, estimar a abertura em vigas de betão armado.

ABSTRACT

Reinforced concrete structure cracking can threaten its proper behavior and utilization, thus making the study of the problem a relevant subject which is, as such, one of the verifications to be performed in the scope of the SLS.

The present dissertation has as its main objective measuring the influence that transversal reinforcement spacing and the percentage of longitudinal reinforcement in reinforced concrete beams has on their resistance to cracking. The difference between the behaviors of reinforced concrete beams with and without axial restraint and with superior concrete maturity was also measured.

Experimental laboratory tests and simulations based on computer software models about 10 beams were performed in order to conclude about those parameters. Attempts were also made in order to find a method that allows a precise measurement of the width of cracks in reinforced concrete beams.

ÍNDICE

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento e objectivos.....	1
1.2	Organização do Documento.....	2
2	Revisão Bibliográfica.....	3
2.1	Controlo da Fissuração.....	3
2.2	Momento de Fissuração.....	4
2.3	Análise não linear – ANL.....	5
2.4	Controlo da Fendilhação de acordo com o EC2.....	6
3	Programa Experimental.....	9
3.1	Projecto das vigas.....	9
3.2	Produção das vigas.....	11
3.3	Materiais.....	13
3.3.1	Betão.....	13
3.3.2	Aço.....	16
3.4	Descrição Geral dos Ensaios e Instrumentação.....	17
4	Análise de Resultados.....	23
4.1	Aspectos Gerais.....	23
4.2	Análise individual das vigas OLD.....	27
4.2.1	Ensaio Nº1 – Viga4old.....	27
4.2.2	Ensaio Nº2 – Viga2old.....	32
4.2.3	Ensaio Nº3 – Viga1old.....	37
4.2.4	Ensaio Nº4 – Viga6old.....	41
4.3	Análise por grupos.....	46
4.3.1	Grupo I – Vigas 1, 2 e 3.....	46
4.3.2	Grupo II – Vigas 4, 5 e 6.....	55
5	Análise Global.....	64
6	Conclusão e Recomendações para Trabalhos Futuros.....	70
6.1	Conclusões.....	70
6.2	Recomendações para trabalhos futuros.....	70

7	Referências Bibliográficas	72
---	----------------------------------	----

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e objectivos

Segundo os Eurocódigos, os Estados Limite de Utilização SLS, e em particular o controlo da fissuração, é uma das verificações a efectuar no dimensionamento de estruturas de Betão Armado BA. A avaliação da fissuração depende não só das características resistentes do betão e do aço, mas principalmente da distribuição das armaduras, correspondente recobrimento, e principalmente dos níveis de tensão instalados, os quais têm vindo a crescer principalmente por motivos económicos.

De facto, qualquer peça de betão armado, sujeita parcialmente a tensões de tracção, pode fendilhar se as extensões atingirem o limite admissível para o betão. Do ponto de vista regulamentar, para o controlo da fissuração existem diversas metodologias que permitem prever a abertura de fendas em estruturas de betão armado, em particular a do EC2.

A fendilhação, caso ocorra, pode ainda influenciar decisivamente o comportamento de qualquer estrutura, uma vez que a rigidez das estruturas diminui drasticamente nestas condições. Este aspecto não vai ser abordado neste trabalho.

Neste contexto, pretende-se avaliar experimentalmente, no âmbito dos SLS de estruturas de BA, a fissuração em vigas simplesmente apoiadas, restringidas axialmente, e submetidas a flexão. Os parâmetros a considerar serão: o espaçamento da armadura transversal, a quantidade de armadura longitudinal, a existência ou não de restrição axial nas vigas, e a idade do betão. A análise decorrerá em torno da abertura de fendas, o seu espaçamento, e correspondente desenvolvimento.

Para que este estudo pudesse ser consumado, foram fabricadas em laboratório 6 vigas de betão armado que foram posteriormente sub-divididas em 2 grupos de 3 vigas cada, onde, a única diferença entre os grupos consiste no espaçamento entre a armadura transversal. Foram ainda estudadas mais 4 vigas, betonadas no ano anterior, com disposições de armadura distintas.

Todas as vigas foram depois ensaiadas até à rotura. Para o efeito, estas vigas serão apoiadas e solicitadas simetricamente por duas cargas, definindo assim três zonas; duas laterais e uma central, onde é constante o momento-flector.

Tendo em consideração a regulamentação aplicável, nomeadamente o EC2, os efeitos de longo prazo, tais como a retracção e a fluência, devem ser tidos em conta na verificação dos

Estados Limite de Utilização. No caso particular deste trabalho, a fluência não foi de todo abordada. A retracção foi parcialmente tratada na medida em que 4 das 10 vigas ensaiadas tinham cerca de um ano de idade.

De referir que este trabalho experimental foi elaborado em conjugação com outros dois, nos quais se pretendeu analisar a resistência e a deformação.

1.2 Organização do Documento

Esta dissertação está dividida em 6 Capítulos.

No Capítulo 1 é feito o enquadramento geral do tema da dissertação e são definidos os objectivos.

No Capítulo 2 são expostos os métodos teóricos baseados na análise não linear e o método baseado no EC2. Estes serão os métodos utilizados na avaliação da formação de fendas em vigas de betão armado sujeitas a flexão.

No Capítulo 3 apresenta-se o modelo utilizado nos ensaios laboratoriais, as propriedades dos materiais, os aparelhos utilizados na realização dos ensaios e ainda os aparelhos utilizados na medição dos mesmos.

No Capítulo 4 são expostos e analisados os resultados experimentais e teóricos.

No Capítulo 5 são feitas as comparações entre as várias vigas estudadas.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões e algumas sugestões para trabalhos futuros.

No final apresentam-se as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O conhecimento do comportamento da fendilhação em vigas de betão armado é muito importante para garantir a segurança e o bom funcionamento das estruturas. Este fenómeno inicia-se na formação da primeira fenda, e desenvolve-se à medida que o carregamento aumenta ao longo de uma fase usualmente designada por Estado II. Por um lado, ao longo desta fase, as características resistentes da estrutura são alteradas, tornando-a mais flexível. Por outro lado, importa garantir as condições mínimas de manutenção das componentes do sistema, nomeadamente as armaduras, limitando ao mínimo possível a abertura de fendas. É neste contexto que o presente trabalho se insere.

Neste capítulo, o cálculo do momento de fissuração será analisado através de diferentes metodologias de cálculo e ainda através de duas metodologias teóricas. Será também apresentado o método sugerido pelo EC2 para o controlo da fissuração.

2.1 Controlo da Fissuração

Para garantir uma boa durabilidade, segurança, funcionalidade e aspecto das estruturas de betão armado, é muito importante que se faça o controlo de fissuração (Fernandes J. 2010). De facto, a fissuração pode reduzir significativamente a durabilidade das estruturas nas situações em que o aço que constitui as estruturas fica exposto aos agentes ambientais levando à sua corrosão e conseqüente perda de capacidade resistente ao longo do tempo. Nestas condições, a segurança das estruturas é posta em causa. Neste trabalho a abertura de fendas será um dos parâmetros em análise.

A fissuração em estruturas de betão armado ocorre sempre que as extensões do elemento e da rotura do betão à tracção são iguais (Honório, J. 2008). Esta fissuração poderá ser influenciada por diversos factores como o tipo de carregamento a que está sujeita, tipo de apoios, materiais que constituem as peças, processo de cura do betão e condições climáticas a que está sujeita (Leonhardt 1977).

O tipo de apoios terá eventualmente alguma influência no comportamento à fissuração, tendo sido analisadas, mais adiante no capítulo 5, as diferenças entre o comportamento de vigas com e sem restrição axial.

Os materiais que constituem as peças de betão armado poderão ser igualmente importantes, sendo a classe do betão, o diâmetro e a disposição dos varões de aço, factores a serem

analisados mais adiante. Neste trabalho será prestada especial atenção à localização das fissuras.

O processo de cura e as condições climatéricas são outro aspecto a ter em conta segundo Leonhardt (1977), Almeida (2008) e CEB (1985), uma vez que, influenciam directamente o endurecimento do betão e a sua resistência e indirectamente o aparecimento de fendas. Nesta investigação não foram considerados estes aspectos particulares.

2.2 Momento de Fissuração

Numa estrutura genérica, a carga de fissuração, P_{cr} , define o carregamento a partir do qual se manifestam as primeiras fissuras e define ainda o ponto que separa o Estado I do Estado II. A fase não fendilhada é representada pelo Estado I, onde é essencialmente o betão que controla o comportamento da viga. A partir do momento em que se ultrapassa a extensão máxima do betão, entra-se no Estado II, dando-se início à zona de fissuração e a resistência à força de tracção é assegurada pelo aço (Fernandes J. 2010).

No caso particular das vigas submetidas a flexão, o momento flector a que as vigas estão sujeitas quando se atinge a carga de fissuração, P_{cr} , define-se por momento de fissuração, M_{cr} . Pode ser estimado através de vários métodos e, apesar de não terem sido utilizados no presente trabalho, apresentam-se de seguida.

Através da expressão (2.1), o Handbook EC2 (1995) apresenta um método que considera apenas a secção bruta de betão, desprezando portanto a contribuição das armaduras. Neste caso, admite-se que a resistência média à tracção do betão, f_{ctm} , representa a tensão numa das fibras extremas.

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

O manual CEB “Cracking and Deformation” apresenta um método semelhante, representado na expressão (2.2), onde em vez de se considerar o valor médio da resistência à tracção do betão, f_{ctm} , se considera o valor característico inferior da resistência à tracção $f_{ctk0,05}$.

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{ctk0,05} \quad (2.2)$$

O livro “Structural Concrete Vol.1” apresenta ainda outro método, traduzido na expressão (2.3), onde se considera a tensão máxima do betão à tracção por flexão, $f_{ctm,fl}$, determinada pela expressão (2.4).

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{ctm,fl} \quad (2.3)$$

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (2.4)$$

Uma vez que, na prática, as armaduras não são apenas solicitadas a partir do momento em que ocorre a fractura no betão, foi desenvolvida uma metodologia de cálculo de M_{cr} que, ao admitir um comportamento elástico dos materiais, tem em conta a contribuição das armaduras e da posição do eixo neutro (Ribeiro, B. 2008). Assim, partindo de um valor máximo de extensão de tracção do betão e de relações geométricas simples da secção deformada, é possível determinar as extensões no betão e no aço, obtendo-se assim um algoritmo de resolução. Estas extensões permitem determinar as tensões por recurso à Lei de Hooke (comportamento elástico dos materiais) a as forças de tracção e compressão associadas. A posição do eixo neutro pode ser determinada através do equilíbrio de forças e, considerando a contribuição da armadura, obtém-se o momento de fendilhação, M_{cr} .

2.3 Análise não linear – ANL

Baseando-se no algoritmo descrito anteriormente, e no comportamento real dos materiais, Lopes (2005) desenvolveu uma metodologia computacional, que foi mais tarde adaptada para efeitos a longo prazo, de maneira a determinar a curva momento – curvatura. O programa momento – curvatura, para uma secção rectangular que se mantém plana após deformação e que não esteja sujeita a esforço axial, permite determinar a evolução do momento flector em função da curvatura e ainda as extensões, tensões e forças no betão e no aço. O programa permite ainda determinar posição do eixo neutro por equilíbrio de forças na secção.

Através deste algoritmo, e partindo do princípio que a fendilhação se inicia a partir do ponto em que a rigidez das forças de tracção se reduz em 10%, pode determinar-se o momento de fissuração. Esta foi uma alternativa seguida por (Ribeiro, B.).

Por sua vez, a curva momento – curvatura determina as características de rigidez que permitem determinar a deformação em vigas de secção transversal rectangular. Para isso, recorre-se a um algoritmo de análise incremental não linear, baseado na metodologia de Elementos Finitos. O elemento finito de dois nós utilizado foi formulado recorrendo à teoria de Timoshenko (Fernandes J. 2010).

2.4 Controlo da Fendilhação de acordo com o EC2

Recorrendo ao EC2 (EN1992-1-1 2004) pode-se fazer o controlo da fendilhação sem cálculo directo ou pela determinação da largura de fendas. A fendilhação pode ser controlada através da seguinte condição:

$$W_k \leq W_{max} \quad (2.5)$$

Sendo W_k a abertura característica da fissura calculada através da combinação de acções quase-permanente e W_{max} o valor limite para a abertura da fissura. De referir que usualmente, o valor máximo de abertura de fendas determinado pelo EC2 para estruturas de edifícios de betão armado, em ambientes não secos, é de $W_{max}=0,3\text{mm}$.

No caso de ser requerido o controlo da fendilhação, o EC2 (EN1992-1-1 2004) define ainda uma área mínima de armadura, $A_{s,min}$, na parte traccionada da estrutura, de modo a garantir uma transferência eficaz de forças do betão para as armaduras.

$$A_{s,min} = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (2.6)$$

Onde A_{ct} indica a área de betão traccionado, σ_s a tensão máxima admissível na armadura após a formação da primeira fenda, $f_{ct,eff}$ representa o valor médio da resistência do betão à tracção na idade que se espera que ocorram as primeiras fendas, k indica o coeficiente que considera o efeito de tensões auto-equilibradas não uniformes, k_c o coeficiente que tem em conta quer a distribuição de tensões na secção quer a alteração do braço da força.

Pelo contrário, o EC2 admite a dispensa do cálculo explícito da abertura de fendas para situações em que o diâmetro máximo de varões e o espaçamento máximo entre eles não exceda os valores apresentados nos Quadros 2.3 e 2.4.

Quadro 2.3 – Diâmetro máximo dos varões para controlo da fendilhação de acordo com o EC2.

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

Quadro 2.4 – Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação de acordo com o EC2.

Tensão no aço (Mpa)	Espaçamento máximo entre varões [mm]	
	Wk=0,4mm	Wk=0,3mm
160	300	300
200	300	250
240	250	200
280	200	150
320	150	100
360	100	50

Na Figura 2.1 apresenta-se a distribuição de tensões de uma secção transversal de BA (Leonhardt, 1977), submetida a tracção simples, onde é possível verificar que o valor máximo da tensão longitudinal se encontra junto da fissura. À medida que a distância à fissura aumenta, diminui a tensão máxima, havendo uma melhor distribuição das tensões ao longo da secção transversal. A partir de determinada altura, esta distribuição tem tendência para se tornar uniforme.

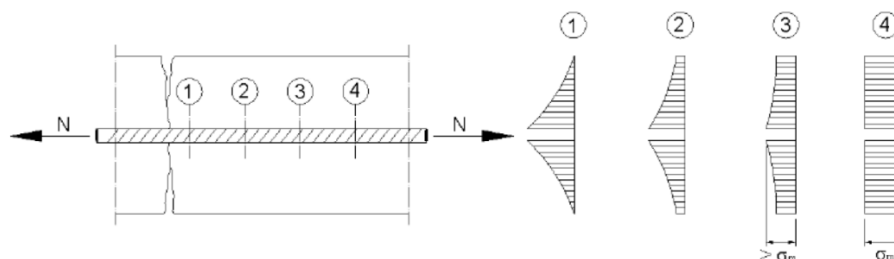


Figura 2.1 - Distribuição de tensões em secções transversais em função da distância à fissura (Leonhardt, 1977).

Segundo Leonhardt, é possível definir um “padrão” de fissuração, uma vez que, a partir do momento em que a distância à fissura é suficiente para tornar as tensões uniformes na secção, existe forte probabilidade de formação de uma nova fissura.

Caso se pretenda avaliar a abertura de fendas W_k , no contexto do EC2 (EN1992-1-1 2004):

$$W_k = S_{r,max} \cdot \varepsilon_{srm} \quad (2.7)$$

onde $S_{r,max}$ indica a distância máxima entre fissuras, e ε_{srm} a extensão média relativa entre o aço e o betão.

A distância máxima entre fissuras $S_{r,max}$ é determinada por:

$$S_{r,max} = K_3 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot K_4 \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}} \quad (2.8)$$

onde K_1 indica o coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência dos varões, K_2 o coeficiente que tem em conta a forma da distribuição de extensões na secção, K_3 toma o valor 3,4 e K_4 toma o valor 0,425, de acordo com o Anexo Nacional, C representa o recobrimento das armaduras longitudinais e Φ o diâmetro do varão.

Se, na mesma secção transversal, forem usados varões com diâmetros diferentes, deverá ser usado um diâmetro equivalente Φ_{eq} determinado por:

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

No caso deste de não existirem armaduras de pré-esforço, o cálculo da percentagem de armadura relativa à secção de betão efectiva é feito segundo a expressão:

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

sendo A_s a área de armadura, e $A_{c,eff}$ a área efectiva de betão mobilizada por aderência.

O cálculo da percentagem de armadura nos casos em que existe armadura de pré-esforço é feito através da expressão:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1 A'_p}{A_{c,eff}} \quad (2.11)$$

onde A_s é a área de pré ou pós-tensão dentro de $A_{c,eff}$, e $\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\Phi_s}{\Phi_p}}$, sendo Φ_s o varão de maior diâmetro e Φ_p o diâmetro ou diâmetro equivalente dos varões em pré-esforço.

A extensão média relativa entre o aço e o betão ε_{srm} é determinada por:

$$\varepsilon_{srm} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.12)$$

Sendo σ_s a tensão do aço calculada com base na fendilhação, K_1 o factor que tem em conta a duração ou a repetição de cargas, E_s o módulo de elasticidade do aço e α_e o coeficiente de homogeneização determinado por: $\alpha_e = E_s / E_c$ em que E_c é o módulo de elasticidade do betão.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Com este projecto pretende determinar-se as diferenças de comportamento à fissuração de várias vigas armadas de diferentes modos e ainda comparar os resultados obtidos entre vigas com e sem restrição axial. Para o estudo das vigas foi montado um sistema de ensaio baseado em duas acções pontuais actuantes nas vigas apoiadas nas extremidades, e ainda um sistema de restrição axial, descrito mais à frente. Este sistema permite considerar uma zona central predominantemente submetida a flexão pura. Foram elaboradas 6 vigas em laboratório às quais se juntaram outras 4 elaboradas pelos nossos colegas do ano anterior.

Neste capítulo serão ainda ser descritas todas as etapas do desenvolvimento das 6 vigas elaboradas em laboratório, desde a elaboração das armaduras, à construção das cofragens e ainda à betonagem feita com o betão fornecido por uma empresa de betão pronto “Lafarge”. Serão também descritos alguns pormenores de produção e são apresentadas as características do aço e do betão utilizado tanto nas vigas produzidas este ano como nas que foram produzidas no ano anterior.

De qualquer modo, importa recordar que este trabalho foi desenvolvido em colaboração com outros dois colegas; um no âmbito do estudo da resistência e outro no âmbito da deformação de vigas de BA restringidas axialmente e sujeitas a flexão. Neste contexto, algumas das opções tomadas encontram justificação nestes trabalhos.

3.1 Projecto das vigas

Como referido, foram elaboradas 6 vigas de betão armado em laboratório para serem ensaiadas em conjunto com as 4 vigas do ano anterior. A geometria das vigas foi mantida para que se pudesse comparar os efeitos produzidos pelos restantes parâmetros em análise. Assim, foram elaboradas vigas com 3m de comprimento e com uma secção transversal com altura de $h=0,3$ por largura de $b=0,2$ m.

Tendo em consideração o carácter aleatório da betonagem, foram detectadas algumas imperfeições que estão especificadas no Quadro 3.1, onde as dimensões reais das vigas foram medidas na zona central, a mais importante no trabalho.

Quadro 3.1 - Dimensões reais das vigas.

Viga	b (m)	h (m)
V4old	0,202	0,301
V2old	0,204	0,302
V1old	0,204	0,302
V6old	0,205	0,305
V1	0,207	0,303
V2	0,202	0,302
V3	0,207	0,303
V4	0,210	0,300
V5	0,200	0,303
V6	0,202	0,302

No Quadro 3.2 são apresentadas as principais características das vigas, onde A_s representa a armadura longitudinal de tracção, A'_s a armadura longitudinal de compressão, e A_{sw} a armadura transversal. Por sua vez, ϕ indica o diâmetro e $\rho = A_s/bh$ a percentagem de armadura correspondente em que as vigas assinaladas com “*” foram executadas em 2010 por colegas nossos, com o intuito de serem ensaiadas este ano. Todas as outras vigas foram executadas este ano.

Quadro 3.2 – Resumo das características das vigas.

Viga	A_s		ρ (%)	A'_s		ρ' (%)	A_{sw}
	ϕ (mm)	Área (cm ²)		ϕ (mm)	Área (cm ²)		
V4old	3Ø16	6,03	1,01	-	-	-	Zona central --
				2Ø10	1,57	0,262	Zonas laterais - Ø6//0,06m
V2old	3Ø16	6,03	1,01	2Ø10	1,57	0,262	Ø6//0,06m
V1old	3Ø16	6,03	1,01	2Ø6	0,57	0,095	Ø6//0,06m
V6old	3Ø16	6,03	1,01	3Ø16	6,03	1,01	Ø6//0,18m
V1	3Ø12	3,39	0,565	2Ø8	1,01	0,168	Ø6//0,06m
V2							
V3							
V4	3Ø12	3,39	0,565	2Ø8	1,01	0,168	Ø6//0,18m
V5							
V6							

As vigas anteriores dispõem de uma percentagem de armadura de cerca de 1%, o que se poderá considerar como uma armadura usual em vigas submetidas essencialmente a esforços de flexão. Em particular, a viga V4old foi projectada com o objectivo de perceber qual seria o comportamento de uma viga desprovida de armadura de compressão e de esforço transverso na zona central, sendo de esperar uma dispersão aleatória das fendas. Neste caso, a ausência destas armaduras tem como resultado o não confinamento do betão nesta zona, podendo originar perda de resistência da viga ao longo da fase de desenvolvimento da fissuração. Nas vigas V2old e V1old existe confinamento do betão na zona central. Fragilizou-se apenas a armadura de compressão no caso da viga V1old de modo a analisar este parâmetro no âmbito de um outro trabalho. Na viga V6old o objectivo consistiu em estudar o efeito produzidos pela armadura de compressão na resistência da viga, fora deste trabalho portanto.

Relativamente às novas vigas, adoptou-se uma percentagem inferior de modo a verificar qual o acréscimo de resistência por motivo da restrição axial a que estarão submetidas. Ao nível da armadura comprimida procurou-se evitar que as vigas possam romper subitamente por motivo de instabilidade destas armaduras. Para este efeito, muito contribui o espaçamento entre estribos, que neste caso foi discretizado em 6cm ou em 18cm. No âmbito deste trabalho, os espaçamentos adoptados são muito importantes para verificar a influência no espaçamento entre fendas.

3.2 Produção das vigas

À excepção dos estribos, adquiridos no mercado já dobrados e prontos a montar, a restante armadura foi elaborada em laboratório. Na Figura 3.1 mostra-se um aspecto geral da montagem das armaduras das vigas e também dos separadores de plástico que foram colocados na base da armadura e nas faces laterais para garantir o recobrimento de 20mm das vigas.



Figura 3.1 - Montagem das armaduras das vigas e espaçadores utilizados.

Para a construção das cofragens foram utilizados painéis de chapa, tal como ilustrado na Figura 3.2, de modo a garantir eficazmente as dimensões pretendidas.



Figura.3.2 – Cofragens das vigas.

A betonagem das 6 vigas elaboradas este ano foi realizada no laboratório da FCTUC a 2011Abr14. A Figura 3.3 mostra uma sequência desta tarefa. No processo de betonagem, e posterior vibração, existiu o cuidado de não adicionar betão após vibração, de modo a evitar perdas de resistência deste betão adicionado. Por outro lado, tentou-se evitar vibrar em excesso o betão colocado. A descofragem das vigas ocorreu 5 dias após a betonagem.



Figura 3.3 – Início da betonagem, antes e depois da vibração.

3.3 Materiais

3.3.1 Betão

O betão utilizado na construção das vigas foi fornecido por uma empresa de betão pronto “Lafarge”. O betão pretendido era de classe C25/30 e, para avaliar a resistência à compressão do betão, foram simultaneamente betonados vários cubos de betão com 15cm de aresta, os quais foram posteriormente ensaiados à compressão. Para determinar a resistência do betão das vigas do ano anterior, foram também ensaiados provetes elaborados pelos nossos colegas do ano anterior.

Assim, de modo a avaliar a sua resistência à compressão, os vários provetes de betão foram ensaiados em laboratório, na máquina de compressão apresentada na Figura 3.4. Relativamente ao betão utilizado em 2010, foram analisados os valores obtidos pelos nossos colegas do ano anterior, e ainda os medidos ao 281º, 327º, 379º e 382º dia. Para o betão utilizado este ano, foram feitos ensaios ao 4º, 7º, 14º, 21º, 28º, 35º, 42º e 50º dia. De acrescentar que em cada dia mencionado, foram ensaiados 3 provetes.



Figura 3.4 – Prensa de ensaios de compressão do betão.

Relativamente ao betão utilizado em 2010, são apresentados, na Figura 3.5, os valores médios determinados, e a curva aproximada que permite estimar a resistência média à compressão do betão nos dias dos ensaios das vigas. Para o efeito, e tendo em consideração que se trata de um betão com maturidade de médio prazo, recorreu-se à aproximação sugerida pelo EC2, i.e. adoptou-se uma curva exponencial dada por:

$$f_{cm}(t) = f_{cm} * \left[s * \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (3.1)$$

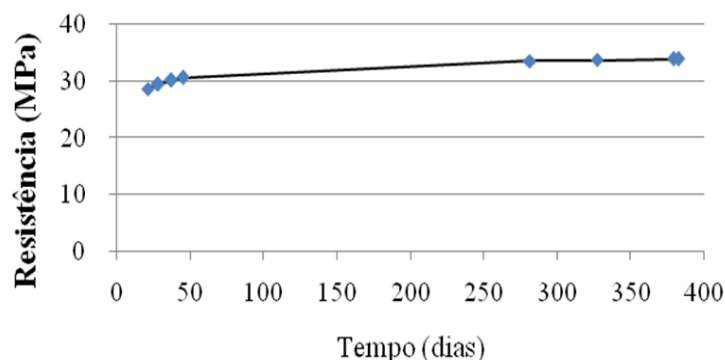


Figura 3.5 – Gráfico da resistência média do betão das vigas de 2010.

Para o betão das vigas mais recentes, apresenta-se na Figura 3.6, os resultados parcelares obtidos e a curva aproximada. Neste caso, por se tratar de um período inicial curto, recorreu-se à proposta de Neville. A equação determinada foi:

$$y = 2.847 \ln(x) + 19.36 \quad (3.2)$$

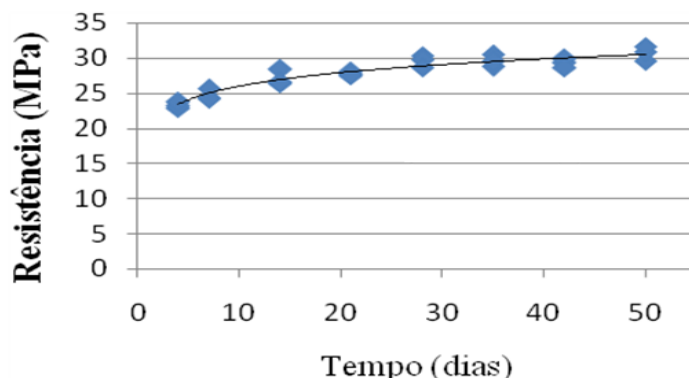


Figura 3.6 – Gráfico da resistência média do betão das vigas de 2011.

Tendo em consideração as equações anteriores, apresentam-se, no Quadro 3.3, o dia e os valores da resistência média expectável do betão à compressão no dia correspondente ao ensaio de cada viga.

Quadro 3.3 – Resistência média expectável do betão à compressão.

Vigas		t(dias)	fcm(Mpa)
2010	4old	379	33,90
	2old	379	33,90
	1old	382	33,91
	6old	382	33,91
2011	3	40	28,95
	6	40	28,95
	2	41	29,23
	5	41	29,23
	1	42	29,32
	4	42	29,32

Como se pode verificar pelos valores apresentados, a classe de betão obtida, quer para as vigas do ano de 2010, quer para o betão de 2011, é a C20/25. Recorde-se que foi prevista uma classe C25/30. Para além da resistência última, este factor influenciará decisivamente, quer a carga de fissuração, quer a resistência, leia-se, a abertura de fendas ao longo da fase fissurada. No Quadro 3.4 apresentam-se os valores que caracterizam o betão utilizado.

Quadro 3.4 : Características do betão.

Betão C20/25	
f_{cm} [MPa]	28
f_{ctm} [Mpa]	30
E_{cm} [GPa]	30
ϵ_{c1} [‰]	2,0
ϵ_{cu1} [‰]	3,5
ϵ_{c2} [‰]	2,0
ϵ_{cu2} [‰]	3,5

3.3.2 Aço

Quer na armadura das vigas construídas no ano anterior, quer na armadura das construídas este ano, foi usado o aço A500NR adquirido no mercado. De modo a avaliar as características mecânicas destas armaduras, foram ensaiadas à tracção diversas amostras de varões de aço. Os parâmetros avaliados foram: a tensão máxima (ou de rotura), a tensão de cedência e a extensão máxima, calculada através da deformação sofrida pelo varão ensaiado. Para estes ensaios foi usada a máquina de tracção do laboratório do DEC, que está ilustrada na Figura 3.7.



Figura 3.7 – Máquina de tracção usada para medir as características dos provetes de aço.

Os valores médios obtidos nos ensaios à tracção dos provetes de aço do ano anterior são apresentados no Quadro 3.5. Os valores apresentados foram determinados com base em 3 amostras para cada diâmetro de varão. Para o aço 2011 foram utilizadas 6 amostras para cada diâmetro de varão e os valores são apresentados no Quadro 3.6.

Quadro 3.5 – Valores médios obtidos nos ensaios de tracção do Aço 2010.

Aço A500NR - 2010			
Diâmetro do varão	Tensão máxima (Mpa)	Tensão de cedência (Mpa)	Extensão máxima (%)
Φ8	648,95	528,79	18,9
Φ10	664,25	586,96	14,1
Φ12	647,35	552,06	11,3
Φ16	684,33	575,27	4,8

Quadro 3.6 – Valores médios obtidos nos ensaios de tracção do Aço 2011.

Aço A500NR - 2011			
Diâmetro do varão	Tensão máxima (Mpa)	Tensão de cedência (Mpa)	Extensão máxima (%)
Φ8	666,09	541,52	5,6
Φ12	664,31	559,49	8,1

3.4 Descrição Geral dos Ensaios e Instrumentação

Para a realização dos ensaios das vigas em laboratório, adoptou-se o set-up base utilizado nos ensaios realizados em anos anteriores, onde se acrescentou um sistema de restrição axial, descrito de seguida, e foram anexados mais alguns deflectómetros para obtenção de medições adicionais, nomeadamente as deformações axiais da viga. O esquema simétrico do set up utilizado é apresentado nas Figuras 3.8 e 3.9, com o sistema de restrição axial e sem o sistema de restrição, respectivamente.

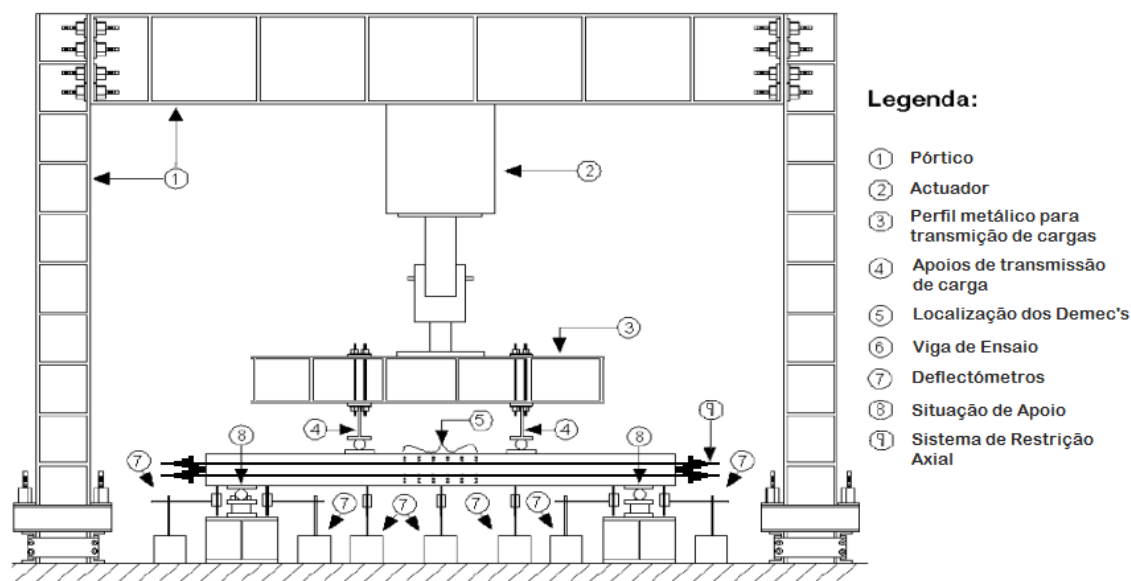


Figura 3.8 - Esquema geral do ensaio com sistema de restrição axial.

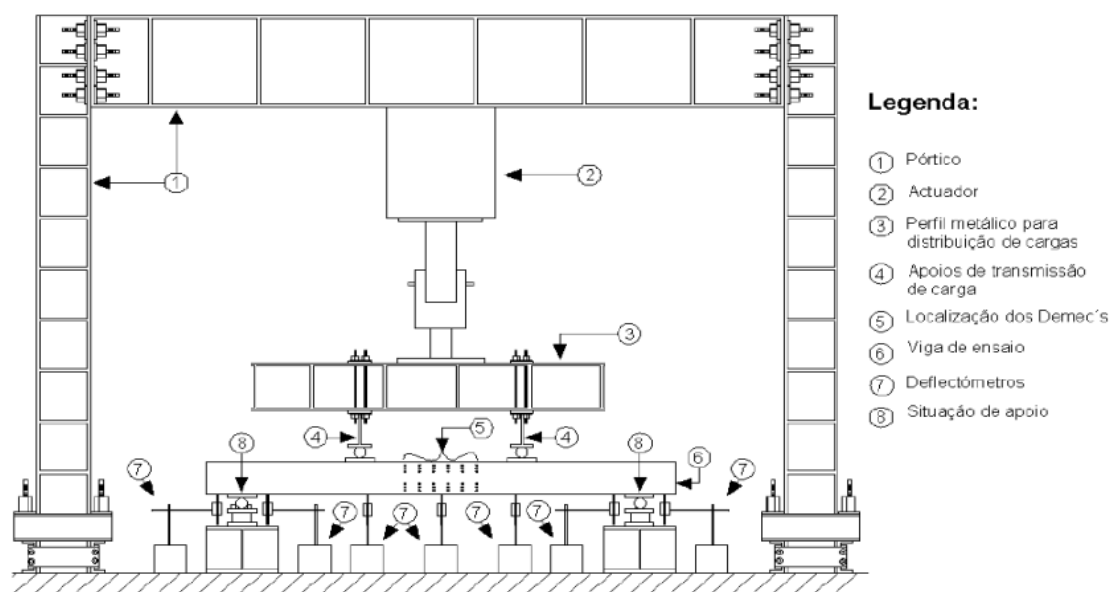


Figura 3.9 - Esquema geral do ensaio sem sistema de restrição axial.

O set-up dos ensaios consiste num actuador electromecânico instalado num pórtico do laboratório do DEC que exerce a acção sobre um perfil metálico associado a dois outros perfis aos quais se soldou um cilindro metálico para contacto com a viga a ensaiar. A ideia consiste em simular duas acções pontuais. Entre os cilindros e a viga foram colocadas placas de neoprene de modo a que evitar o esmagamento do betão. Estes cilindros estão distanciados de

95cm entre si. Por sua vez, a viga a ensaiar está apoiada nas suas extremidades, em apoios separados de 2,75m. O pormenor dos apoios está ilustrado na Figura 3.10. Estes apoios são constituídos por um meio cilindro assente numa chapa que permite a rotação do mesmo. Por sua vez a chapa está apoiada em duas células de carga de 500kN de capacidade. Entre o meio cilindro e a viga foram colocadas placas de neoprene para evitar o esmagamento do betão. Por fim, as células de carga estão apoiadas num perfil metálico que está ligado directamente à laje do laboratório.



Figura 3.10 - Pormenor do apoio duplo.

Os diagramas de esforços provocados pelas duas cargas intermédias são apresentados na Figura 3.11. O peso próprio das vigas foi desprezado.

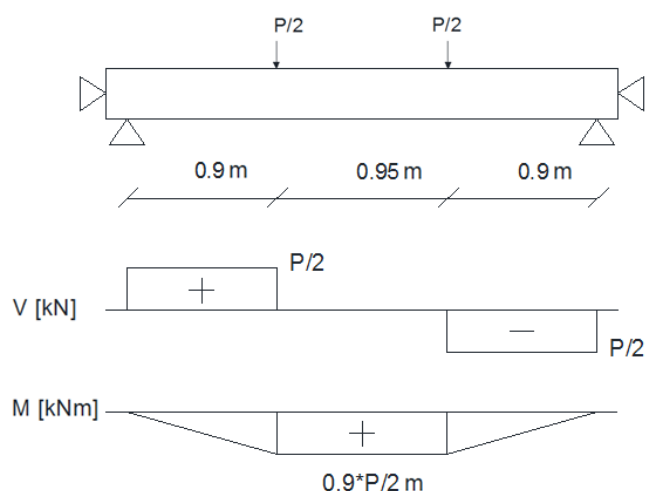


Figura 3.11 - Ponto de aplicação das cargas e diagramas correspondentes.

Nos ensaios realizados em anos anteriores verificou-se um alongamento crescente da viga ao longo do ensaio. Este alongamento não ocorre em situações reais, uma vez que as vigas estão,

na maioria dos casos, restringidas axialmente pelos pilares e por outras vigas. Para iniciar o estudo deste assunto, adoptou-se, este ano, um sistema de restrição axial de maneira a tentar evitar o alongamento livre das vigas aquando do ensaio. O sistema utilizado é ilustrado na Figura 3.12.



Figura 3.12 – Sistema de restrição axial.

Este sistema recorre a 4 varões "dywidag" aparafusados a chapas metálicas de topo, as quais restringem uma célula de carga e uma rótula metálica em contacto com a viga, tal como é exemplificado na Figura 3.13. A rótula metálica está em contacto com uma chapa metálica que foi previamente colada e aparafusada a cada topo da viga. Nesta chapa existe um orifício para garantir que a rótula metálica não se desloca, como se pode ver através da Figura 3.13. Este orifício, centro da restrição, está colocado a 10cm da base da viga.



Figura 3.13 – Pormenor do sistema de restrição axial e da chapa de topo da viga.

Como exemplificado nas figuras anteriores, foram colocados 7 deflectómetros para as medições dos deslocamentos da viga. Os deflectómetros colocados imediatamente antes e depois dos apoios permitem determinar a rotação da viga nas suas extremidades enquanto os restantes permitem saber a flecha total da viga a meio vão e ainda o deslocamento da viga nas zonas de aplicação da acção.

Para registo dos valores medidos pelas células de carga, deflectómetros e ainda pelo alongâmetro digital durante os ensaios, usou-se um DATA Logger TML TDS-602, ilustrado na Figura 3.14.



Figura 3.14 - DATA Logger usado para registo das medições e alongâmetro digital.

Para a medição da abertura de fendas “w” ao longo do ensaio, utilizou-se um microscópio específico, indicado na Figura 3.15, a cada paragem do ensaio. De modo a melhorar a visibilidade, as vigas foram caiadas ao de leve e foi utilizado um led de luz branca que permitiu uma melhor detecção do aparecimento de fendas, assim como da sua progressão, como é demonstrado na Figura 3.15.



Figura.3.15 – Microscópio de fendas e iluminação LED.

Na zona central das vigas, a meio vão, foi colada uma malha de “demec’s” para que se possam medir longitudinalmente as deformações relativas entre “demec’s” consecutivos, a cada paragem, e assim obter a extensão na zona da viga sujeita apenas a flexão. Estas deformações permitirão avaliar as deformações médias na zona central, nomeadamente a curvatura.

Tal como ilustrado na Figura 3.16, os “demec’s” estão espaçados longitudinalmente de *10cm* entre si. A 1ª fila dista 2 cm da extremidade, e as 2 seguintes estão espaçadas de 3cm. Tendo em conta o sistema de restrição axial, houve necessidade de colocar a malha dos “demec’s” na parte inferior de um lado das vigas, e do outro, na parte superior, para facilitar o processo de medição de abertura de fendas.



Figura 3.16 – Malha de demec’s.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Como referido anteriormente, o objectivo desta tese de mestrado consiste em comparar o comportamento à fendilhação de vigas de betão armado. Os parâmetros em questão consistem na variação da armadura longitudinal, quer de tracção quer de compressão, na variação do espaçamento longitudinal da armadura transversal. Será feita ainda uma comparação entre o comportamento de vigas com e sem restrição axial, sendo, para isso, usado pela primeira vez em laboratório, um sistema de restrição axial desenvolvido para o efeito.

Neste Capítulo são apresentados, analisados e discutidos os resultados experimentais e teóricos das várias vigas em estudo. A abertura de fendas w , o comprimento de fendas c e a distância média entre elas d_{cr} , a variação da distância entre “demec’s” Δd e a posição do eixo neutro a contar da base da viga y são os parâmetros considerados. Os valores experimentais, medidos directa ou indirectamente por tratamento das leituras dos “demec’s”, são comparados com valores estimados teoricamente, recorrendo ao programa de ANL apresentado no Capítulo 2. Estes resultados de fissuração serão ainda comparados com os resultados obtidos teoricamente através do EC2.

Em simultâneo com este trabalho foi ainda avaliada a resistência e a deformação das vigas por outros dois colegas.

4.1 Aspectos Gerais

Foram ensaiadas 10 vigas de BA. Destas 10 vigas, 4 foram betonadas há cerca de 1 ano. As restantes 6 vigas foram produzidas pelo nosso grupo de trabalho no laboratório do DEC, da FCTUC, e foram betonadas a 2011Abril14. Cerca de 5 semanas depois, a 2011Maio20, deu-se início aos ensaios, começando-se pelas vigas do ano anterior.

Todas as vigas do ano anterior foram ensaiadas com o sistema de restrição axial já exemplificado no Capítulo 3. Das vigas deste ano, apenas duas foram ensaiadas sem sistema de restrição axial.

Antes de se dar início aos ensaios propriamente ditos, foi aplicada uma pré-carga de cerca de 5kN de modo a acomodar os diversos componentes da montagem. De seguida foi retirada esta pré carga. Em geral, a acção aplicada ao longo dos ensaios foi programada por controlo de deformação à velocidade inicial de $0,02mm/s$, sendo depois, se necessário, ajustada a velocidade durante o ensaio.

A acção do actuador foi interrompida diversas vezes para que se pudesse apurar o aparecimento de fendas ao longo do ensaio e também para que se pudesse medir a variação da distância entre “demec’s” com recurso ao alongâmetro digital. De viga para viga, o número de paragens variou entre as 5 e as 8.

Foi nas fendas da zona da viga sujeita a momentos constantes, ou seja, entre os dois pontos de aplicação da acção (zona central), que a abertura das fendas foi medida. Uma vez que as vigas estarão sujeitas a flexão, as fissuras são medidas a cerca de 3cm da base. Tendo em consideração os resultados teóricos apurados previamente, é expectável que as vigas iniciem a fissuração para cargas totais de cerca de 40kN . As fendas seleccionadas para o estudo foram as primeiras a surgir até ao número de 8. Para a medição da abertura de fendas utilizou-se o microscópio indicado no Capítulo 3 que permite efectuar medições a partir de $0,02\text{mm}$. Para o estudo da propagação das fendas, i.e. do respectivo comprimento, registou-se, com um marcador, a propagação a cada paragem de cada uma das fendas a serem estudadas. Foram ainda registadas a marcador todas as outras fendas que foram aparecendo no decorrer do ensaio, com o objectivo de analisar a influência do posicionamento da armadura transversal relativamente à zona onde se formam as fissuras. Para cargas superiores são esperadas fissuras provocadas pelo esforço transversal nas zonas laterais. Estas fissuras também foram marcadas, são inclinadas e demonstram tendência para a horizontalidade à medida que se aproximam dos apoios.

Para a obtenção dos diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$, foi calculado o deslocamento efectivo d correspondente à flecha de meio vão, a carga vertical total aplicada à viga pelo actuador P , e o esforço axial N imposto à viga pelo sistema de restrição axial.

O cálculo da flecha d foi realizado recorrendo aos valores registados no deflectómetro instalado a meio vão e nos deflectómetros instalados no interior e exterior de ambos os apoios. O valor final foi obtido subtraindo ao valor do deflectómetro central, a soma dos valores registados nos apoios. No terceiro capítulo apresentou-se o esquema de ensaio que permite uma melhor compreensão deste processo.

A carga P aplicada pelo actuador é obtida somando os valores registados nas 4 células de carga colocadas sob os apoios. O esforço axial N foi obtido através da média dos valores medidos pelas duas células de carga colocadas nas chapas de topo da viga.

Na Figura 4.1 apresenta-se um exemplo genérico destas duas curvas. O ponto P_{cr} , sobre a curva $P-d$, corresponde à carga de fissuração e faz a separação entre o Estado I e o Estado II, ou seja, a carga a partir da qual a viga começa a fissurar. O patamar de plastificação da viga tem início no ponto P_y e o ponto $P_{máx}$ corresponde à carga máxima. Sobre a curva $N-d$, foi marcado o ponto $N_{máx}$ que corresponde ao esforço axial máximo registado durante o ensaio.

De acrescentar que estes gráficos contêm 2 eixos de ordenadas: o da esquerda correspondente às cargas P e o da direita correspondente aos esforços N .

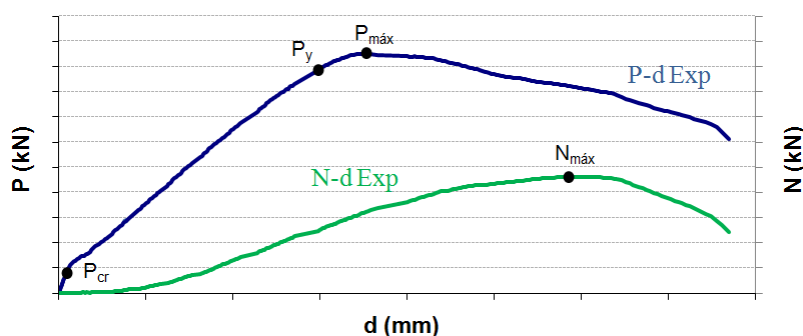


Figura 4.1 – Curvas P-d e N-d genéricas.

Para avaliar a carga regulamentar P_{ULS} , representada por ULS a vermelho, foram usados os valores de cálculo dos materiais e a expressão simplificada das tabelas técnicas (Bastos, H. 2009). Para as cargas de serviço representadas por $SLS_{mín}$ e SLS_{Max} a tracejado, foi considerada uma percentagem de 50 e 65% da carga última, respectivamente. Estes valores representam os limites mínimo e máximo assumidos para a carga correspondente à combinação quase permanente das acções regulamentares. A carga SLS delimita o intervalo no estudo da fissuração. Estas linhas são ainda representadas nos gráficos referentes à abertura de fendas, onde foram também assinalados os limites máximos de abertura de fendas impostos pelo EC2. No limite máximo para a análise a Longo Prazo, representado por $W_{k,LP}$, utilizou-se o valor de $0,3mm$. No limite máximo a Curto Prazo, representado por $W_{k,CP}$, utilizou-se o valor de $0,10mm$, i.e. cerca de um terço do valor de Longo Prazo de modo a considerar-se possíveis efeitos correspondentes à retracção e à fluência do betão numa estrutura genérica.

Para determinar a evolução da variação da distância entre “demec’s” foi feita, a cada paragem, uma mediação da distância entre eles recorrendo ao alongâmetro digital. De seguida, determinou-se a variação média da distância de cada uma das linhas da malha de “demec’s”. Posteriormente, através desta variação média foi possível estimar a evolução da posição do eixo neutro ao longo do ensaio.

Tanto para estimar os valores espectáveis das cargas de fissuração e cedência, e variação da posição do eixo neutro, recorreu-se ao programa computacional de análise não linear, ANL, introduzido anteriormente no segundo Capítulo.

Para além da avaliação experimental da abertura de fendas e da teórica através do EC2, existe ainda a hipótese de recorrer a outro método teórico, apresentado de seguida. Este método

baseia-se na curva teórica da variação da distância entre “demec’s”, considerando-se a extensão média das armaduras, como representado na expressão 4.1.

$$\Delta d = \int_0^{10cm} \varepsilon_{s,med} \cdot ds = \varepsilon_{s,med} \cdot 0,1 \quad (4.1)$$

Admitindo uma extensão máxima do betão de $\varepsilon_{c,max}=0,1\%$ e relacionando-a com a abertura de fendas w e com a variação média da distância entre “demec’s” Δd , obtém-se a largura de fissuras indirectamente. Considerando a distância entre fissuras s , a abertura de fendas é determinada pela expressão seguinte:

$$\int \varepsilon_c \cdot ds + w = 2s \cdot \varepsilon_{s,med} \quad (4.2)$$

Uma vez que o valor da abertura de fendas determinado é um valor médio e que existe muita variabilidade entre a abertura de fendas, este valor é majorado por um factor de 1,2, i.e. está-se a admitir que a média das aberturas das maiores fendas é 20% superior à média geral.

Admitindo vários comprimentos para a variação da extensão ε_c , pode estimar-se a variação do comprimento por deformação do betão entre dois pontos $\int \varepsilon_c$. Considerou-se que a extensão ε_c pode variar desde o valor nulo (junto à fenda) até ao valor máximo ao longo de uma distância s^* , inferior a s , mantendo-se, a partir daí, constante independentemente da distância entre fendas.

Pode então determinar-se a expressão que permite obter a curva teórica de previsão para os valores máximos de abertura de fendas w , designada adiante por T1:

$$w = 1,2[20s \cdot \Delta d - \varepsilon_{c,max}(s - s^*)] \quad (4.3)$$

onde s representa a distância entre fendas, Δd a variação média da distância entre “demec’s”, s^* indica a distância onde existe variação da deformação do betão, e $\varepsilon_{c,max}=0,1\%$ a máxima deformação do betão à tracção.

Alternativamente, a abertura de fendas pode ainda ser estimada teoricamente considerando o valor da extensão média das armaduras avaliada através do programa M- χ . Nesse caso

$$w = 1,2[2s \cdot \varepsilon_{s,med} - \varepsilon_{c,max}(s - s^*)] \quad (4.4)$$

Adiante, os valores determinados por esta via serão referenciados por T2.

4.2 Análise individual das vigas OLD

Como referido anteriormente, foram ensaiadas 10 vigas. Nesta secção serão individualmente analisadas as 4 vigas betonadas no ano anterior. Todas elas foram ensaiadas utilizando o sistema de restrição axial apresentado no Capítulo 3.

Estes primeiros ensaios não decorreram com a normalidade desejada, havendo algum atraso nos procedimentos, factores inesperados, como a falha de corrente, que por mais que uma vez interrompeu o ensaio, “demec’s” que se soltaram, entre outros. Estas situações serão descritas aquando da análise individual de cada uma das vigas.

Para além dos diagramas gerais carga-deslocamento, serão ainda apresentados e analisados os gráficos do desenvolvimento, abertura e distância média entre fendas ao longo do ensaio. Será também ilustrada a formação das primeiras fendas e a respectiva carga actuante, e ainda o estado de fissuração na última paragem do actuador para medição de valores.

Todas as vigas foram armadas com aço A500NR e será de esperar uma resistência média do betão de cerca de $33MPa$.

4.2.1 Ensaio N°1 – Viga4old

O primeiro ensaio serviu para se fazer o estudo da “viga4old”, cerca de 1 ano depois de ter sido betonada no laboratório do DEC, FCTUC. Esta foi a única viga ensaiada sem armadura de compressão e de esforço transversal na zona central. Neste caso particular, nesta zona central, a localização não dependerá da presença de estribos, assim como o espaçamento entre fendas tenderá a assumir, em princípio, valores aleatórios.

Esta viga é constituída por $3\Phi 16$ ($\rho=1,005\%$) na armadura longitudinal de tracção ao longo de toda a viga. Nas zonas laterais é constituída por $2\Phi 10$ ($\rho'=0,262\%$), na armadura longitudinal de compressão, e $E2R\phi 6//0,06$. A resistência expectável do betão era de $33,9Mpa$. Na Figura 4.2 são apresentados os cortes transversais correspondentes às zonas laterais e central.

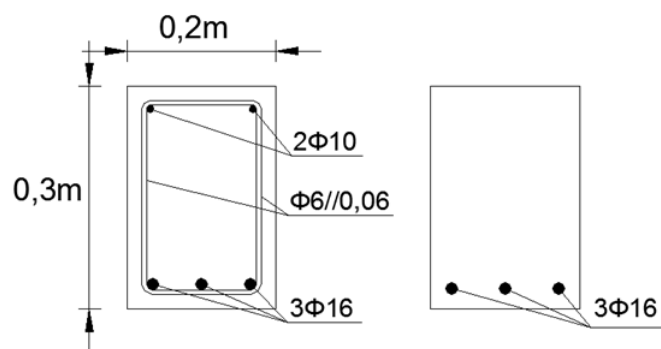


Figura 4.2 – Secção transversal da Viga4old nas zonas laterais e central.

O ensaio teve início às 9:57 da manhã de 2011Maio20 e teve uma duração de cerca de 2h. Foi usado o sistema de restrição axial e a acção actuante foi imposta a uma velocidade de $0,02\text{mm/s}$ durante todo o ensaio. Foram efectuadas 7 paragens do actuador, aos 42, 57, 78, 99, 130, 160 e 184kN, para medição da abertura e desenvolvimento de fendas e também para as medições da variação de distância entre “demec’s”.

As primeiras 5 fissuras apareceram pouco antes da primeira paragem do actuador, aos 42kN. Estas fissuras, apesar de serem praticamente imperceptíveis ao olho humano, já apresentavam um desenvolvimento médio considerável de cerca de 9,1cm e uma abertura média de 0,052mm. A 6ª fissura surge antes da segunda paragem aos 57kN. Neste ponto, o desenvolvimento médio das fendas das fendas detectadas evoluiu para 16,8cm e a abertura média registada foi de 0,070mm.

Como previsto, através da Figura 4.4 é possível verificar que estas primeiras fissuras apareceram na zona central sem que houvesse um espaçamento uniforme entre elas, devido à ausência de estribos nesta zona. De qualquer modo, o espaçamento médio entre fissuras rondava os 24cm nesta fase do ensaio.

Na terceira paragem, aos 78kN, o desenvolvimento das fendas registado tinha evoluído apenas mais 3cm, para um valor perto dos 20cm. A abertura média passou para os 0,083mm. Na zona central surgiram mais fissuras entre as já existentes, diminuindo assim o afastamento médio entre fendas para os 11cm. Nas zonas laterais começaram também a aparecer as primeiras fissuras, ainda que próximo das acções aplicadas.

Na quarta paragem, aos 99kN, o desenvolvimento das fendas evoluiu apenas cerca de 2cm, para os 21,5cm. No entanto, a abertura média das fendas já existentes, aumentou consideravelmente para os 0,113mm e continuaram a aparecer fendas nas zonas laterais, havendo uma aproximação aos apoios.

O ensaio continuou e a quinta paragem foi efectuada aos $130kN$. O desenvolvimento médio das fendas registou um aumento de apenas $0,5cm$. Em relação à abertura média de fendas, o aumento foi considerável passando para $0,143mm$.

Aos $160kN$ foi feita a sexta paragem tendo o desenvolvimento e a abertura de fendas continuado a evoluir do mesmo modo. Os valores apurados são $22,9cm$ e $0,183mm$, respectivamente. Foram aparecendo mais fissuras nas zonas laterais, cada vez mais próximo dos apoios, registando-se ainda um aumento, tanto do desenvolvimento em comprimento, como também da abertura das fissuras. Para além disso, estas fissuras têm uma inclinação cada vez mais acentuada, aproximando-se da horizontalidade.

Na sétima e última paragem, aos $184kN$, o comprimento médio das fendas atingiu os $23,2cm$ e houve um aumento substancial da abertura de fendas, passando para os $0,323mm$, cerca do dobro do valor antes registado, indiciando a ultrapassagem do ponto de cedência das armaduras. De referir também que já são evidentes as fendas nas zonas laterais com inclinação quase horizontal. Este facto é atribuível à predominância do esforço transversal relativamente ao momento nas proximidades dos apoios. Verificou-se um espaçamento médio entre fissuras próximo dos $11cm$, tendo sido detectadas 10 fissuras na zona central. A ausência de estribos na zona central da viga foi a razão pela qual não foram feitas previsões para o espaçamento entre fissuras. De seguida, na Figura 4.3, apresentam-se as curvas do número de fendas na zona central e a distância média entre elas ao longo do ensaio.

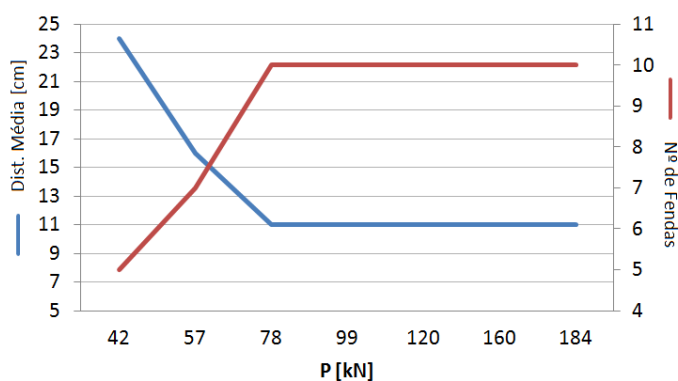


Figura 4.3 – Número e distância média entre fendas para a Viga4old.

Na Figura 4.4 são apresentados os desenvolvimentos das fissuras registados na primeira, segunda e última paragem do ensaio.

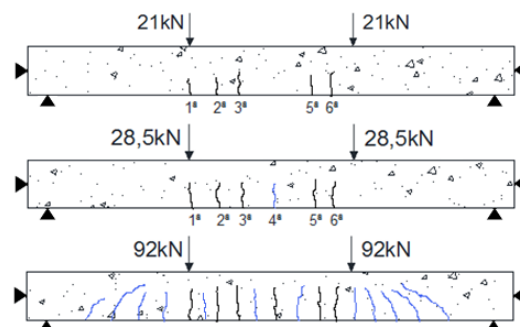


Figura 4.4 – Formação e evolução das fissuras da Viga4old.

No gráfico da Figura 4.5 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$. O deslocamento d corresponde à flecha da viga, a carga P à carga máxima aplicada, e o esforço axial N ao valor medido no sistema de restrição. No Quadro 4.1 são apresentados os valores correspondentes às cargas de fissuração P_{cr} , de cedência P_y , carga máxima P_{max} , esforço axial máximo N_{max} , carga última regulamentar P_{ULS} e as cargas de serviço representadas por P_{SLSmin} e P_{SLSmax} respectivamente. Nesta figura é visível a fase elástica linear, até ao ponto P_{cr} , designada geralmente por Estado I, a fase de início e desenvolvimento da fissuração, até ao ponto P_y , designada por Estado II, e a fase de plastificação da viga, designada por Estado III. Para o objectivo deste trabalho, recorde-se, estudo da fissuração, apenas à segunda fase será dada a devida atenção. Neste contexto verifica-se uma reduzida eficácia do sistema de restrição, na medida em que, inicialmente, o esforço axial não cresceu linearmente com o deslocamento d . Este defeito, em virtude da inexperiência na utilização deste sistema, resultou do facto de existirem folgas iniciais no sistema de restrição axial, avaliadas em $2,3mm$, para uma rigidez de $26,2kN/mm$. De qualquer modo, verifica-se que até cerca de $5mm$ de flecha, o sistema exerce uma influência desprezável no comportamento da viga. Aliás, esta influência também não será muito significativa no ponto P_y , uma vez que neste ponto apenas cerca de metade do esforço axial máximo se encontrava mobilizado.

No gráfico é possível verificar ainda que, como seria de esperar, devido aos coeficientes de segurança utilizados, o valor obtido para a carga regulamentar P_{ULS} encontra-se abaixo do obtido experimentalmente e que, até aos limites das cargas de serviço, apenas foram feitas duas ou três paragens para leitura dos dados, o que, para uma análise mais aprofundada do estudo da fissuração, pode ser considerado insuficiente.

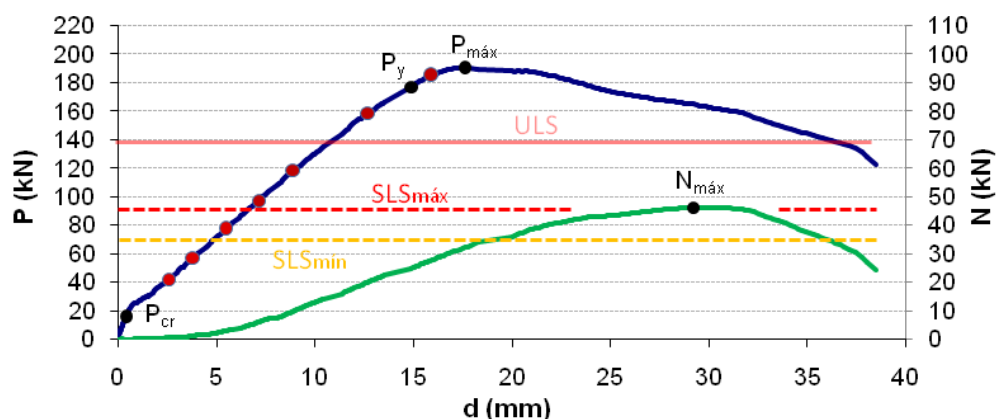


Figura 4.5 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga4old.

Quadro 4.1 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga4old.

P_{cr}	16,2 kN
P_y	177 kN
$P_{máx}$	191 kN
$N_{máx}$	46,3 kN
P_{ULS}	140 kN
$P_{SLS\ mín}$	69,8 kN
$P_{SLS\ máx}$	90,7 kN

Na Figura 4.6 está representado o gráfico da evolução da abertura média de fendas w em função da carga aplicada P ao longo do ensaio, onde se pode observar que as fendas têm tendência a agravar cada vez mais a sua abertura à medida que a carga progride. Foram também assinalados, a verde, os limites máximos de abertura de fendas a curto, $W_{k,CP}$, e a longo prazo, $W_{k,LP}$, e ainda as cargas de serviço $P_{SLSmín}$ e $P_{SLSmáx}$. Da análise do gráfico é possível verificar que, dentro do intervalo delimitado pelas linhas de SLS, os limites para a análise a curto prazo são cumpridos à tangente. De qualquer modo, este ensaio refere-se a uma viga com cerca de 1 ano de existência, o que, tendo em consideração a evolução da retracção do betão, permite uma pequena tolerância para os limites da análise a curto prazo. Por esse motivo, é possível afirmar que para esta viga a verificação da abertura de fendas estaria assegurada para qualquer carga até ligeiramente acima de $P_{SLSmáx}$.

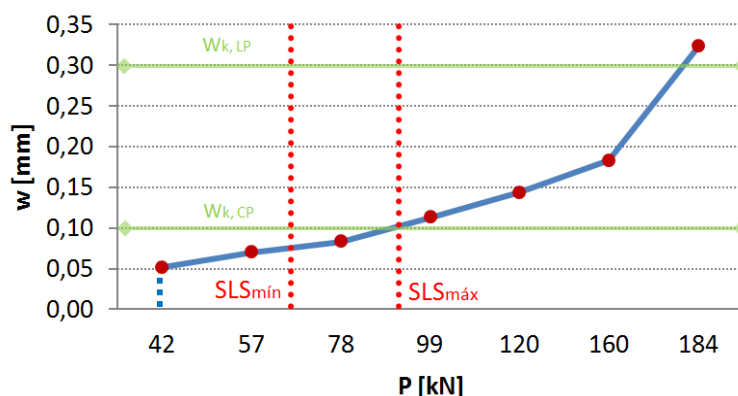


Figura 4.6 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga4old.

A Figura 4.7 representa a evolução do comprimento das fissuras h em função da carga P aplicada e ainda a variação de posição do eixo neutro ao longo da secção da viga, h , durante todo o ensaio. Pode verificar-se que, durante o primeiro e o segundo intervalos de carregamento, até cerca de cargas de $P=57kN$, o desenvolvimento das fissuras é significativo. Posteriormente, o desenvolvimento de fissuras não é tão significativo e existe uma tendência para a manutenção deste comprimento. Relativamente ao eixo neutro, determinado com base nos resultados dos “demec’s”, verifica-se um deslocamento progressivo do eixo neutro para cerca de um terço da altura a contar de cima da viga. No entanto, importa chamar a atenção para a incongruência destes valores, i.e. não é aceitável que o eixo neutro fique abaixo do desenvolvimento das fissuras. De salientar que o desenvolvimento das fissuras foi visualizado, e portanto é um valor fiável.

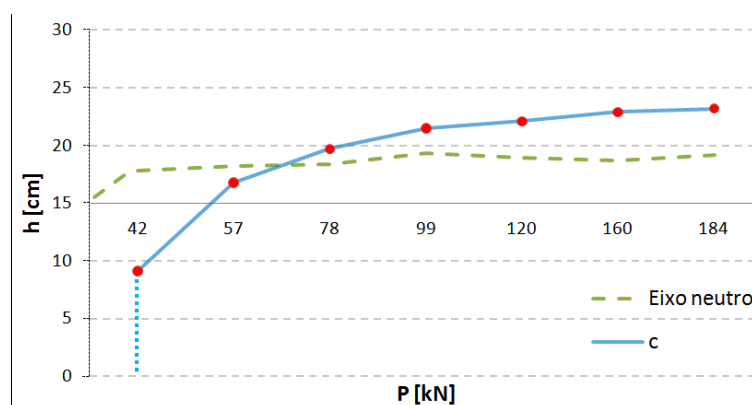


Figura 4.7 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga4old.

4.2.2 Ensaio N°2 – Viga2old

Esta viga, betonada há um ano, é constituída por $3\Phi 16$ ($\rho=1,005\%$) na armadura longitudinal de tracção e por $2\Phi 10$ ($\rho=0,262\%$) na armadura longitudinal de compressão, ao longo de toda a viga. A armadura de esforço transverso é composta $E2R\phi 6//0,06$. A resistência expectável do betão era de $33,9\text{Mpa}$. Na Figura 4.8 apresenta-se a secção transversal.

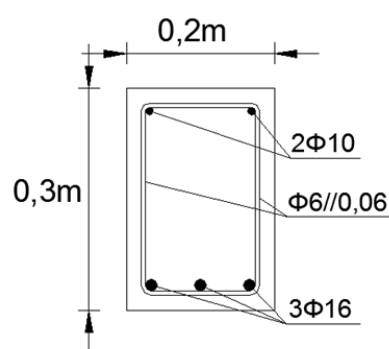


Figura 4.8 – Secção transversal da Viga2old.

Esta viga foi carregada acidentalmente pelo actuador até uma carga de 10 toneladas, tendo sido depois descarregada para se iniciar o ensaio. É de esperar que toda a fase elástica, assim como boa parte do Estado II, possam ter sido irremediavelmente perdidos devido a este percalço.

Este ensaio foi realizado recorrendo ao sistema de restrição axial e foi definida uma velocidade de $0,01\text{mm/s}$ para a acção até à primeira paragem, aos 30kN . Para o resto do ensaio foi definida uma velocidade de $0,02\text{mm/s}$. O ensaio foi realizado a 2011Maio20, teve início por volta das 15:41 e durou cerca de 3h30. Foram efectuadas 8 paragens, aos $30, 45, 63, 81, 110, 130, 160$ e 190kN .

Na Figura 4.9 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira, segunda e última paragem do ensaio. Na primeira paragem, aos 30kN , foram registadas as primeiras 5 fissuras, com um desenvolvimento médio de cerca de $8,2\text{cm}$ e uma abertura média de $0,028\text{mm}$. Na segunda paragem, aos 45kN , onde se detectaram mais duas fissuras, o desenvolvimento médio das fissuras tinha evoluído consideravelmente até aos $16,1\text{cm}$. Relativamente à abertura média de fendas houve um aumento considerável para os $0,043\text{mm}$. Neste ponto, o espaçamento médio entre fendas na zona central da viga situava-se nos 19cm . Mais uma vez, as fissuras apareceram maioritariamente na zona central ainda que uma delas esteja fora desta zona. Esta fenda foi analisada em conjunto com as restantes por apresentar um desenvolvimento e abertura médios consideráveis.

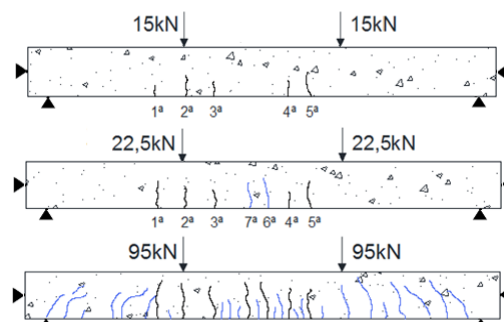


Figura 4.9 – Formação e evolução das fissuras da Viga2old.

Aquando da terceira paragem, aos $63kN$, o desenvolvimento médio das fissuras aumentou para os $18cm$ e a abertura de fendas pouco evoluiu, passando para os $0,049mm$. Nesta paragem foi visível o aparecimento de algumas fissuras inclinadas nas zonas laterais.

Já na quarta paragem, aos $81kN$, verificou-se uma tendência para o abrandamento da progressão do desenvolvimento médio das fissuras já que estas apenas evoluíram até aos $19,3cm$. No que à abertura média diz respeito, a progressão foi considerável, registando-se um valor médio de $0,066mm$. Nesta altura já tinham sido identificadas 6 fissuras na zona central, sendo o espaçamento médio entre elas de $16cm$.

Na quinta e na sexta paragens, aos $110kN$ e $130kN$ respectivamente, a história repetiu-se. O desenvolvimento médio estabilizou, aumentando apenas até aos $19,9cm$ na quinta paragem e até aos $20,4cm$ na sexta paragem. Já a abertura média continuou a progredir consideravelmente e o valor médio registado foi de $0,086mm$ e $0,109mm$ para a quinta e sexta paragens, respectivamente. Verificou-se também um aumento substancial do desenvolvimento médio das fendas nas zonas laterais.

Neste ponto já era notória a tendência para a diminuição gradual do desenvolvimento médio das fissuras e para a estabilização do aumento da abertura média ao longo do carregamento, no entanto, verificou-se o aparecimento de novas fissuras na zona central da viga, tendo o espaçamento médio entre elas diminuído para os $6cm$. Como se pode verificar, através do gráfico da Figura 4.10, até ao final do ensaio não houve registo de aparecimento de novas fendas nesta zona.

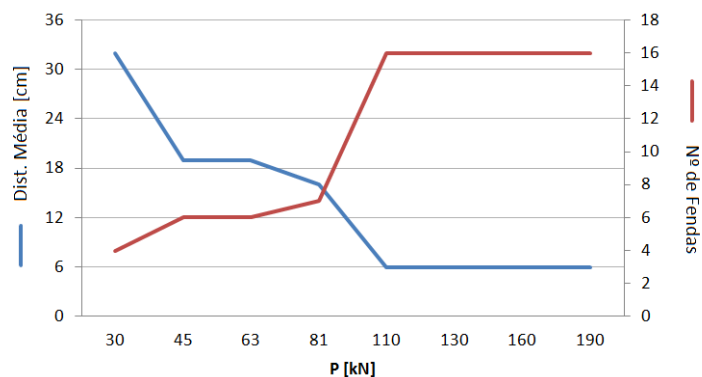


Figura 4.10 – Número e distância média entre fendas para a Viga2old.

Na sétima paragem, aos $160kN$, o desenvolvimento médio aumentou para os $22cm$ e a abertura de fendas evoluiu até aos $0,117mm$, contrariando assim as tendências descritas no ponto anterior. Na última paragem, aos $190kN$, o desenvolvimento médio das fissuras estagnou nos $22cm$ e a abertura de fendas disparou para os $0,160mm$. Nas zonas laterais continuou a verificar-se o aparecimento de novas fendas, assim como o aumento do desenvolvimento destas, notando-se uma maior inclinação das fendas mais próximas dos apoios, como ilustra a Figura 4.9.

Como referido anteriormente, o espaçamento médio entre fissuras obtido para a zona central da viga foi cerca de $6cm$, como previsto inicialmente. Como se pode verificar na Figura 4.11, as fissuras coincidem quase na perfeição com a posição dos estribos.



Figura 4.11 – Formação de fendas coincidente com a posição dos estribos na Viga2old.

No gráfico da Figura 4.12 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$. Neste ensaio não é perceptível a fase elástica linear em virtude do acidente inicial. Por outro lado, verifica-se uma melhor eficácia do sistema de restrição axial no início do ensaio, ainda que continuem a existir folgas no sistema até cerca de $1,55\text{mm}$ de flecha, para uma rigidez de $25,4\text{kN/mm}$. No entanto, a influência do sistema continua a não ser muito significativa até ao ponto P_y , tendo sido apenas mobilizado cerca de metade do esforço axial máximo. O gráfico mostra ainda que, até aos limites das cargas de serviço, foram feitas 4 paragens para leitura dos dados, podendo ser feita uma análise fiável do estudo da fissuração. No Quadro 4.2 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga2old.

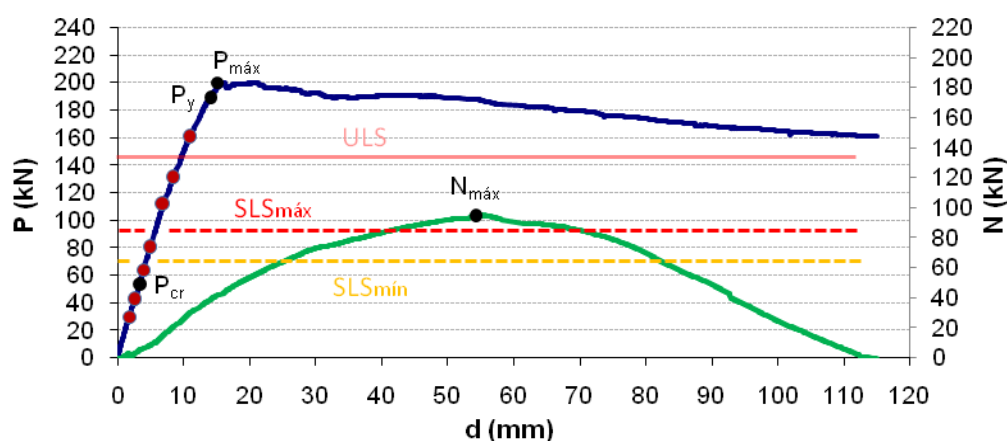


Figura 4.12 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga2old.

Quadro 4.2 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga2old.

P_{cr}	57 kN
P_y	190 kN
$P_{máx}$	200 kN
$N_{máx}$	95 kN
P_{ULS}	142,5 kN
$P_{SLS\ mín}$	72 kN
$P_{SLS\ máx}$	92,6 kN

Pela análise da Figura 4.13 é possível verificar que a abertura de fendas é consideravelmente inferior ao limite estabelecido pelo EC2 para a análise de curto prazo.

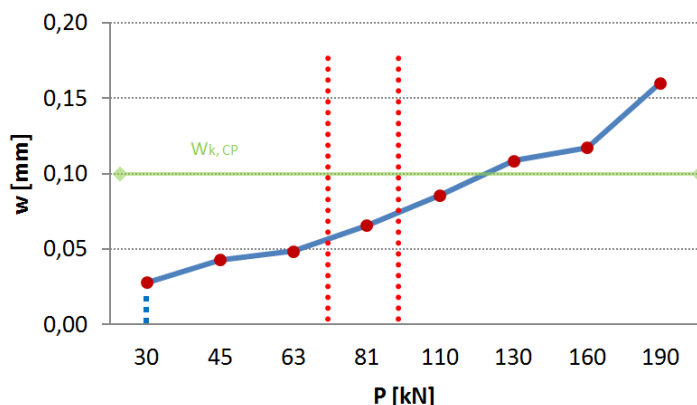


Figura 4.13 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga2old.

Por sua vez, na Figura 4.14 pode verificar-se que durante o primeiro e segundo intervalos de carregamento, até uma carga de $P=45kN$, o desenvolvimento das fissuras evolui significativamente, abrando depois nos intervalos seguintes, até $P=130kN$. No último intervalo de carregamento existe nova tendência para o aumento do desenvolvimento de fendas até à carga de $P=190kN$. Tal como anteriormente, os resultados apurados para o posicionamento do eixo neutro mostram ser incongruentes com o desenvolvimento visualizado para as fendas a partir de cargas de $130kN$.

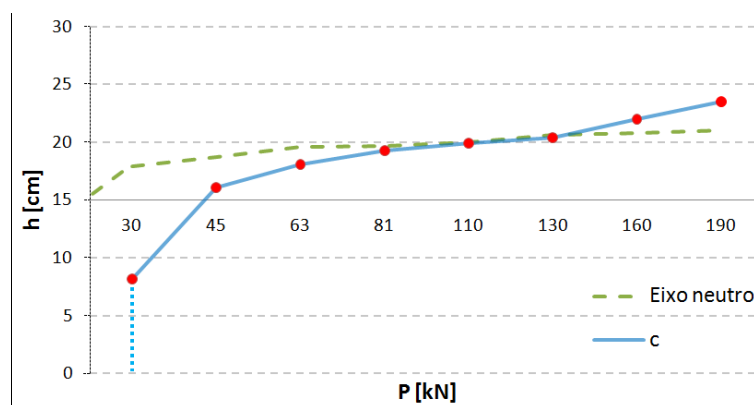


Figura 4.14 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga2old.

4.2.3 Ensaio N°3 – Viga1old

Também esta viga foi ensaiada cerca de um ano depois de ter sido betonada. É constituída por uma armadura longitudinal de tracção de $3\Phi 16$ ($\rho=1,005\%$), $2\Phi 6$ ($\rho=0,094\%$) na armadura longitudinal de compressão e $E2R\phi 6//0,06$ na armadura de esforço transversal. A única

diferença na constituição desta viga reside na armadura comprimida. Na Figura 4.15 mostra-se a secção transversal. A resistência expectável do betão era de $33,9\text{Mpa}$.

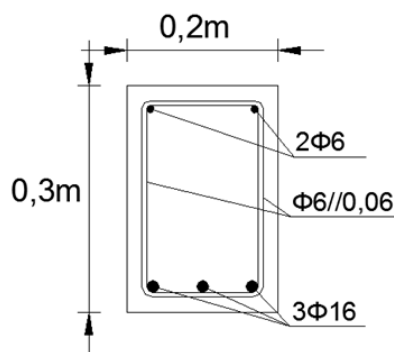


Figura 4.15 – Secção transversal da Viga1old.

Este ensaio foi realizado recorrendo ao sistema de restrição axial e foi definida uma velocidade de $0,02\text{mm/s}$. O ensaio foi realizado a 2011Maio23, teve início por volta das 11:46 e durou pouco mais de 2h. Neste ensaio foram realizadas 7 paragens para registo dos valores aos $45, 60, 80, 100, 130, 160$ e 190kN .

Na Figura 4.16 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira, segunda e última paragem do ensaio. Assim que se detectaram as primeiras fissuras, aos 45kN , efectuou-se a primeira paragem e foram assinaladas 4 fissuras para serem medidas ao longo do ensaio. Nesta altura, as fissuras já apresentavam um desenvolvimento médio de $10,2\text{cm}$ e uma abertura média de $0,030\text{mm}$. Na segunda paragem, aos 60kN , foram assinaladas mais duas fissuras para estudo. O desenvolvimento médio havia aumentado cerca de 2cm e a abertura média passou para os $0,033\text{mm}$. Todas as fissuras analisadas desenvolveram-se na zona central da viga I e apresentavam um espaçamento médio de 19cm entre elas.

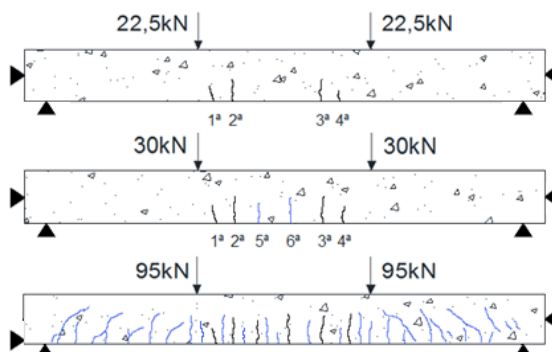


Figura 4.16 – Formação e evolução das fissuras da Viga1old.

Na terceira paragem, aos $80kN$, o desenvolvimento médio das fissuras continuou a aumentar ao mesmo ritmo, passando para os $14,5cm$. Já no que diz respeito à abertura média, a progressão já foi bem mais significativa, passando dos $0,033mm$ para os $0,050mm$. Na quarta paragem, aos $100kN$, começaram a aparecer fissuras nas zonas laterais, já com inclinações consideráveis. O desenvolvimento e abertura médios aumentaram para $16,2cm$ e $0,058mm$, respectivamente, e o número de fendas na zona central aumentou de 6 para 16, verificando-se, tal como em ensaios anteriores, um espaçamento médio muito próximo dos $6cm$.

Nas duas paragens seguintes, aos 130 e $160kN$, o desenvolvimento médio das fissuras foi abrando ligeiramente, chegando aos $18,4cm$ na sexta paragem. No que diz respeito à abertura média, houve um aumento substancial, fixando-se nos $0,093mm$ na sexta paragem. Foram aparecendo mais fissuras nas zonas laterais, notando-se uma aproximação aos apoios. Na sétima e última paragem, aos $190kN$, não houve aumento do desenvolvimento médio de fendas. No entanto, a abertura média sofreu um aumento substancial dos $0,093mm$ para os $0,130mm$. O espaçamento médio entre fissuras foi, tal como no ensaio anterior, muito próximo dos $6cm$, ajustando-se perfeitamente à posição dos estribos. Na Figura 4.17 são apresentados os gráficos do número e distância média entre fendas para a Viga1old.

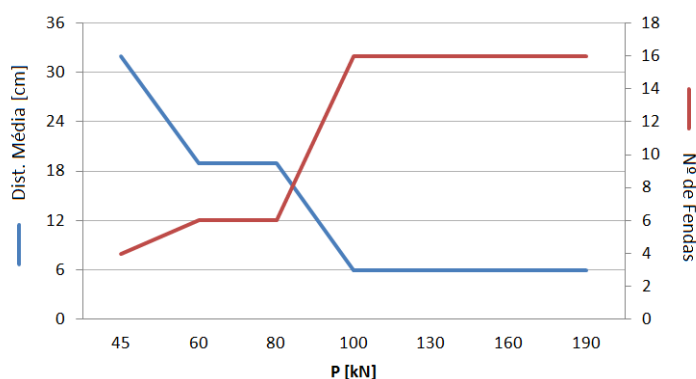


Figura 4.17 – Número e distância média entre fendas para a Viga1old.

No gráfico da Figura 4.18 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$. Na figura é possível distinguir a fase elástica linear, até ao ponto P_{cr} , da fase de início e desenvolvimento da fissuração, até ao ponto P_y . Determinou-se uma folga de $0,7mm$ e uma rigidez de $6,48kN/mm$ para o sistema de restrição que continua a não ter a influência pretendida no ponto P_y , sendo que nem metade do esforço axial se encontrava mobilizado neste ponto. Até aos limites das cargas de serviço foram feitas 3

paragens para leitura dos dados. No Quadro 4.3 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga1old.

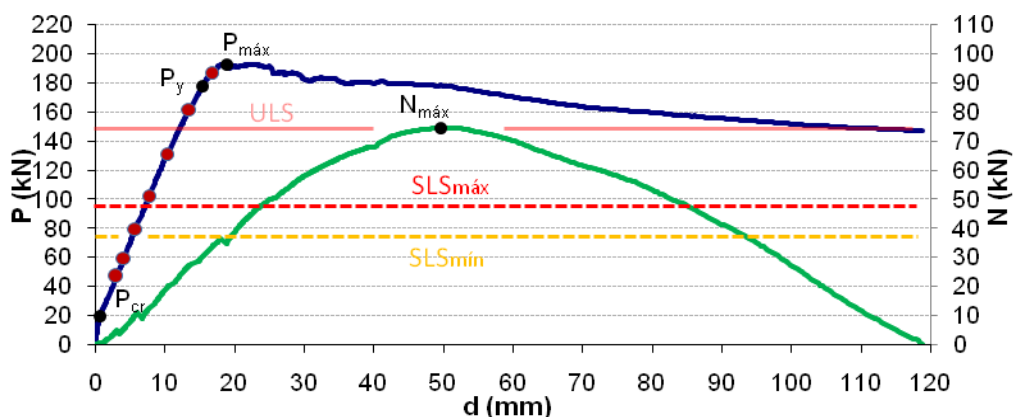


Figura 4.18 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga1old.

Quadro 4.3 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga1old.

P_{cr}	20 kN
P_v	177,7 kN
$P_{máx}$	193 kN
$N_{máx}$	74,5 kN
P_{ULS}	148 kN
$P_{SLS\ mín}$	74 kN
$P_{SLS\ máx}$	96,4 kN

Na Figura 4.19 pode observar-se que, até uma carga de $P=80kN$, a abertura média de fendas têm um crescimento quase uniforme, tornando-se depois evidente a tendência para o agravamento destas ao longo dos restantes intervalos do ensaio. Os limites estabelecidos pelo EC2 para a abertura de fendas a curto prazo são largamente cumpridos.

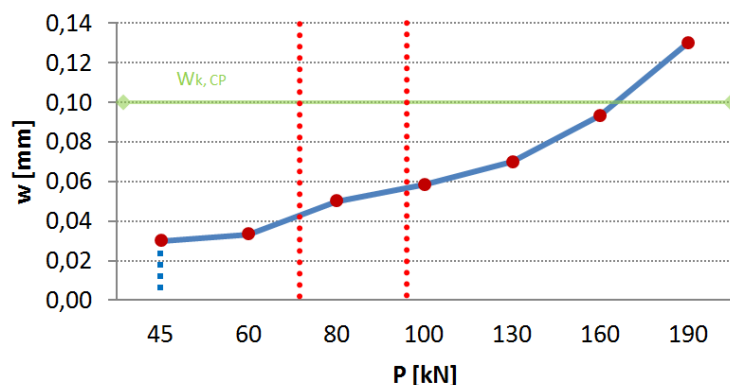


Figura 4.19 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga1old.

Através da Figura 4.20 pode verificar-se que no primeiro intervalo de carregamento existe um aumento significativo do desenvolvimento, verificando-se depois uma tendência para a manutenção deste até à carga máxima. Todas as fissuras se desenvolvem abaixo do eixo neutro, como seria de esperar.

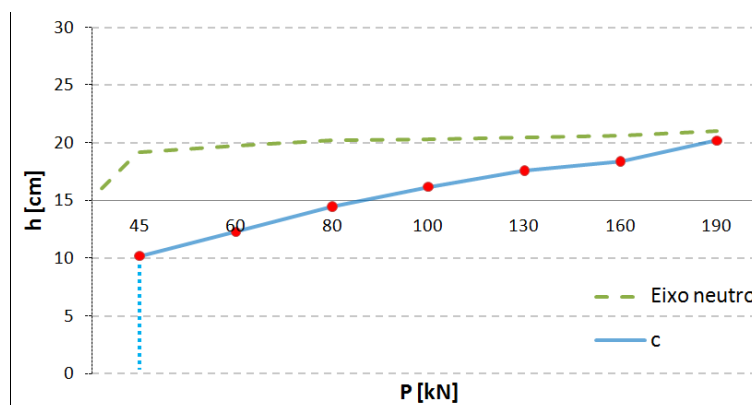


Figura 4.20 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga1old.

4.2.4 Ensaio N°4 – Viga6old

Esta viga, ensaiada cerca de um ano após betonagem, é constituída por $3\Phi 16$ ($\rho=1,005\%$) tanto na armadura longitudinal de tracção como na longitudinal de compressão, e por $E2R\phi 6//0,18$ na armadura de esforço transverso. A secção transversal é esquematizada na Figura 4.21. O maior espaçamento entre estribos deixa antever um menor número de fendas, não havendo tanta distribuição da deformação, o que irá certamente fazer com que a abertura

média de fendas seja consideravelmente superior à das vigas estudadas anteriormente. A resistência expectável do betão era de $33,9\text{Mpa}$.

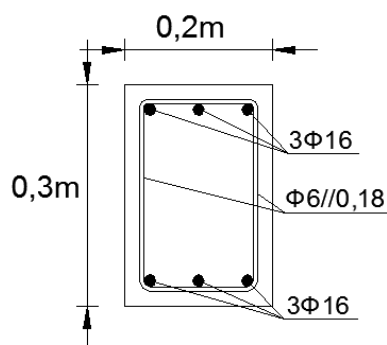


Figura 4.21 – Secção transversal da Viga6old.

Este ensaio foi realizado recorrendo ao sistema de restrição axial e foi definida uma velocidade de $0,02\text{mm/s}$ para a acção durante todo o ensaio. O ensaio foi realizado a 2011Maio23, teve início por volta das 17:17 e durou cerca de 1h:45min. Neste ensaio foram realizadas 7 paragens: aos 38, 58, 79, 100, 130, 160 e 185kN.

Na Figura 4,22 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira, segunda, terceira e última paragem do ensaio. Na primeira paragem, aos 38kN, foram assinaladas as primeiras 4 fissuras com um desenvolvimento médio de 11,1cm e uma abertura média de 0,030mm. Aos 58kN foi efectuada nova paragem e foi assinalada mais uma fissura, sendo o espaçamento médio entre elas de 24cm. Neste momento, tanto o desenvolvimento médio como a abertura média das fissuras já tinha evoluído para perto do dobro.

Na terceira paragem, aos 79kN, foi registada mais uma fissura, a sexta. O desenvolvimento médio passou dos 18,9cm para os 21,2cm, havendo um decréscimo significativo da evolução em relação às duas primeiras paragens. Por outro lado, a abertura média continuou a evoluir significativamente passando dos 0,056mm da segunda paragem para os 0,080mm. Estas foram as 6 fissuras analisadas e todas elas se situam na zona central da viga.

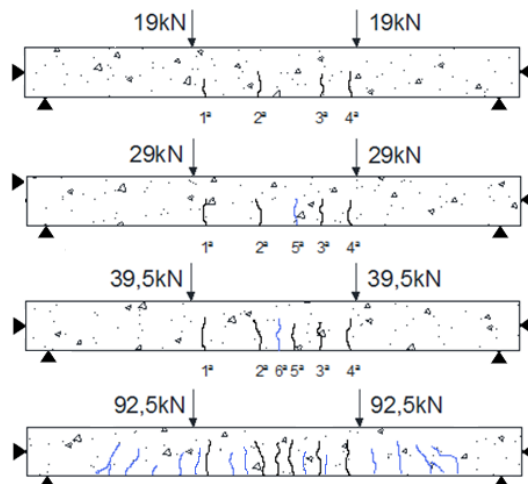


Figura 4.22 – Formação e evolução das fissuras da Viga6old.

Na quarta e quinta paragem, aos $100kN$ e $130kN$ respectivamente, o desenvolvimento médio passou para os $22,7cm$ e $23,5cm$ e a abertura média para $0,093mm$ e $0,120mm$, respectivamente. O número de fendas aumentou para as 11 e o espaçamento médio diminuiu para os $9cm$.

Nas duas últimas paragens, aos $160kN$ e $185kN$, o desenvolvimento médio manteve o ritmo passando para os $24,3cm$ e a abertura média sofreu um aumento mais significativo passando para os $0,167mm$ depois para os $0,187mm$.

Não foram detectadas novas fissuras na zona central, mantendo-se o espaçamento médio entre fissuras nos $9cm$, o que, para uma viga com estribos espaçados de $18cm$, quer dizer que as fissuras coincidiram com estes e com o ponto médio entre eles. Na Figura 4.23 são apresentados os gráficos do número e distância média entre fendas para a Viga6old.

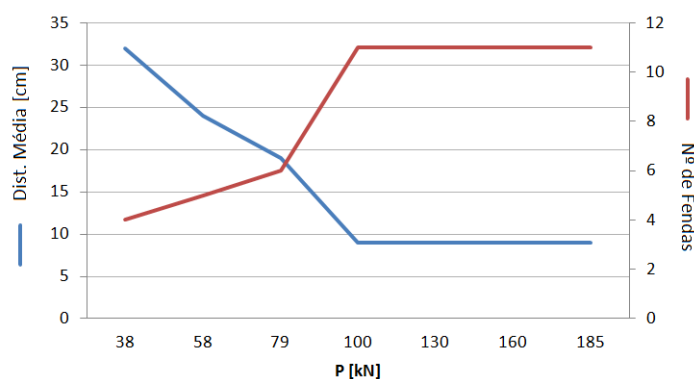


Figura 4.23 – Número e distância média entre fendas para a Viga6old.

No gráfico da Figura 4.24 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$. Nesta figura distingue-se facilmente o Estado I do Estado II e percebe-se que, mais uma vez, o sistema de restrição axial continua a não ter uma influência significativa no ponto P_y . Para este ensaio foi determinada uma rigidez do sistema de restrição de $17,8kN/mm$, com folgas de $0,7mm$. Até aos limites das cargas de serviço foram feitas cerca de 4 paragens para leitura dos dados. No Quadro 4.4 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga6old.

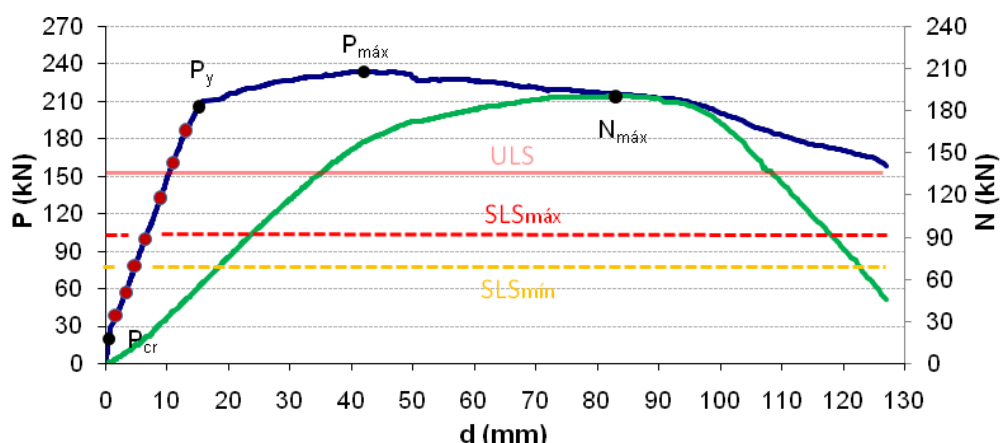


Figura 4.24 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga6old.

Quadro 4.4 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga6old.

P_{cr}	19,6 kN
P_y	205,6 kN
$P_{máx}$	234 kN
$N_{máx}$	190 kN
P_{ULS}	151 kN
$P_{SLS\ mín}$	75,6 kN
$P_{SLS\ máx}$	98 kN

No gráfico da Figura 4.25 pode verificar-se a tendência uniforme de agravamento do crescimento médio da abertura de fendas ao longo de quase todo o ensaio, havendo apenas um decréscimo no último intervalo de carregamento. Tendo em consideração o limite regulamentar $W_{k,CP}$ fica verificada este requisito de abertura de fendas.

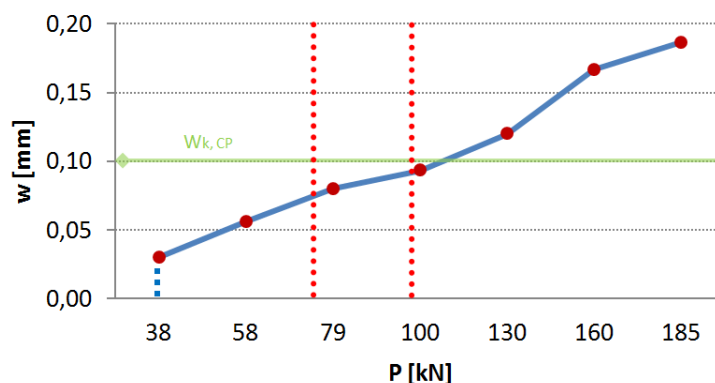


Figura 4.25 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga6old.

No gráfico da Figura 4.26 pode verificar-se que, durante o primeiro e o segundo intervalos de carregamento, até $P=58kN$, o desenvolvimento das fissuras é significativo, existindo depois uma tendência para a manutenção deste comprimento até à carga máxima. Neste caso, os resultados apurados para a posição do eixo neutro são quase consistentes com as medições dos comprimentos das fendas. Contudo, não deixa de continuar a existir alguma incongruência nestes resultados, não só nos dois últimos resultados, mas se se tiver em consideração que provavelmente algum do comprimento da fenda não foi medido, porque não era visualizável, e que apesar de tudo existe alguma distância entre o final da fenda e o eixo neutro.

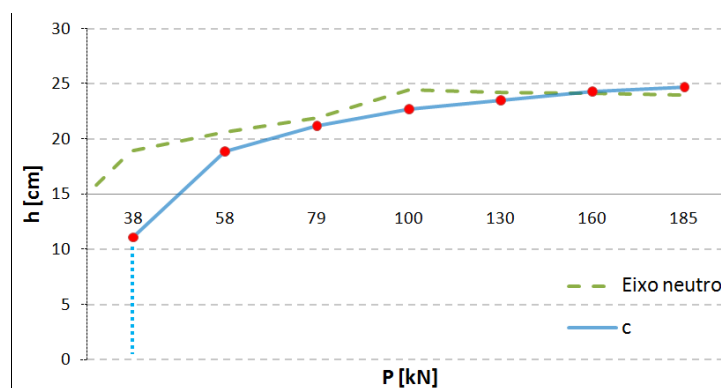


Figura 4.26 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga6old.

4.3 Análise por grupos

Nesta secção serão analisadas por grupos as 6 vigas betonadas este ano. À excepção de 2 vigas, todas as outras foram ensaiadas utilizando o sistema de restrição axial apresentado no Capítulo 3. Todas as vigas foram armadas com aço A500NR e será de esperar uma resistência média do betão de cerca de $29MPa$. O espaçamento da armadura de esforço transverso é única diferença entre as vigas do Grupo I das do Grupo II.

Mais uma vez, os ensaios não decorreram com a normalidade desejada, ocorrendo situações inesperadas que serão descritas aquando da análise de cada grupo de vigas. A acção do actuador foi definida com uma velocidade de $0,02mm/s$ para todos os ensaios.

Para além dos diagramas gerais carga-deslocamento, serão ainda apresentados e analisados os gráficos do desenvolvimento, abertura e distância média entre fendas ao longo do ensaio. Será também ilustrada a formação das primeiras fendas e a respectiva carga actuante, e ainda o estado de fissuração na última paragem do actuador para medição de valores.

4.3.1 Grupo I – Vigas 1, 2 e 3

Este grupo de vigas é constituído por $3\Phi 12$ ($\rho=0,565\%$) na armadura longitudinal de tracção, $2\Phi 8$ ($\rho=0,168\%$) na longitudinal de compressão, e por E2R $\phi 6//0,06$ na armadura de esforço transverso. A secção transversal é esquematizada na Figura 4.27.

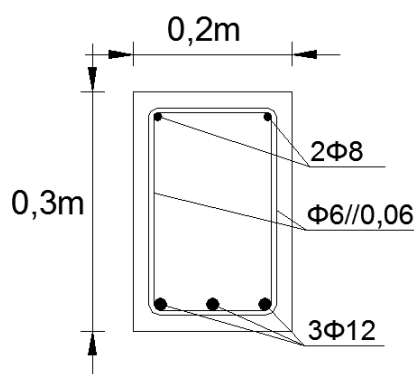


Figura 4.27 – Secção transversal das Vigas 1, 2 e 3.

O ensaio da Viga1 foi realizado recorrendo ao sistema de restrição axial. Foi realizado a 2011Maio26, teve início por volta das 10:00 e durou cerca de 1h:45min. Foram realizadas 7

paragens: aos 20, 30, 45, 60, 80, 100 e 120kN. Na Figura 4.28 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira, segunda e última paragens do ensaio.

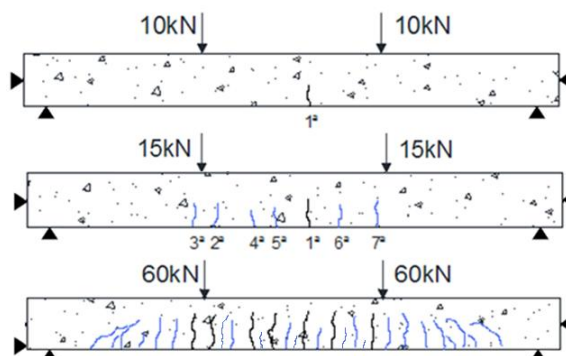


Figura 4.28 – Formação e evolução das fissuras da Viga1.

Na Figura 4.29 são apresentados os gráficos do número e distância média entre fendas d_{cr} para a Viga1 onde se verifica que nas primeiras duas paragens surgiram 8 fendas na zona central, para $d_{cr}=14cm$. Nas paragens seguintes foi aumentando o número de fendas até que, na quinta paragem, aos 100kN, se obteve o número final de 16 fendas e $d_{cr}=6cm$, coincidente portanto com o espaçamento entre estribos.

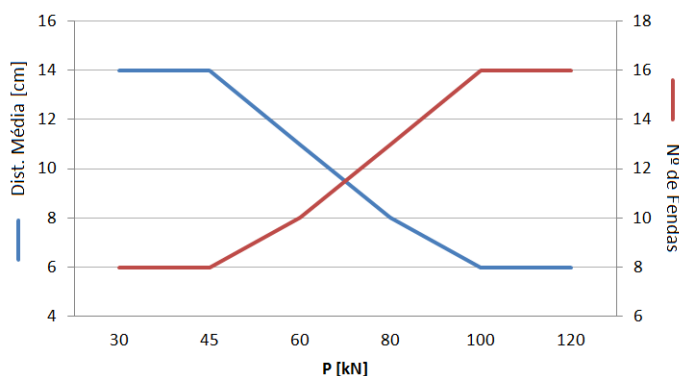


Figura 4.29 – Número e distância média entre fendas para a Viga1.

No gráfico da Figura 4.30 pode verificar-se a tendência para a manutenção do crescimento médio da abertura de fendas da Viga1 até $P=100kN$, onde se obteve $w=0,146mm$. Na paragem seguinte, $P=120kN$, houve um aumento substancial deste valor, passando para os $0,403mm$. O limite regulamentar $W_{k,CP}$ foi verificado.

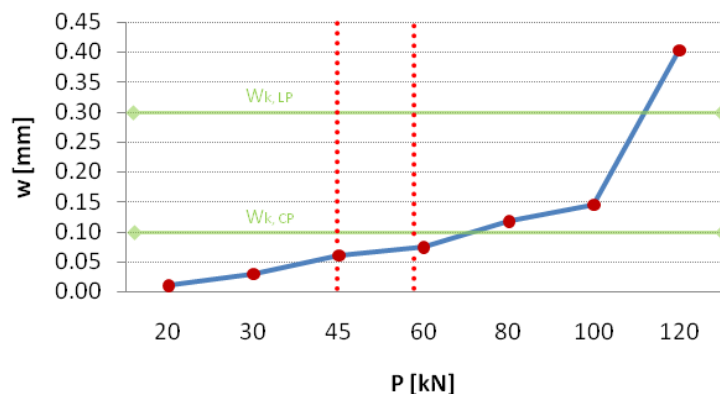


Figura 4.30 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga 1.

Na Figura 4.31 apresenta-se o gráfico do desenvolvimento médio das fissuras da Viga1, onde se verifica um desenvolvimento considerável na primeira paragem, obtendo-se $c=10,3\text{cm}$. Nas paragens seguintes houve um crescimento uniforme do desenvolvimento até $P=120\text{kN}$, mantendo-se sempre abaixo da linha do eixo neutro. Neste caso parece existir congruência ao nível dos resultados obtidos para o eixo neutro relativamente aos desenvolvimentos medidos.

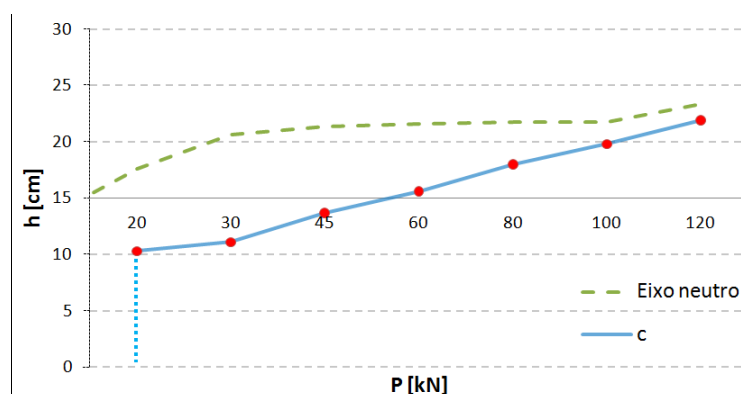


Figura 4.31 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga1.

No gráfico da Figura 4.32 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$, nos quais se continua a verificar que o sistema de restrição axial não tem influência significativa no ponto P_y . No caso particular desta viga foi determinada uma rigidez de $18,6\text{kN/mm}$, e uma folga de $0,7\text{mm}$. Até aos limites das cargas de serviço foram feitas 2 paragens para leitura dos dados, número insuficiente para uma análise fiável do estudo da fissuração. No Quadro 4.5 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga1.

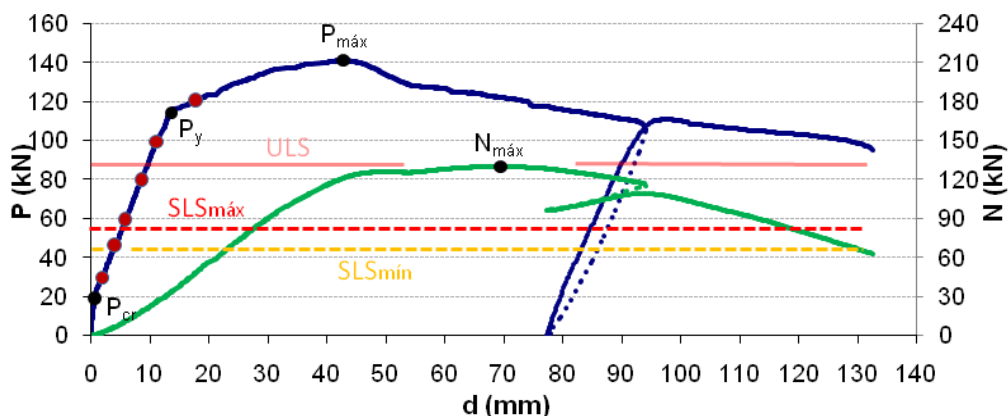


Figura 4.32 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga1.

Quadro 4.5 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga1.

P_{cr}	19,3 kN
P_y	114,6 kN
$P_{máx}$	141,4 kN
$N_{máx}$	130,4 kN
P_{ULS}	85 kN
$P_{SLS\ mín}$	42,4 kN
$P_{SLS\ máx}$	55 kN

O ensaio da Viga2 foi realizado a 2011Maio25 e durou cerca de 2h:30min, não tendo sido utilizado o sistema de restrição axial. Foram realizadas 6 paragens: aos 20, 30, 45, 60, 80 e 100kN. Na Figura 4.33 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira, segunda e última paragens do ensaio.

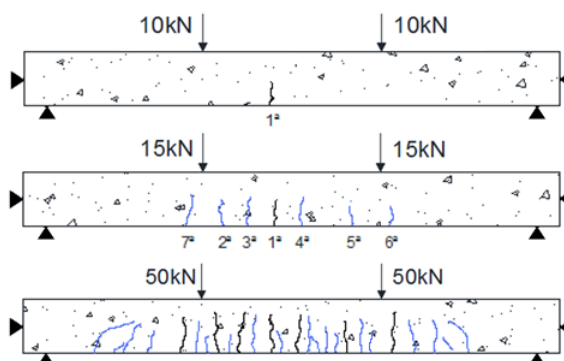


Figura 4.33 – Formação e evolução das fissuras da Viga2.

Na Figura 4.34 são apresentados os gráficos do número e distância média entre fendas para a Viga2. Para $P=30kN$ já tinham sido identificadas 8 fendas, sendo $d_{cr}=14cm$. Este espaçamento foi diminuindo à medida que foram surgindo novas fendas até que, para $P=80kN$, o número de fendas estagnou, ficando definido $d_{cr}=6cm$, coincidente portanto com o espaçamento entre estribos.

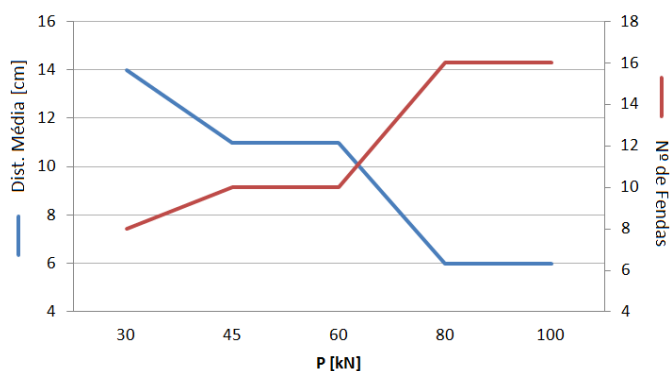


Figura 4.34 – Número de fendas e distância média entre elas para a Viga2.

A Figura 4.35 representa o estado da Viga2 na fase final do ensaio, onde se verifica um espaçamento quase uniforme entre as fissuras na zona central



Figura 4.35 - Estado da Viga2 na fase final do ensaio.

A Figura 4.36 mostra um crescimento uniforme da abertura média de fendas da Viga 2 até à quarta paragem, $P=60kN$, onde se registou um valor de $w=0,083mm$. Nas paragens seguintes houve um aumento significativo da abertura, atingindo-se o valor $w=0,186mm$. Verifica-se ainda que é respeitado o limite imposto para a abertura de fendas na análise a curto prazo. De acordo como limite regulamentar $W_{k,CP}$, o requisito de abertura de fendas é cumprido.

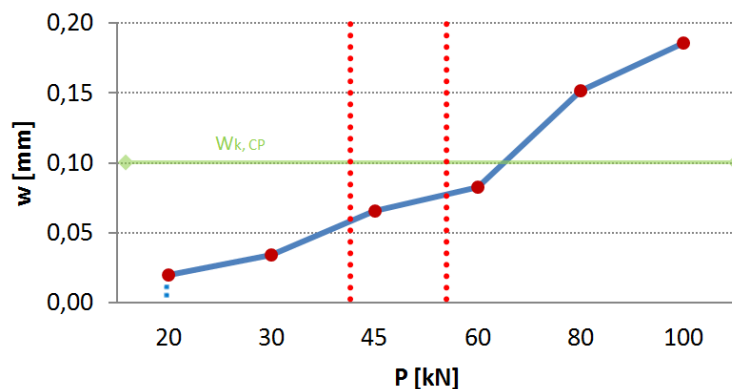


Figura 4.36 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga 2.

No gráfico da Figura 4.37 verifica-se que na primeira paragem, para $P=20kN$, o desenvolvimento médio de fissuras da Viga 2 é considerável, sendo a sua progressão menos substancial nas paragens seguintes. Este desenvolvimento manteve-se sempre abaixo da linha de eixo neutro até uma carga ligeiramente inferior a $80kN$. A partir deste ponto e até à última paragem, a linha de eixo neutro ficou inexplicavelmente abaixo do desenvolvimento das fendas, tendo-se verificado $c=23,1cm$.

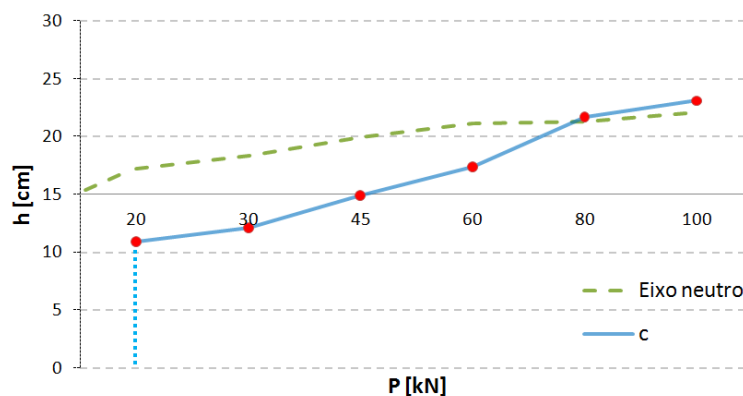


Figura 4.37 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga2.

No gráfico da Figura 4.38 é apresentado o diagrama experimental carga-deslocamento $P-d$ da Viga 2, verificando-se a passagem entre o Estado I e II em $P=18kN$. Foram feitas 3 paragens para leitura dos dados até aos limites das cargas de serviço. No Quadro 4.6 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga2.

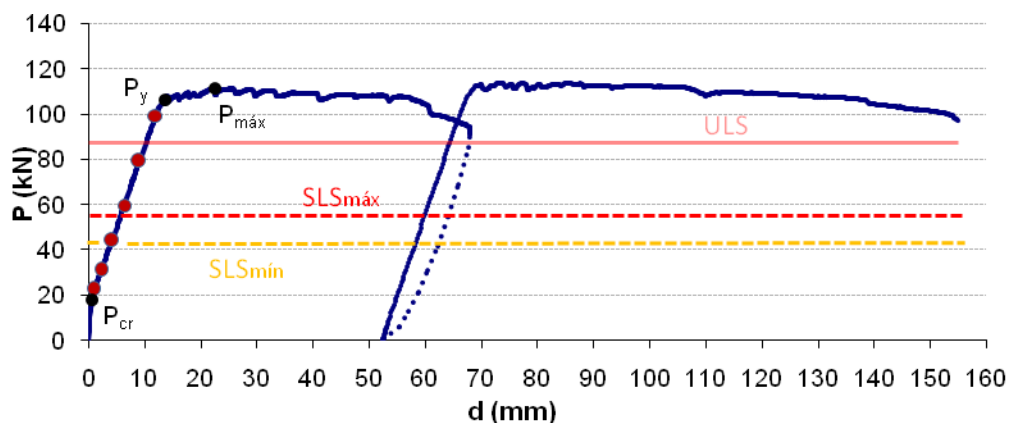


Figura 4.38 – Gráfico da curva experimental $P-d$ da Viga2.

Quadro 4.6 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga2.

P_{cr}	18 kN
P_y	106,6 kN
$P_{máx}$	111,6 kN
$N_{máx}$	-
P_{ULS}	85 kN
$P_{SLS\ mín}$	42,4 kN
$P_{SLS\ máx}$	55 kN

O ensaio da Viga3 foi realizado a 2011Maio24, tendo durado cerca de 2h. Voltou a usar-se o sistema de restrição axial. Foram realizadas 5 paragens: aos 30, 50, 70, 100 e 123kN. Na Figura 4.39 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira e última paragens do ensaio.

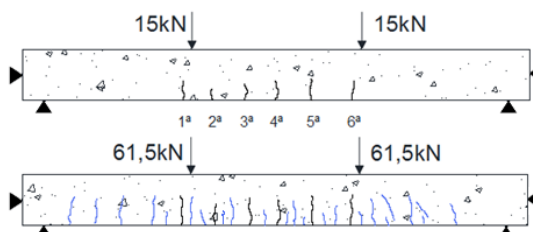


Figura 4.39 – Formação e evolução das fissuras da Viga3.

Na Figura 4.40 apresentam-se os gráficos do número e distância média entre fendas para a Viga 3, onde é possível verificar que na primeira paragem, aos $30kN$, já tinham sido contabilizadas 10 fendas, sendo $d_{cr}=11cm$. Até à quarta paragem, $P=100kN$, surgiram mais 6 fendas, tendo a distância média entre elas diminuído para os $6cm$, valor que se manteve até à última paragem. Este valor coincide, novamente, com o espaçamento entre estribos, como se pode verificar através da Figura 4.41.

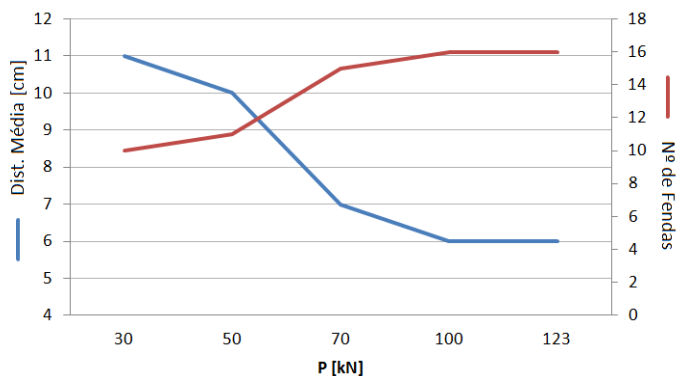


Figura 4.40 – Número e distância média entre fendas para a Viga3.



Figura 4.41 – Formação de fendas coincidente com a posição dos estribos na Viga3.

No gráfico da Figura 4.42 verifica-se um agravamento uniforme da abertura média de fendas da Viga3, obtendo-se um valor de $w=0,027mm$ para $P=30kN$ e $w=0,200mm$ na última paragem, para $P=123kN$. Mais uma vez, os valores da abertura de fendas até as linhas de cargas de serviço mantêm-se bem abaixo da linha delimitada por W_{kCP} .

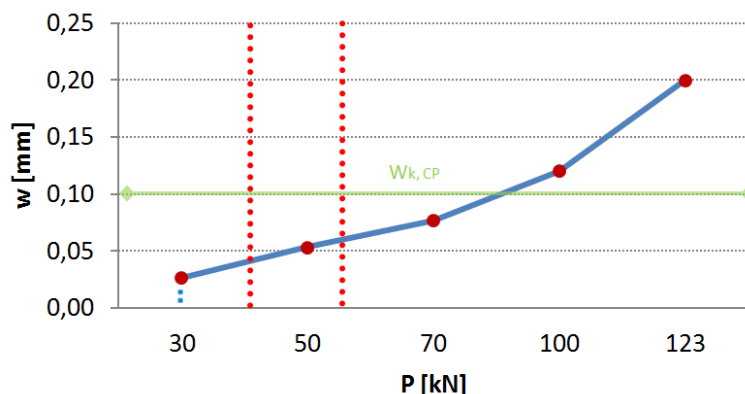


Figura 4.42 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga 3.

Na Figura 4.43 apresenta-se o desenvolvimento médio de fendas para a Viga3, onde se verifica que, após o desenvolvimento inicial de $11,1cm$ registado na primeira paragem, o crescimento foi bem menos significativo nas paragens seguintes, registando-se um valor final próximo dos $20cm$. Neste caso, o desenvolvimento das fissuras posicionou-se sempre abaixo da linha do eixo neutro.

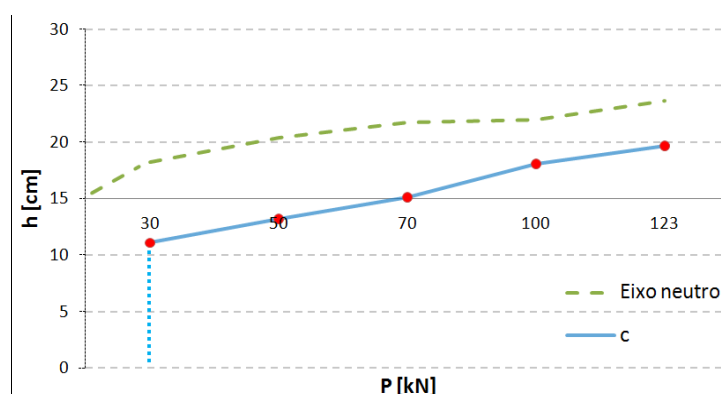


Figura 4.43 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga3.

No gráfico da Figura 4.44 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$ da Viga 3, distinguindo-se a passagem entre o Estado I e II em $P=20kN$. Foi determinada uma rigidez de $19,5kN/mm$ para o sistema de restrição, com folgas de $1,6mm$. Até aos limites das cargas de serviço apenas se fizeram cerca de 2 paragens para leitura dos dados, o que é insuficiente para uma análise aprofundada do estudo da fissuração. No Quadro 4.7 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga3.

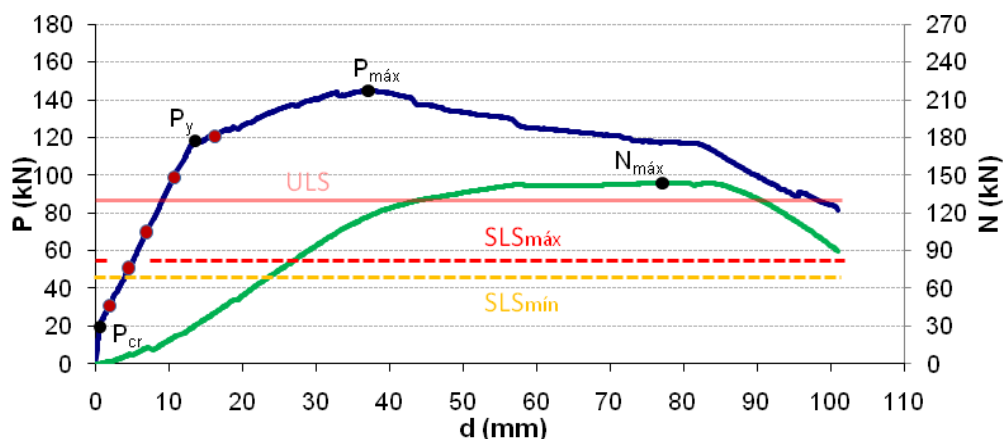


Figura 4.44 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga3.

Quadro 4.7 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga3.

P_{cr}	20 kN
P_y	118,4 kN
$P_{máx}$	145 kN
$N_{máx}$	144 kN
P_{ULS}	85 kN
$P_{SLS\ mín}$	42,4 kN
$P_{SLS\ máx}$	55 kN

4.3.2 Grupo II – Vigas 4, 5 e 6

Este grupo de vigas é constituído por $3\Phi 12$ ($\rho=0,565\%$) na armadura longitudinal de tracção, $2\Phi 8$ ($\rho=0,168\%$) na longitudinal de compressão, e por $E2R\phi 6//0,18$ na armadura de esforço transverso. A secção transversal é esquematizada na Figura 4.45.

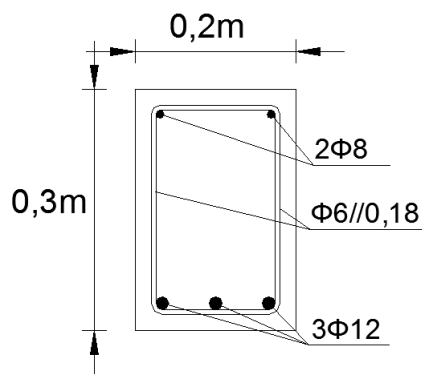


Figura 4.45 – Secção transversal das Vigas 4, 5 e 6.

O ensaio da Viga4 foi realizado a 2011Maio26, recorrendo ao sistema de restrição axial, e durou cerca de 2h:00min. Foram realizadas 6 paragens: aos 30, 45, 60, 80, 100 e 120kN. Na Figura 4.46 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira e última paragens do ensaio.

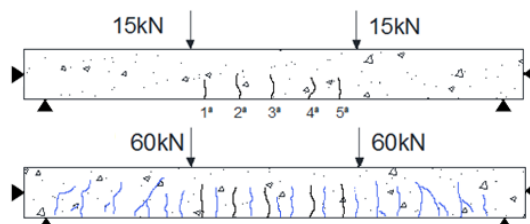


Figura 4.46 – Formação e evolução das fissuras da Viga4.

Na Figura 4.47 estão representados os gráficos do número e distância média entre fendas da Viga4. Verifica-se que até $P=80kN$, o número de fendas vai aumentando uniformemente até às 11, não tendo sido detectadas mais fissuras até à última paragem. O espaçamento médio final entre fissuras obtido foi de 9cm, correspondente exactamente a metade do espaçamento entre estribos.

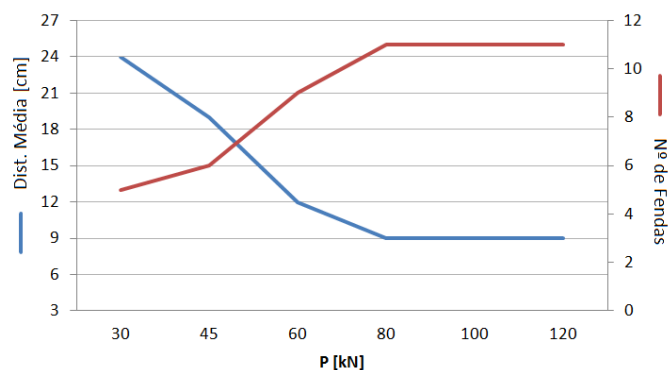


Figura 4.47 – Número e distância média entre fendas para a Viga4.

No gráfico da Figura 4.48 representa-se a evolução da abertura média de fendas da Viga4, obtendo-se um valor de $w=0,032mm$ para a primeira paragem. Este valor foi evoluindo uniformemente até $P=100kN$, tendo depois aumentado substancialmente até $w=0,376mm$, para $P=120kN$. Mais uma vez, os valores da abertura de fendas até as linhas de cargas de serviço mantêm-se abaixo da linha delimitada por W_{kCP} .

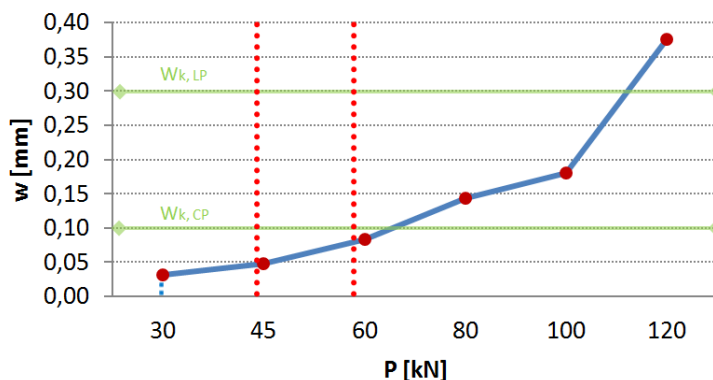


Figura 4.48 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga 4.

O gráfico da Figura 4.49 representa o desenvolvimento médio de fendas da Viga4 onde, após se ter verificado um $c=13,2\text{cm}$ na primeira paragem, o crescimento foi aumentando mais gradualmente até aos $21,3\text{cm}$ registados na última paragem. O desenvolvimento médio das fendas manteve-se sempre abaixo da linha do eixo neutro calculada.

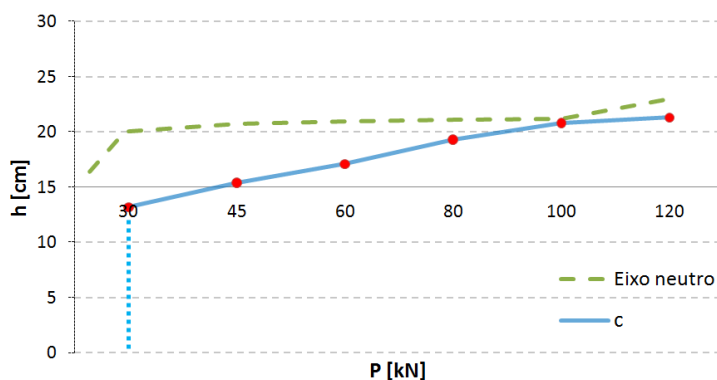


Figura 4.49 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga4.

No gráfico da Figura 4.50 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$ da Viga 4, onde foi avaliada uma rigidez de $19,1\text{kN/mm}$ para o sistema de restrição, com folgas de $1,5\text{mm}$. Tal como em ensaios anteriores, até aos limites das cargas de serviço, apenas se fizeram 2 paragens. No Quadro 4.8 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga4.

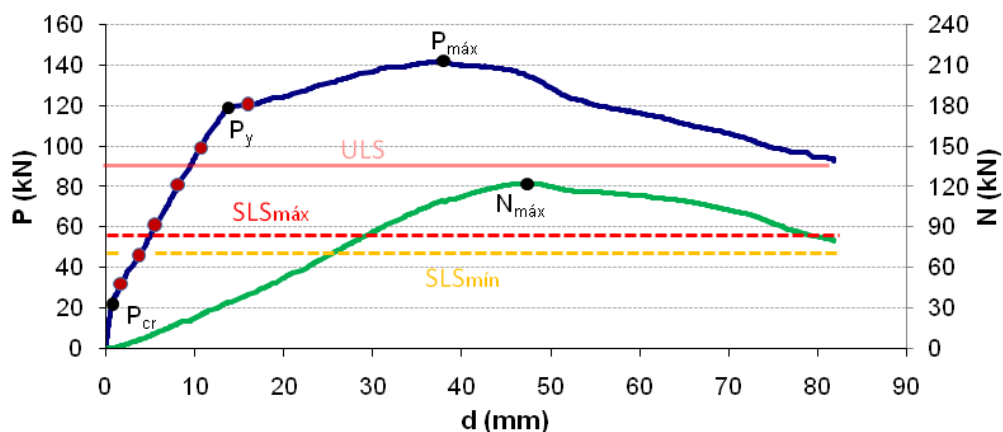


Figura 4.50 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga4.

Quadro 4.8 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga4.

P_{cr}	22 kN
P_v	119,6 kN
$P_{máx}$	141 kN
$N_{máx}$	122,5 kN
P_{ULS}	90 kN
$P_{SLS\ mín}$	45 kN
$P_{SLS\ máx}$	58 kN

O ensaio da Viga5 foi realizado a 2011Maio25 e durou cerca de 2h:30min. Para este ensaio não se utilizou o sistema de restrição axial e foram realizadas 6 paragens: aos 20, 30, 45, 60, 80 e 100kN. Na Figura 4.51 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira, segunda e última paragens do ensaio.

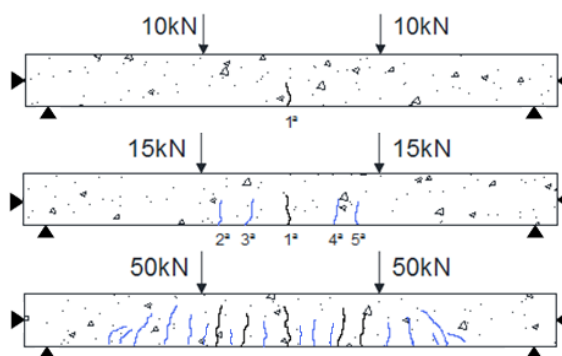


Figura 4.51 – Formação e evolução das fissuras da Viga5.

Na Figura 4.52 estão representados os gráficos do número e distância média entre fendas da Viga5, onde se verifica um crescimento uniforme do número de fendas ao longo do ensaio e um espaçamento final de 9cm , tal como no caso anterior.

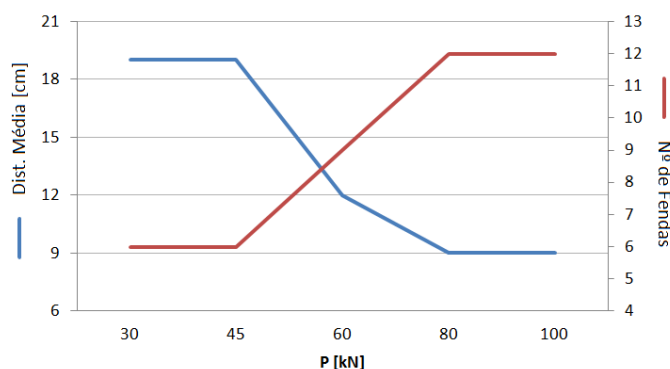


Figura 4.52 – Número e distância média entre fendas para a Viga5.

Na Figura 4.53 está representado o gráfico da evolução da abertura média de fendas da Viga5. O valor da abertura foi aumentado gradualmente até $w=0,068\text{mm}$, para $P=60\text{kN}$, tendo depois aumentado drasticamente até $w=0,188\text{mm}$ na última paragem. A verificação da abertura de fendas está assegurada.

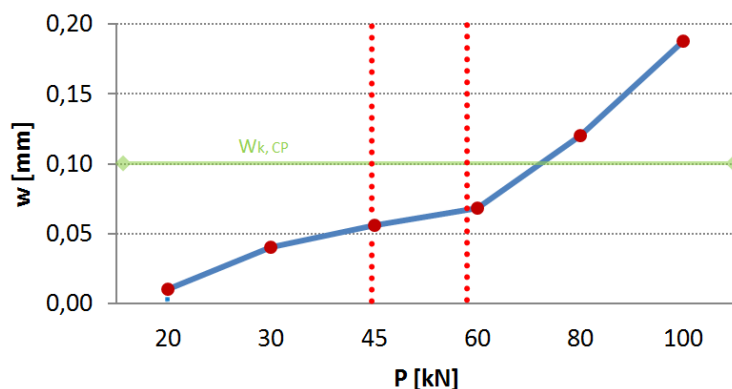


Figura 4.53 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga 5.

Na Figura 4.54 apresenta-se o gráfico do desenvolvimento médio de fissuras da Viga5. Na primeira paragem verificou-se $c=12,1\text{cm}$, tendo este valor duplicado aquando da última paragem. O eixo neutro posicionou-se acima do desenvolvimento de fendas até cerca de $P=70\text{kN}$, tendo depois apresentado valores inferiores até $P=100\text{kN}$.

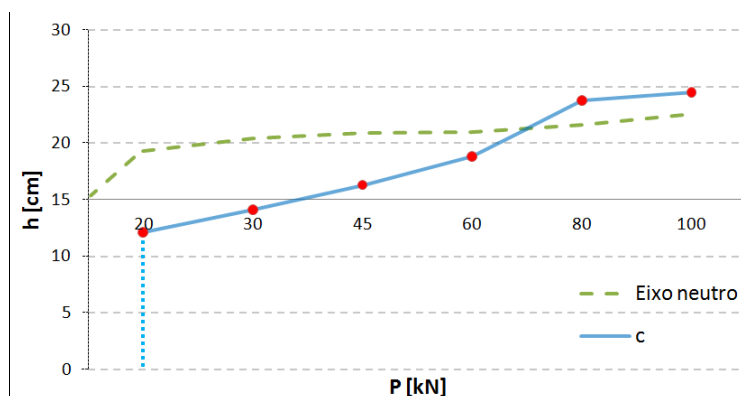


Figura 4.54 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga5.

No gráfico da Figura 4.55 é apresentado o diagrama experimental carga-deslocamento $P-d$ da Viga 5, distinguindo-se a passagem entre o Estado I e II em $P=18,4\text{kN}$. Apenas se fizeram 2 paragens para a leitura dos dados até aos limites das cargas de serviço. No Quadro 4.9 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga5.

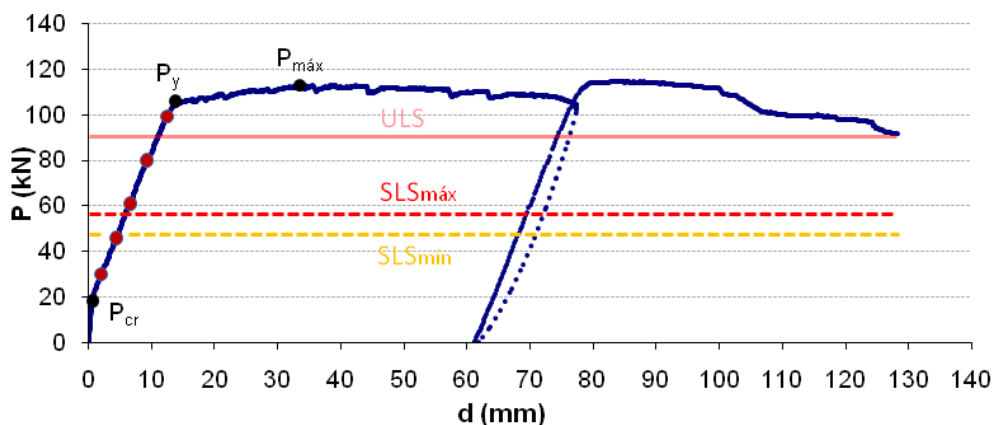


Figura 4.55 – Gráfico da curva experimental $P-d$ da Viga5.

Quadro 4.9 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga5.

P_{cr}	18,4 kN
P_y	106 kN
$P_{máx}$	113 kN
$N_{máx}$	-
P_{ULS}	90 kN
$P_{SLS\ mín}$	45 kN

$P_{SLS\ máx}$	58 kN
----------------	-------

O ensaio da Viga6 foi realizado a 2011Maio24, tendo durado cerca de 1h45min. Voltou a usar-se o sistema de restrição axial e foram realizadas 5 paragens: aos 30, 50, 70, 100 e 123kN. Na Figura 4.56 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na primeira e última paragens do ensaio.

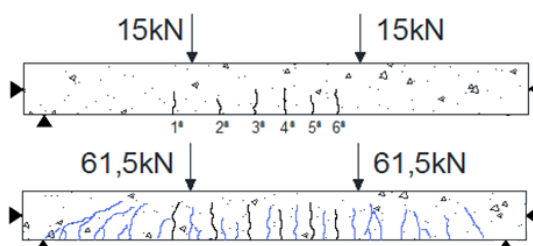


Figura 4.56 – Formação e evolução das fissuras da Viga6.

Na Figura 4.57 estão representados os gráficos do número e distância média entre fendas da Viga6. Na primeira paragem foram identificadas 6 fissuras, tendo o valor aumentado para 12 na última paragem, verificando-se, tal como nos casos anteriores, $d_{cr}=9cm$.

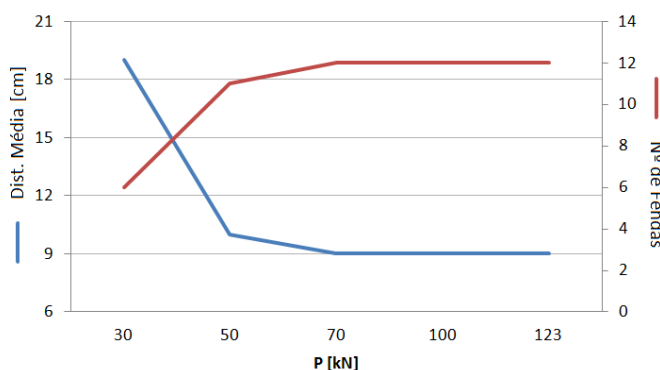


Figura 4.57 – Número e distância média entre fendas para a Viga6.

Na Figura 4.58 está representado o gráfico da evolução da abertura média de fendas da Viga6. O primeiro valor registado, $w=0,023mm$, aumentou até $w=0,267mm$ na última paragem. A verificação da abertura de fendas foi mais uma vez verificada.

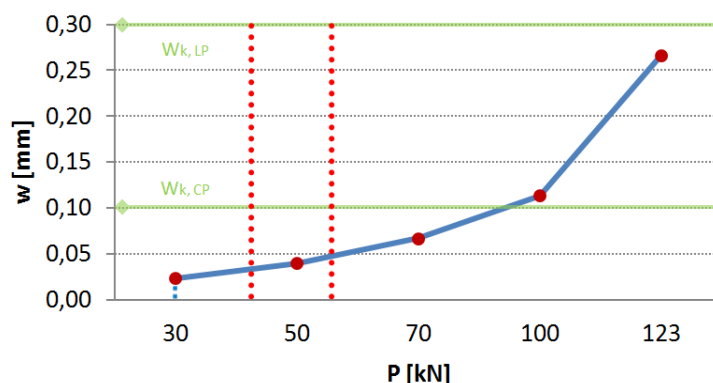


Figura 4.58 – Gráfico experimental da abertura de fendas da Viga 6.

Na Figura 4.59 verifica-se que o desenvolvimento médio de fissuras da Viga6 apresenta um crescimento uniforme após a primeira paragem, obtendo-se $c=23,4\text{cm}$ na última paragem. Tal como em muitos dos exemplos anteriores, os valores apurados para a posição do eixo neutro mostram alguma incongruência relativamente ao comprimento medido para as fendas.

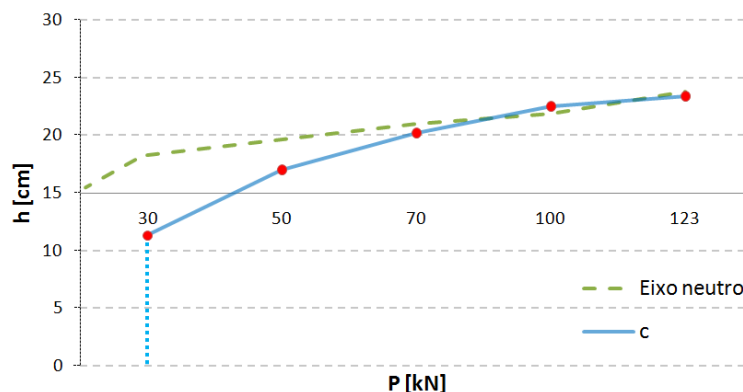


Figura 4.59 – Desenvolvimento das fissuras e posição do eixo neutro da Viga6.

No gráfico da Figura 4.60 são apresentados os diagramas experimentais carga-deslocamento $P-d$ e esforço axial-deslocamento $N-d$ da Viga 6, tendo sido determinada uma rigidez de $17,3\text{kN/mm}$ para o sistema de restrição, com folgas de $0,8\text{mm}$. Mais uma vez, apenas se fizeram 2 paragens para a leitura dos dados até aos limites das cargas de serviço. No Quadro 4.10 são apresentados os valores das cargas nos pontos característicos da Viga6.

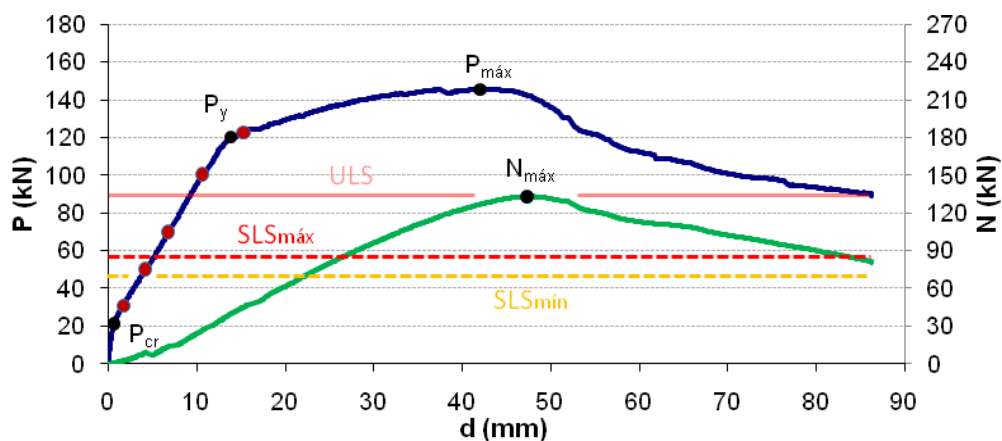


Figura 4.60 – Gráficos das curvas experimentais $P-d$ e $N-d$ da Viga6.

Quadro 4.10 – Valores das cargas nos pontos característicos. Viga6.

P_{cr}	21,5 kN
P_y	120,6 kN
$P_{máx}$	145,7 kN
$N_{máx}$	133 kN
P_{ULS}	90 kN
$P_{SLSmín}$	45 kN
$P_{SLSmáx}$	58 kN

5 ANÁLISE GLOBAL

De seguida são apresentados e analisados alguns gráficos que permitem perceber até que ponto, factores como a percentagem de armadura, o espaçamento entre estribos, a presença ou não de restrição axial e a maturidade do betão, influenciam a fendilhação em vigas de BA.

Com o objectivo de analisar a influência do espaçamento dos estribos na fendilhação de vigas de BA, apresenta-se, na Figura 5.1, os gráficos da evolução de abertura de fendas para as vigas de 2010, onde se pode observar que w aumenta à medida que aumenta o espaçamento dos estribos. De facto, as vigas com menor espaçamento entre estribos (6 cm nas vigas Viga2old e Viga1old) apresentam uma menor abertura de fendas que a viga com maior espaçamento (18cm na viga Viga6old). A Viga4old, sem estribos na zona central, foi a que apresentou maior abertura de fendas. Relativamente ao desenvolvimento de fissuras das vigas de 2010, é possível verificar que existe uma tendência para o agravamento da fissuração à medida que o espaçamento dos estribos aumenta.

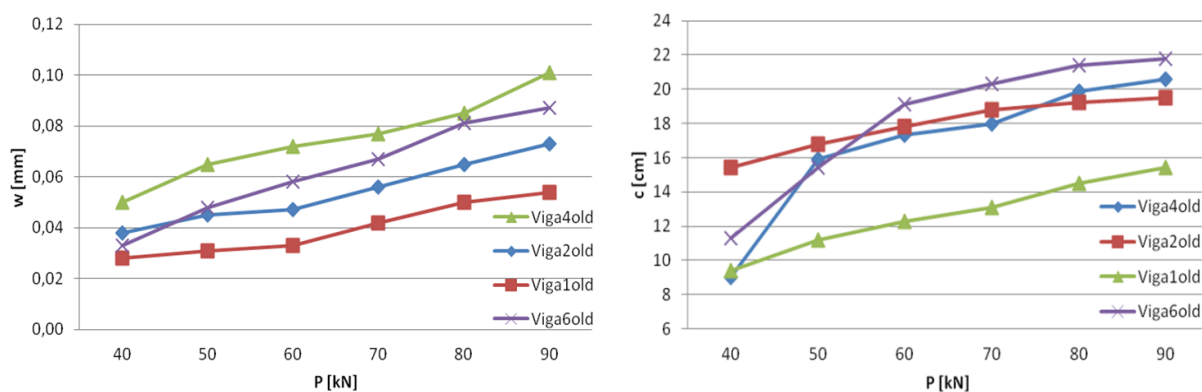


Figura 5.1 - Gráficos experimentais da abertura e desenvolvimento de fendas das vigas de 2010.

Em relação ao espaçamento dos estribos das vigas de 2011, sucede exactamente o contrário, como se pode verificar através do gráfico da Figura 5.2. As Vigas do Grupo I (com estribos espaçados de 6cm) apresentam, em média, uma maior abertura de fendas em relação às vigas do Grupo II (espaçamento de 18cm), ainda que a diferença não seja grande. Neste contexto, não é credível que a abertura de fendas aumente à medida que o espaçamento dos estribos aumenta. Outros parâmetros, tais como a restrição axial poderão estar a ser preponderantes. Para o desenvolvimento de fendas, o aumento do espaçamento entre estribos conduz a um aumento do desenvolvimento das fissuras.

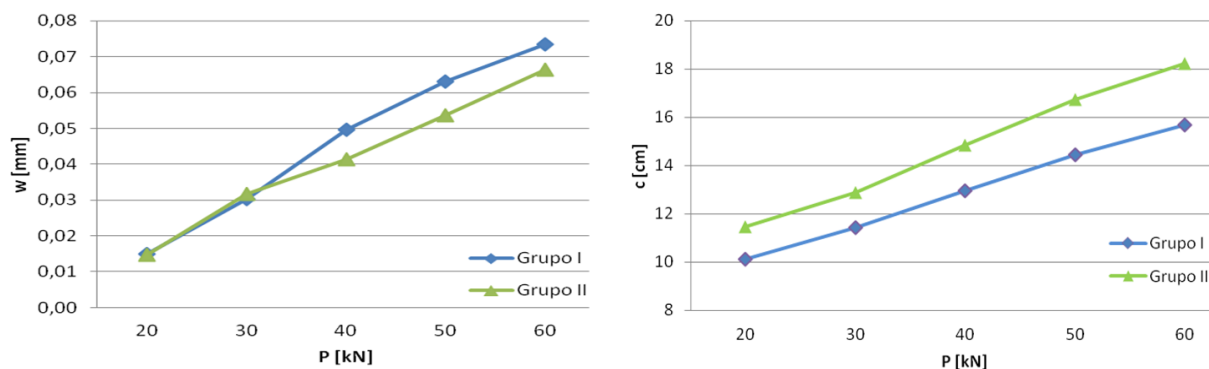


Figura 5.2 - Gráficos experimentais da abertura e desenvolvimento de fendas das vigas de 2011.

Na Figura 5.3 representam-se os gráficos da média obtida para a abertura e desenvolvimento de fendas das vigas de 2010 relativamente às de 2011. Esta análise poderá conduzir a valores pouco credíveis, uma vez que a zona propícia à fissuração das vigas de 2010 se manifesta para valores superiores aos registados nas vigas de 2011. Contudo, analisando os gráficos, verifica-se que, para uma zona intermédia das cargas de serviço, a abertura de fendas nas vigas de 2011 é superior. Esta conclusão poderá estar relacionada com a maturidade, i.e. a retração do betão. De salientar que as vigas de 2010 dispõem de maior ρ , e por análises anteriores, seria de prever valores mais altos para as vigas de 2010. Relativamente ao desenvolvimento das fendas, verifica-se um comportamento misto, ou seja, para cargas próximas do limite SLS inferior o desenvolvimento é superior nas vigas antigas, ao contrário do que se verifica para cargas próximas do limite SLS superior. Neste caso importa salientar que nem todas as vigas de 2011 foram ensaiadas com o sistema de restrição.

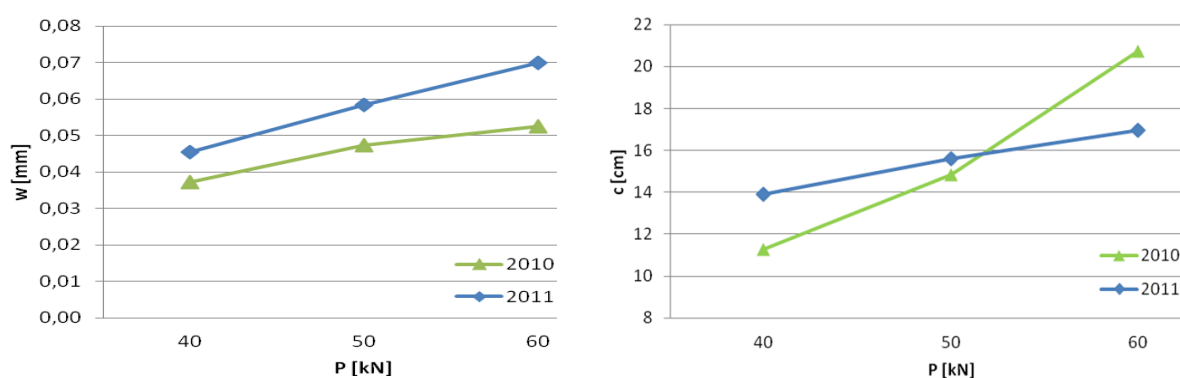


Figura 5.3 - Gráficos experimentais da abertura e desenvolvimento médios de fendas das vigas de 2010 e 2011.

A influência do sistema de restrição axial no comportamento das vigas à fissuração é evidente no gráfico da Figura 5.4, onde se verifica que, das vigas do Grupo I, a Viga2 (sem sistema de restrição axial) é a que apresenta maiores valores para a abertura de fendas. Este factor não é tão evidente nas vigas do Grupo II, onde a Viga5 (sem sistema de restrição axial) apenas apresenta valores de abertura superiores na zona de cargas de serviço mínima, $P=45kN$.

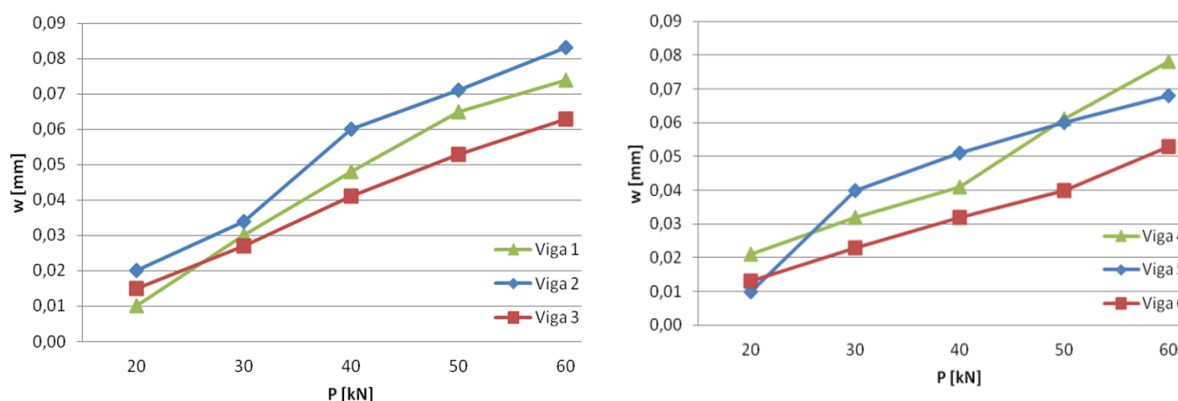


Figura 5.4 - Gráfico experimental da abertura de fendas do Grupo I e II.

A influência do sistema de restrição axial também é evidente nos gráficos da Figura 5.5, onde se verifica que as vigas sem sistema de restrição axial apresentam tendencialmente maior desenvolvimento das fissuras (Viga2 e Viga5).

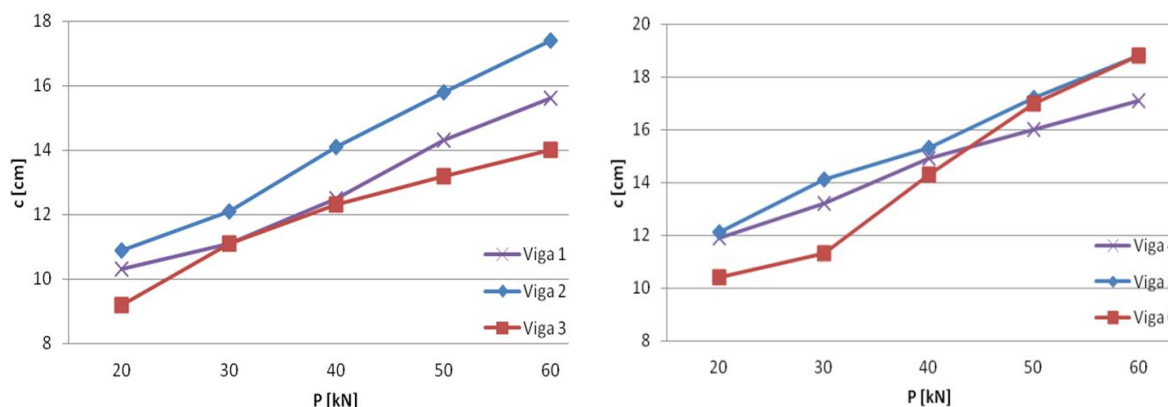


Figura 5.5 - Desenvolvimento das fissuras dos Grupos I e II.

Outra conclusão muito importante a retirar deste trabalho reside no facto de se ter visualizado que as fendas têm tendência para surgir na posição dos estribos e, eventualmente, na zona intermédia entre eles sempre que existir necessidade de se formar nova fenda. No Quadro 5.2 apresentam-se os valores experimentais da distância e número de fendas n , e ainda as cargas de fendilhação nos vários ensaios na zona de cargas SLS. Verifica que existe uma tendência clara para o aparecimento de um maior número de fendas nas vigas com menor espaçamento

entre estribos (Vigas V1old e V2old e vigas do Grupo II), diminuindo assim o espaçamento entre elas. Relativamente às cargas de fissuração, verifica-se que os valores superiores correspondem às vigas com menor espaçamento na armadura transversal. De referir que o valor da carga de fissuração da V2old não é fiável devido ao carregamento acidental referido anteriormente. Na análise das vigas de 2011 verifica-se que as vigas desprovidas de restrição axial apresentam menores valores de carga de fissuração, como seria de esperar. No entanto, importa salientar que nestes pontos, os valores do esforço axial medido não era significativo, tal como foi anteriormente referido.

Quadro 5.2 - Valores experimentais.

	2010				Grupo I - 2011			Grupo II - 2011		
	V4old	V2old	V1old	V6old	V1	V2	V3	V4	V5	V6
<i>n</i>	10	8	8	8	9	10	10	8	8	10
<i>dcr</i> (cm)	11	14	14	14	12	11	11	14	14	11
<i>P_{cr}</i> (kN)	16,2	56,7	19,8	19,6	19,3	18	20	22	18,4	21,5

A comparação entre os resultados obtidos para a abertura de fendas através dos dados experimentais e do EC2 é analisada de seguida, onde o limite da carga de serviço se assinalou, mais uma vez, a tracejado vermelho. Interessam, para o estudo da fissuração, os valores de carga inferiores a este limite.

Nos gráficos das Figuras 5.6 e 5.7 são apresentados os valores obtidos para as vigas de 2010 onde se percebe que, de um modo geral, os valores obtidos para a abertura de fendas através do EC2 se superiorizam aos determinados experimentalmente.

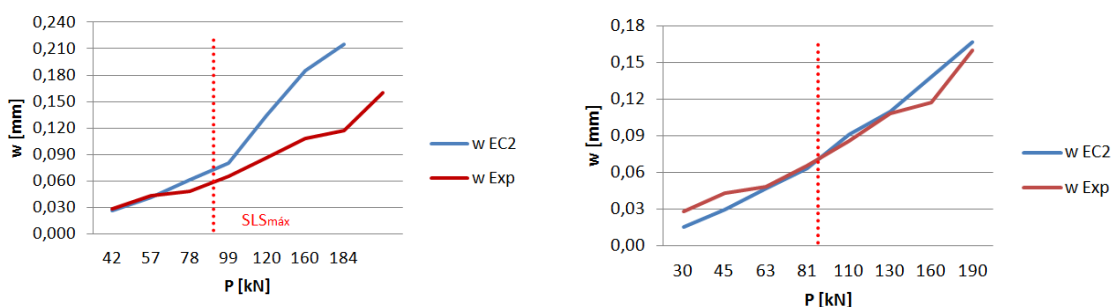


Figura 5.6 – Abertura de fendas das Vigas 4old e 2old.

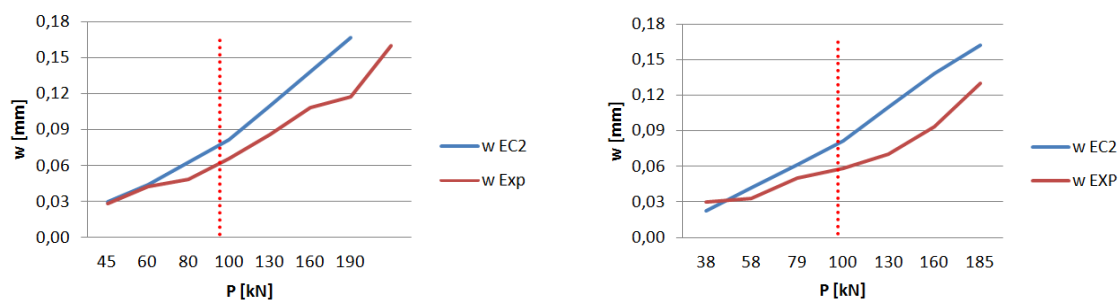


Figura 5.7 – Abertura de fendas das Vigas 10d e 60d.

Os gráficos das Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 representam a abertura de fendas das vigas de 2011 onde se verifica exactamente o contrário em relação ao que sucedeu com as vigas de 2010, tendo sido os dados experimentais a apresentar valores mais altos de abertura de fendas.

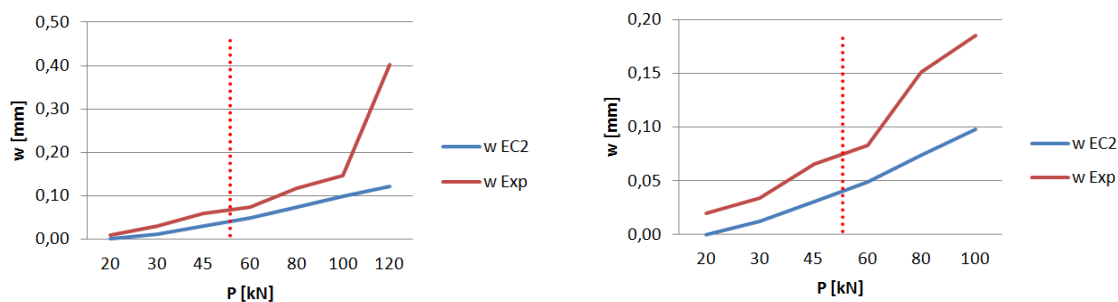


Figura 5.8 – Abertura de fendas das Vigas 1 e 2.

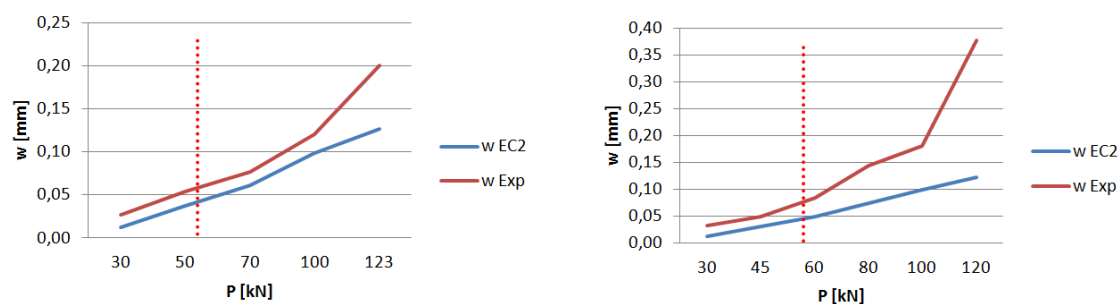


Figura 5.9 – Abertura de fendas das Vigas 3 e 4.

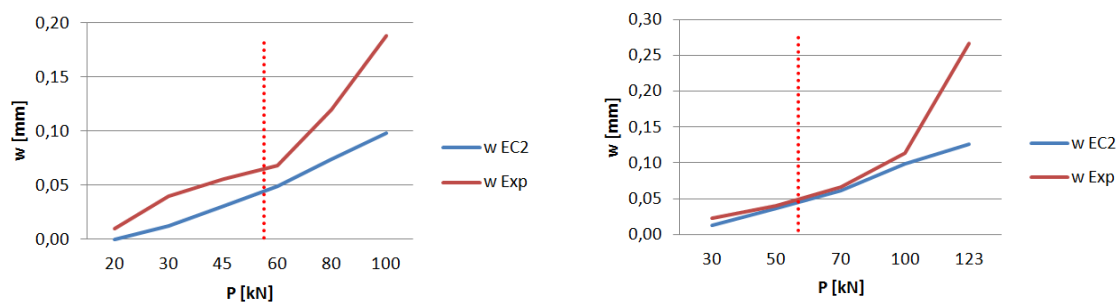


Figura 5.10 – Abertura de fendas das Vigas 5 e 6.

6 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

Este trabalho permitiu chegar a algumas conclusões. Antes de mais, os estribos potenciam o aparecimento de fissuras e o menor espaçamento entre estribos conduz a menores valores, tanto para a abertura, como para o desenvolvimento de fendas. A presença do sistema de restrição axial provoca o mesmo efeito, diminuindo os valores de abertura e desenvolvimento de fendas.

Em relação à carga de fissuração, verificou-se que a presença de armadura transversal se traduz num aumento dos valores da carga de fissuração. Relativamente à presença ou não de restrição axial, conclui-se que as vigas restringidas axialmente apresentam valores superiores de carga de fissuração. Por fim, a variação percentagem de armadura nas vigas não provocou uma alteração significativa da carga de fissuração das vigas.

Conclui-se ainda que existe uma tendência clara para o aumento do número de fissuras à medida que aumenta o número de estribos, obtendo-se assim valores menores para o espaçamento entre fissuras. A variação da percentagem de armadura e a presença ou não de sistema de restrição axial não demonstrou ter influência significativa no número e distância entre fendas.

6.2 Recomendações para trabalhos futuros

As conclusões retiradas deste trabalho permitem sugerir algumas recomendações para trabalhos futuros, como o melhoramento do comportamento do sistema de restrição axial ou adopção de um método alternativo para a restrição em ensaios semelhantes.

Seria interessante fazer o estudo do comportamento à fendilhação de vigas com maior variedade de espaçamento de armadura de esforço transversal, de modo a perceber até que ponto a diminuição do espaçamento retarda a carga de fissuração. Também seria interessante ensaiar vigas com secções, comprimentos e classes de resistência de betão distinta.

Outro aspecto a melhorar passa pela alteração do set-up de ensaio. A ideia seria otimizar a aplicação das acções sobre as vigas, substituindo o sistema que simula duas acções pontuais,

por um sistema que simulasse a aplicação de uma carga contínua ao longo da zona central, de modo a obter uma melhor aproximação da realidade.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Fernandes, J. (2010). “Fendilhação em vigas de betão armado”. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Amaral, P. (2009). “Fendilhação em vigas de betão armado”. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Honório, J. (2008). “Fendilhação de estruturas de betão armado”. Tese de mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Gomes, D (2011). “Resistência à flexão de vigas de betão armado restringidas axialmente”. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Barros, H e Figueiras, J. (2010). “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e Esforços Axiais segundo o Eurocódigo 2” FEUP edições, Porto.
- CEB (1985). “Design Manual on Cracking and Deformations”. Comité Euro- International du Béton, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse.
- CEB-FIP (1993). “Modal Code 1990”. Comité Euro-Internacional du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte, Tomas Telford Services Ltd. Lausanne, Switzerland.
- EN1992 1-1 (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios”. CEN, Abril.
- Cohn, M. Z., e Riva, P. (1992). “Yield safety, cracking control and moment redistribution”. ASCE – Journal of Structural Engineering, pp. 447-468.
- Creazza, G. e Russo, S. (2001). “Cracking width evaluation in FRP reinforced concrete members”. Materials and Structures, pp. 119-125.
- Elfgrén, L. e Noghabai, K. (2002). “Tension of reinforced concrete prisms. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete of elements”. Materials and Structures, pp. 318-325.
- Elzafraney, M. e Soronshian, P. (2004). “Assessment of microcrack development in concrete materials of different strengths”. Materials and Structures, pp. 724-731.

- Giuriani E. e Giovanni A. (1998). “Interactions of splitting and flexural cracks in RC beams”. ASCE – Journal of Structures Engineering, pp. 1032-1040.
- Leonhardt, F. e Monning, E. (1977). “Construções de Concreto”, Verificação da Capacidade de Utilização, Vol. 4. Editora Interciência.
- Lopes, A. (2005). “Simulação numérica 2D da rotura de uma viga de betão armado”.
- Neville, A. M. (1973). “Properties of Concrete”. USA Helsted Press.
- REBAP (1983). “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”, Porto Editora, Lisboa.
- Timoshenki, G. (1994). “Mecânica dos Sólidos”, LTC – Edição Técnicos e Científicos.
- Zdenek P., Bazant, F.e Byung H. Oh (1983). “Spacing of cracks in reinforced concrete”. ASCE – Journal of Structural Engineering, pp 2066-2085