



Avaliação Experimental do Comportamento de Vigas Contínuas com Secção em T de Betão Armado com Varões de GFRP

Pedro Miguel Franco Castro dos Santos

(Licenciado)

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Doutor Paulo Miguel de Macedo França

Co-orientador: Doutor João Pedro Ramôa Ribeiro Correia

Dezembro 2010

Agradecimentos

Com a conclusão desta dissertação, quero expressar a minha gratidão e o meu “muito obrigado” àqueles que de uma maneira ou de outra, contribuíram para o desenvolvimento e concretização dos objectivos propostos no presente trabalho de investigação.

Em primeiro lugar, ao professor Paulo França, sob cuja orientação realizou-se a presente dissertação, quero expressar o meu agradecimento pela sua orientação, atenção, ensinamentos, disponibilidade e incentivos. Ao professor João Correia, uma palavra de apreço pela disponibilidade e apoio na co-orientação do presente trabalho.

À empresa Prebel, nomeadamente, ao engenheiro Carlos Afonso e ao engenheiro Henrique Ferreira uma palavra de apreço e agradecimento pela disponibilidade, pelo imprescindível apoio prestado na construção das vigas de betão ensaiadas e por todos os meios colocados à minha disposição.

Um palavra de agradecimento e gratidão ao Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), nomeadamente ao engenheiro Amílcar Gonçalves e ao engenheiro Miguel Correia, pela disponibilidade e preciosa colaboração prestada e por todos os meios colocados à disposição, para a execução dos ensaios experimentais predispostos na presente dissertação.

Um agradecimento a empresa “Schöck” pelo fornecimento dos varões de GFRP.

Aos meus amigos e colegas agradeço o continuo interesse no desenrolar do meu trabalho. Em especial, uma palavra de apreço e gratidão ao meu colega Gilberto Laranja, pelo imprescindível apoio prestado quer nos ensaios experimentais como na concepção dos modelos.

Finalmente, uma palavra muito especial de gratidão, carinho e agradecimento à minha irmã, avó e particularmente aos meus pais, pelo apoio, afecto, carinho, educação, incentivo e sentido de responsabilidade que sempre me transmitiram. Sem eles seria possível começar e terminar mais esta etapa da minha vida.

Resumo

O crescente interesse por parte da engenharia civil, nos aspectos de durabilidade das estruturas de betão, sobretudo no fenómeno de corrosão nos varões de aço, teve um contributo determinante no aparecimento dos varões de fibra de vidro (GFRP). Em função de características como a sua grande resistência à corrosão, a sua não condutividade electromagnética, o seu reduzido peso específico e elevada tensão de rotura, os varões de GFRP são vistos, como uma alternativa eficaz aos varões de aço nas estruturas de betão. Contudo, aspectos importantes como o elevado custo, elevada deformabilidade e o mais importante, a carência de conhecimento do comportamento das estruturas de betão armado com varões de GFRP em consequência da ausência de ductilidade destes varões, têm dificultado a sua aplicação no domínio da engenharia civil.

Apresenta-se inicialmente, uma revisão bibliográfica sobre o estado do conhecimento actual, no que diz respeito ao comportamento das vigas de betão armado com varões de GFRP, com particular destaque para o comportamento à flexão.

O presente trabalho de investigação teve como objectivo principal, ensaiar, avaliar e analisar o comportamento à flexão de vigas contínuas de betão armado longitudinalmente com varões de GFRP. Sete vigas contínuas de betão com secção em T, divididas em quatro séries, foram ensaiadas com esse propósito. O efeito do confinamento do betão, em aspectos como a ductilidade, a capacidade de redistribuição de esforços e a resistência das vigas foram estudados e analisados, em consequência da maior cintagem do betão no apoio central numa das séries de vigas. Por outro lado, foi ainda comparado o comportamento à flexão das vigas contínuas armadas com varões de GFRP e aço, dimensionadas para a mesma carga de projecto.

Dos resultados obtidos, salienta-se a elevada deformabilidade e fissuração das vigas ensaiadas, e a boa capacidade de redistribuição de esforços naquelas em que tal foi esperado. Nas vigas com o betão confinado na zona do apoio central, os resultados experimentais mostram ainda que diminutamente, um incremento na capacidade de carga, na ductilidade das secções e consequentemente na capacidade de redistribuição de esforços.

Abstract

The growing interest of civil engineering in aspects such as durability of reinforced concrete structures, particularly the phenomenon of corrosion in steel bars, had a decisive contribution in the appearance of the glass fiber (GFRP) rebars. Because its features to their such as corrosion resistance, to their electromagnetic conductivity, to their low specific weight and the high tensile strength, the GFRP rods are an effective alternative to steel rods in concrete structures. However, important aspects such as high cost, at high deformability and most importantly, the lack of knowledge of the behavior of concrete structures reinforced with GFRP bars a result of lack of ductility of these men, have hampered its application within of civil engineering domain.

It is presented a literature review on the state of current knowledge regarding the behavior of beams Concrete reinforced with GFRP bars, with particular emphasis on flexural behavior.

The present research work had as main objective, test, evaluate and analyze the flexural behavior of reinforced concrete continuous beams along with GFRP bars. Seven continuous beams of concrete T-section, divided into four series, were tested for this purpose. The confinement effect of concrete, of aspects such as ductility, the ability of stress distribution and resistance of the beams were studied and analyzed, in consequence of increased strapping of concrete in the central support of a series of beams. On the other hand, was further compared the flexural behavior of continuous beams reinforced with GFRP and steel rebars, scaled to the same design load.

Of obtained results, if stresses the high deformability, the cracking of the beams tested, and the good ability to the efforts redistribution when this was expected. In beams with confined concrete in the zone of central support, the experimental results still show that diminished, an increase in cargo capacity, in ductility of sections and the consequently in ability to the efforts redistribution.

Palavras-chave

Varões de fibra de vidro (GFRP)

Vigas

Flexão

Ductilidade

Confinamento

Redistribuição de esforços

Deformação

Abertura de fendas

Keywords

Fiber Glass (GFRP) roads

Beams

Flexural

Ductility

Confinement

Stress distribution

Deformation

Crack with

Índice Geral

Agradecimentos	i
Resumo	ii
Abstract	iii
Palavras Chaves	iv
Índice Geral	v
Índice de Tabelas	vii
Índice de Figuras	ix

Capítulo 1

Introdução 1

1.1	Enquadramento geral.....	1
1.2	Motivação e objectivos do trabalho.....	2
1.3	Organização da dissertação	3

Capítulo 2

Análise e dimensionamento de vigas de betão armadas com varões de GFRP.....5

2.1	Introdução.....	5
2.2	Aspectos gerais da filosofia de dimensionamento	5
2.3	Estado do conhecimento.....	7
2.4	Importância do confinamento do betão nas vigas armadas com varões de GFRP.....	14

Capítulo 3

Estudo experimental de vigas contínuas em betão armado com varões de GFRP....16

3.1	Introdução.....	16
3.2	Procedimento dos ensaios e Instrumentação utilizada	16
3.2.1	Estrutura de carregamento e instrumentação das vigas	17
3.2.2	Provetes cilíndricos de betão confinados	22
3.3	Preparação das Vigas	24
3.4	Descrição das séries experimentais	26
3.4.1	Viga de referência (Viga R)	26
3.4.2	Vigas em betão armado com varões de GFRP (série G1).....	aa
3.4.3	Vigas em betão armado com varões de GFRP (série G2).....	28
3.4.4	Vigas em betão armado com varões de GFRP (série G3).....	29

3.4.5	Avaliação experimental do comportamento do betão confinado	30
3.5	Propriedades dos materiais utilizados	31
3.5.1	Betão	32
3.5.2	Armaduras de aço	34
3.5.3	Armaduras de GFRP	35
Capítulo 4		
Análise e apresentação dos Resultados Experimentais		38
4.1	Previsão dos resultados experimentais.....	38
4.2	Procedimento experimental	40
4.3	Análise dos resultados experimentais.....	41
4.4	Apresentação dos resultados experimentais.....	44
4.4.1	Provetes cilíndricos confinados.....	44
4.4.2	Viga de Referência.....	47
4.4.3	Série de vigas G1	52
4.4.4	Série de vigas G2	61
4.4.5	Série de vigas G3	70
4.5	Síntese comparativa.....	79
Capítulo 5		
Conclusões gerais e desenvolvimentos futuros.....		86
5.1	Conclusões gerais	86
5.2	Desenvolvimentos Futuros.....	88
Referências Bibliográficas		90
Anexos		
Anexo A		
	Dimensionamento de elementos de betão armado com varões de FRP	95
Anexo B		
	Reacções experimentais verificadas nos ensaios.....	103

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Espaçamento entre estribos nas vigas ensaiadas por E. A. Ahmed et al [24]	11
Tabela 3.1 - Resistência média de compressão do betão aos 28 dias	32
Tabela 3.2 - Resistência média do betão no dia dos ensaios,	33
Tabela 3.3 - Tensão de cedência dos varões de aço	34
Tabela 3.4 – Tensão de rotura dos varões de aço	34
Tabela 3.5 - Propriedades médias e de cálculo especificadas pelo fabricante	36
Tabela 4.1 – Avaliação do comportamento em serviço das vigas.....	39
Tabela 4.2 – Previsão da carga e modo de rotura das vigas ensaiadas	40
Tabela 4.3 – Fases de carregamento dos ensaios	41
Tabela 4.4 – Rigidez da viga R nas diferentes etapas de carregamento	47
Tabela 4.5 – Deformação e abertura de fendas na viga R para a carga de serviço	48
Tabela 4.6 - Evolução da abertura de fendas	49
Tabela 4.7 – Redistribuição máxima de esforços na viga R.....	52
Tabela 4.8 - Carga de fendilhação, carga de colapso e respectiva deformação na série de vigas G1.....	54
Tabela 4.9 – Deformação e abertura de fendas na série de vigas G1 em serviço	56
Tabela 4.10 – Abertura de fendas na viga G1-a	57
Tabela 4.11 – Abertura de fendas na viga G1-b	57
Tabela 4.12 – Redistribuição máxima de esforços na viga G1-a e G1-b	60
Tabela 4.13 – Carga de fendilhação, carga de colapso e respectiva deformação na série de vigas G2.....	62
Tabela 4.14 – Deformação e abertura de fendas na série de vigas G2 em serviço	65
Tabela 4.15 – Abertura de fendas na viga G2-a	66
Tabela 4.16 – Abertura de fendas na viga G2-b	66
Tabela 4.17 – Redistribuição de esforços nas vigas G2-a e G2-b	70
Tabela 4.18 – Carga de fendilhação, carga de colapso e respectiva deformação na série de vigas G3.....	72
Tabela 4.19 - Deformação e abertura de fendas na série de vigas G3 em serviço	75
Tabela 4.20 – Abertura de fendas na viga G3-a	75
Tabela 4.21 – Abertura de fendas na viga G3-b	75

Tabela 4.22 – Redistribuição máxima de esforços nas vigas G3-a e G3-b	79
Tabela 4.23 – Valores representativos do comportamento em serviço das vigas	79
Tabela 4.24 – Verificação aos estados limites de serviço das vigas	80
Tabela 4.25 – Síntese comparativa dos principais resultados na rotura das vigas	82
Tabela 4.26 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais na rotura das vigas	84

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Dimensões e pormenorização das vigas ensaiadas por Barris et al.[23]	9
Figura 2.2 – Pormenorização e sistema de ensaio das vigas ensaiadas por E. A. Ahmed et al [24]	11
Figura 2.3 – Aspecto geral dos ensaios realizados por Matos [27]	13
Figura 2.4 – Relação constitutiva do betão confinado e não confinado proposta pelo EC2 [3].....	15
Figura 3.1 - Esquema geral das vigas ensaiadas.....	16
Figura 3.2 – Aspecto geral do ensaio de flexão.....	17
Figura 3.3 – Estrutura de carregamento e consequente diagrama de momentos flectores elásticos	17
Figura 3.4 – Apoio com possibilidade de deslocamentos horizontais	17
Figura 3.5 – Apoio com restrição de deslocamentos horizontais	17
Figura 3.6 – LVDT colocado sob a viga, no ponto de aplicação de carga	18
Figura 3.7 – Suporte em madeira para protecção dos LVDT.....	19
Figura 3.8 - Monitorização da extensão do betão através de vídeo-extensometria	19
Figura 3.9 - Marcas de referência para a câmara de vídeo - extensometria	20
Figura 3.10 – Calibração da câmara de vídeo - extensometria.....	20
Figura 3.11 – Plano de extensometria nas vigas com varões de GFRP	21
Figura 3.12 - Alisamento da superfície dos varões longitudinais de GFRP	21
Figura 3.13 - Extensómetro colado ao varão de GFRP	21
Figura 3.14 – Isolamento dos componentes eléctricos com verniz	22
Figura 3.15 – Protecção dos extensómetros com composto de silicone.....	22
Figura 3.16 - Rectificação do topo dos provetes cilindricos.....	22
Figura 3.17 – Provetes rectificadas e não rectificadas.....	22
Figura 3.18 - Preparação do provete para o ensaio de módulo de elasticidade	23
Figura 3.19 – Colocação do provete na prensa hidráulica	23
Figura 3.20 – Monitorização da deformação do betão através da vídeo - extensometria	24
Figura 3.21 – Marcas de referência para a câmara de vídeo - extensometria	24
Figura 3.22 – Field Point (leitura da instrumentação utilizada nos ensaios)	24
Figura 3.23 – Cofragem em madeira	25

Figura 3.24 - Preparação das armaduras.....	25
Figura 3.25 – Colocação e protecção dos extensómetros.....	25
Figura 3.26 – Armadura colocada na cofragem	25
Figura 3.27 – Betonagem e vibração do betão	25
Figura 3.28 – Preparação dos provetes cúbicos.....	25
Figura 3.29 - Acabamento da face superior da viga.....	25
Figura 3.30 – Descofragem e armazenamento das vigas.....	25
Figura 3.31 - Pormenorização da viga R	27
Figura 3.32 - Preparação das armaduras da viga R	27
Figura 3.33 - Pormenorização da série de vigas G1	28
Figura 3.34 – Armaduras da série de vigas G1	28
Figura 3.35 - Preparação da betonagem da viga G2	28
Figura 3.36 - Pormenorização da secção da série de vigas G2.....	28
Figura 3.37 – Pormenorização do confinamento do betão na zona central das vigas G3	29
Figura 3.38 - Construção/pormenorização do confinamento do betão no apoio central da viga G3-a	30
Figura 3.39 – Construção/pormenorização do confinamento do betão no apoio central da viga G3-b.....	30
Figura 3.40 – Armadura para o confinamento dos provetes cilíndricos.....	31
Figura 3.41 – Betonagem dos provetes cilíndricos confinados.....	31
Figura 3.42 – Compactação do betão.....	31
Figura 3.43 – Cilindros betonados	31
Figura 3.44 - Digramas tensão – extensão dos provetes cilíndricos do betão não confinado da viga G3-b.....	33
Figura 3.45 - Diagrama tensão – extensão para os varões de aço com 6 mm.....	34
Figura 3.46 - Diagrama tensão – extensão para os varões de aço com 8 mm.....	35
Figura 3.47 – Superfície dos varões de GFRP	35
Figura 3.48 – Ensaio de tracção no varão de GFRP	35
Figura 3.49 – Esquema de protecção dos varões.....	36
Figura 3.50 – Provetes dos varões de GFRP	36
Figura 3.51 – Diagrama tensão – extensão para os varões de GFRP de diâmetro 8 mm .	36
Figura 3.52 – Vídeo-extensometria	37
Figura 3.53 - Extensómetro electrónico	37

Figura 4.1 - Diagramas tensão–extensão dos provetes cilíndricos confinados da betão da viga G3-b.....	44
Figura 4.2 - Rotura do provete cilíndrico não confinado	45
Figura 4.3 - Rotura do provete cilíndrico não confinado	45
Figura 4.4 – Destacamento do betão de recobrimento no provete cilíndrico confinado	45
Figura 4.5 - Rotura do provete cilíndrico confinado	45
Figura 4.6 – Micro-fendilhação do núcleo de betão confinado	46
Figura 4.7 – Quebra da amarração do estribo	46
Figura 4.8 – Comparação da relação constitutiva do betão confinado e não confinado da viga G3-b.....	46
Figura 4.9 – Evolução da deformação no meio vão da viga R em função da carga	47
Figura 4.10 – Padrão de fissuras no vão esquerdo para a carga de 43 kN.....	48
Figura 4.11 - Padrão de fissuras no vão direito para a carga de 43 kN.....	48
Figura 4.12 – Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga R em função da carga	49
Figura 4.13 – Aspecto geral da viga R após a rotura	50
Figura 4.14 – Quebra do varão longitudinal do vão esquerdo na rotura da viga	50
Figura 4.15 - Comparação entre os momentos flectores teóricos e experimentais na viga R.....	50
Figura 4.16 - Padrão de fissuras no apoio central para a carga de 43 kN.....	51
Figura 4.17 - Medição da abertura da fenda no apoio central para a carga de 43 kN	51
Figura 4.18 – Evolução da redistribuição de esforços no apoio central da viga R.....	52
Figura 4.19 - Evolução da deformação no meio vão da viga G1-a em função da carga ...	53
Figura 4.20 – Evolução da deformação no meio vão da viga G1-b em função da carga ..	53
Figura 4.21 – Aspecto geral da rotura da viga G1-a	54
Figura 4.22 – Aspecto geral da rotura da viga G1-b.....	54
Figura 4.23 – Rotura por esmagamento do betão no apoio central da viga G1-a.....	54
Figura 4.24 – Rotura por esmagamento do betão no apoio central da viga G1-b.....	54
Figura 4.25 – Estado do vão esquerdo na rotura da viga G1-a	55
Figura 4.26 – Estado do vão direito na rotura da viga G1-b.....	55
Figura 4.27 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G1-a.....	55
Figura 4.28 – Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G1-b.....	55
Figura 4.29 – Abertura de fendas no apoio central da viga G1-a para a carga de 23 kN..	57

Figura 4.30 – Abertura de fendas no vão esquerdo da viga G1-a para a carga de 23 kN	57
Figura 4.31 – Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G1-a para a carga de 22,6 kN	58
Figura 4.32 - Padrão de fissuras no vão direito da viga G1-a para a carga de 22,6 kN	58
Figura 4.33 - Padrão de fissuras na viga G1-b para a carga de 23,8 kN	58
Figura 4.34 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G1-a	58
Figura 4.35 – Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G1-b	59
Figura 4.36 – Redistribuição de esforços na viga G1-a em função da carga	60
Figura 4.37- Redistribuição de esforços na viga G1-b em função da carga	60
Figura 4.38 – Evoluções da deformação a meio vão da viga G2-a em função da carga	61
Figura 4.39 – Evoluções da deformação a meio vão da viga G2-b em função da carga	61
Figura 4.40 – Aspecto geral da rotura da viga G2-a	62
Figura 4.41 – Aspecto geral da rotura da viga G2-b	62
Figura 4.42 - Estado do vão da viga G2-a	62
Figura 4.43 - Estado do vão da viga G2-b	62
Figura 4.44 – Rotura por corte no apoio de extremidade	63
Figura 4.45 – Rotura por esmagamento do betão no apoio central	63
Figura 4.46 – Estado do apoio central na rotura da viga G2-a	63
Figura 4.47 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G2-a	64
Figura 4.48 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G2-b	64
Figura 4.49 – Fragmento de betão da viga G2-a	65
Figura 4.50 – Abertura de fendas no apoio central da viga G2-a na carga de 40 kN	66
Figura 4.51 - Abertura de fendas no vão direito da viga G2-a na carga de 40 kN	66
Figura 4.52 – Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G2-a para a carga de 40 kN	67
Figura 4.53 – Padrão de fissuras no vão direito da viga G2-b para a carga de 40 kN	67
Figura 4.54 – Padrão de fissuras na viga G2-b para a carga de 40 kN	67
Figura 4.55 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G2-a	68
Figura 4.56 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G2-b	68
Figura 4.57 - Redistribuição de esforços na viga G2-a	69
Figura 4.58 – Redistribuição de esforços na viga G2-b	69
Figura 4.59 - Evoluções da deformação a meio vão da viga G3-a em função da carga	71
Figura 4.60 - Evoluções da deformação a meio vão da viga G3-b em função da carga	71
Figura 4.61 – Aspecto geral da Rotura da viga G3-a	72
Figura 4.62 – Aspecto geral da Rotura da viga G3-b	72

Figura 4.63 – Estado do apoio central da viga G3-a	72
Figura 4.64 - Estado do apoio central da viga G3-b.....	72
Figura 4.65 – Rotura por esmagamento do betão no vão da viga G3-a	72
Figura 4.66 – Rotura por esmagamento do betão no vão da viga G3-b	72
Figura 4.67 - Extensões médias nos varões longitudinais da viga G3-a	73
Figura 4.68 - Extensões médias nos varões longitudinais da viga G3-b.....	73
Figura 4.69 – Fragmento de betão do vão da viga G3-b	74
Figura 4.70 - Abertura de fendas no vão direito da viga G3-a na carga de 40 kN	75
Figura 4.71 - Abertura de fendas no apoio central da viga G3-a na carga de 40 kN	75
Figura 4.72 - Padrão de fissuras na viga G3-a para a carga de 40 kN	76
Figura 4.73 - Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G3-b para a carga de 40 kN ...	76
Figura 4.74 - Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G3-b para a carga de 40 kN ...	76
Figura 4.75 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G3-a	77
Figura 4.76 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G3-b.....	77
Figura 4.77 – Evolução da redistribuição de esforços na viga G3-a.....	78
Figura 4.78 – Evolução da redistribuição de esforços na viga G3-b.....	78
Figura 4.79 – Comparação dos deslocamentos experimentais das vigas ensaiadas em função da carga	81
Figura 4.80 - Comparação dos deslocamentos experimentais das vigas ensaiadas (ampliação).....	81
Figura 4.81 - Comparação dos momentos flectores experimentais actuantes no apoio central das vigas	83
Figura 4.82 – Comparação dos momentos flectores experimentais actuantes nos vãos das vigas.....	83
Figura 4.83 – Evolução da extensão do betão na secção do apoio central das vigas.....	85

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento geral

As estruturas de betão devem ser projectadas e concebidas para exhibir, durante o seu período de vida útil, níveis aceitáveis de segurança e durabilidade. Acontece que, nem sempre os níveis de segurança nas estruturas são os admissíveis, apresentando por vezes estados de degradação elevados, o que origina no limite o colapso progressivo da estrutura. Uma das principais causas deste cenário, é a diminuição da resistência do betão armado devido a degradação dos seus materiais, nomeadamente a corrosão das armaduras de aço.

Este facto, aliado aos elevados custos de manutenção e reparação das estruturas, levou a que, com o passar dos anos, os profissionais de engenharia civil começassem a dar a devida importância aos aspectos da durabilidade das estruturas de betão armado, justificando a procura de novos materiais estruturais altamente resistentes aos ataques dos agentes ambientais e que em simultâneo apresentem um elevado desempenho mecânico. Em consequência desta procura e dos sucessivos desenvolvimentos tecnológicos, surgem os materiais de matriz polimérica reforçados com fibras, normalmente designados de FRP's.

Os materiais de matriz polimérica, podem ser reforçados com vários tipos de fibras e podem assumir várias formas, destacando-se em particular os varões de fibras de vidro, pois estão directamente relacionados com o tema da presente dissertação. Os varões de fibra de vidro normalmente designados de GFRP's (em inglês, "Glass Fiber Reinforced Polymers") são materiais isentos de condutividade electromagnética, possuem uma elevada resistência à corrosão, uma elevada resistência mecânica à tracção e são muito mais leves que o aço [1].

Baseado nas características apresentadas anteriormente, os varões de GFRP começam a ganhar importância em termos de aplicabilidade na engenharia civil, principalmente em estruturas de betão armado expostas aos agentes ambientais agressivos, ou em estruturas onde a condutividade electromagnética possa ser prejudicial.

Contudo, razões como os elevados custos face aos varões de aço, ausência de ductilidade nos varões de GFRP (rotura frágil), baixo módulo de elasticidade, falta de regulamentos de dimensionamento e informação insuficiente no que diz respeito ao comportamento de estruturas de betão armado com varões de GFRP (nomeadamente a ductilidade global da estrutura), têm dificultado a sua aplicação. Todavia, é esperado que, com o aumento de conhecimento nesta área, com a publicação de códigos de dimensionamento e por conseguinte com a maior aplicabilidade dos varões de GFRP nas estruturas de betão, esta solução construtiva torne-se do ponto de vista económico, mais competitiva.

Importa referir que apesar dos varões de GFRP serem reconhecidos como uma alternativa promissora ao aço, torna-se indispensável continuar a aprofundar, a investigação nesta área. A análise do comportamento de estruturas hiperestáticas de betão armado com varões de GFRP, permite avaliar a capacidade de redistribuição de esforços e por conseguinte a ductilidade destas estruturas.

1.2 Motivação e objectivos do trabalho

O principal objectivo da investigação experimental desenvolvida no âmbito da presente dissertação, foi o de testar, avaliar e analisar o comportamento à flexão de vigas contínuas de betão armado com varões de GFRP. Para atingir os objectivos propostos nesta investigação, foram definidas quatro séries de ensaios experimentais, todas com características distintas e compostas por um total de sete vigas à escala reduzida. A primeira série experimental é composta por uma viga de referência armada com varões de aço, sendo as últimas três séries constituídas por vigas de betão armado com varões de GFRP. A fim de aumentar a fiabilidade dos resultados experimentais, optou-se por construir e ensaiar duas vigas com características iguais para cada uma das séries, exceptuando o caso da série de referência. Com a viga de referência, pretende-se comparar e analisar as diferenças existentes no comportamento à flexão destas duas soluções construtivas.

A segunda série de vigas, tem por base analisar o comportamento na rotura e em serviço das vigas contínuas armadas com varões de GFRP, dimensionadas de acordo com uma análise elástica linear de secção para uma carga de projecto equivalente à da viga de referência. Nestas vigas, é esperado um comportamento elástico até à rotura e por conseguinte, reduzida capacidade de redistribuição de esforços. A

terceira e a quarta série de vigas têm como principal objectivo, averiguar o efeito do confinamento do betão nas secções críticas das vigas, no modo de rotura, resistência, ductilidade e na capacidade de redistribuição de esforços nas vigas contínuas armadas com varões de GFRP. Para tal, na quarta série de vigas reduziu-se o espaçamento entre estribos na zona do apoio central, com a colocação de estribos com menores dimensões. Deste modo, espera-se incrementar a resistência e capacidade de redistribuição de esforços em relação às vigas da série três, em consequência do aumento da ductilidade do betão na zona do apoio central.

Pretende-se igualmente neste trabalho de investigação, avaliar e analisar experimentalmente o efeito do confinamento no comportamento do betão à compressão. Para tal, realizaram-se ensaios em provetes cilíndricos de betão não confinados e confinados com estribos em aço, sendo esperado nestes casos, maior capacidade de deformação plástica (ductilidade) após atingida a tensão máxima de compressão.

Finalmente, importa referir que, o programa experimental definido no âmbito da presente dissertação, pretende contribuir para o maior conhecimento de uma solução construtiva, pioneira, pouco divulgada e pouco utilizada pelos profissionais de engenharia civil. Pretende-se ainda colaborar na avaliação de parâmetros importantes e significantes no comportamento das estruturas de betão, como a ductilidade e a capacidade de redistribuição de esforços, como uma das formas a contribuir para ultrapassar as dificuldades inerentes à aplicabilidade dos varões de GFRP nas estruturas de betão.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada em 5 capítulos.

No presente capítulo apresenta-se o enquadramento geral do tema deste trabalho de investigação, na área da engenharia civil. Em seguida, indica-se a motivação, os principais objectivos desta investigação e os resultados pretendidos, terminando com uma síntese de cada capítulo da presente dissertação.

No capítulo 2 apresenta-se primeiramente os aspectos gerais a tidos em conta na filosofia de dimensionamento de elementos em betão armado com varões de GFRP. Em seguida, é descrito, com base numa revisão da literatura, o estado do

conhecimento nesta área. Finalmente, refere-se a importância que poderá ter o confinamento do betão nas vigas hiperestáticas armadas com varões de GFRP.

O capítulo 3 descreve todo o programa experimental definido na presente dissertação. Apresenta-se a descrição das séries experimentais, o procedimento e toda a instrumentação utilizada nos ensaios, sendo mostrado ainda a preparação das vigas. Para finalizar o capítulo, apresentam-se as propriedades mecânicas e físicas dos materiais utilizados nas séries experimentais. Os resultados experimentais dos ensaios de caracterização dos materiais, são igualmente apresentados neste capítulo.

Os resultados experimentais de todos os ensaios realizados são apresentados no capítulo 4. Este capítulo é dividido em três partes distintas. Começa-se com a apresentação e análise dos resultados experimentais dos provetes cilíndricos confinados transversalmente através de estribos de aço. Em seguida, apresentam-se os resultados experimentais dos ensaios de flexão às diversas séries de vigas contínuas de betão. Nesta fase, parâmetros como abertura de fendas, deformação, modos de rotura, capacidade resistente e redistribuição de esforços são analisados. Para finalizar o capítulo, mostra-se uma síntese comparativa dos vários resultados experimentais, nomeadamente, o comportamento em serviço e na rotura das várias séries de vigas. Durante a apresentação dos resultados experimentais, são expostas algumas observações, opiniões e conclusões.

Por fim, embora algumas conclusões sejam descritas ao longo da apresentação dos resultados, o capítulo 5 resume as conclusões gerais do presente trabalho. Neste capítulo, apresenta-se ainda algumas considerações para futuros trabalhos de investigação nesta área.

Capítulo 2

Análise e dimensionamento de vigas de betão armadas com varões de GFRP

2.1 Introdução

Neste capítulo, começa-se por descrever os aspectos gerais pressupostos no dimensionamento/comportamento de vigas de betão armado com varões de GFRP. Em seguida, com base numa revisão da literatura, apresenta-se o estado do conhecimento actual no que se refere à aplicação deste material na área da engenharia civil. Termina-se, com a referência à importância do confinamento do betão no comportamento à flexão das vigas de betão armado com varões de GFRP.

As equações/recomendações de dimensionamento de elementos de betão armado com varões de GFRP, segundo o regulamento americano ACI 440.1R-06 [1], são apresentados no anexo A.

2.2 Aspectos gerais da filosofia de dimensionamento

A filosofia de dimensionamento nos elementos estruturais em betão armado com varões de GFRP, apesar de assentes nos mesmos pressupostos (equilíbrio interno de forças e compatibilidade de extensões), diverge, da adoptada no dimensionamento dos elementos de betão armado com varões de aço. Este facto, justifica-se com as importantes diferenças existentes nas relações constitutivas dos dois materiais. Os varões de GFRP quando comparados com os de aço, são caracterizados pela rotura frágil (comportamento elástico-linear até a rotura), reduzido módulo de elasticidade e maior tensão de rotura [2]. Assim, no dimensionamento dos elementos estruturais com recurso a varões de GFRP, é necessário ter em conta as importantes diferenças existentes entre este material e o aço, principalmente no que diz respeito às suas características mecânicas.

Na verificação do estado limite último de flexão, os elementos em betão armado são dimensionados para que a armadura de aço entre em cedência, de acordo o Eurocódigo 2 [3], tirando assim proveito da elevada ductilidade dos varões de aço pós-cedência. Contudo, no caso dos elementos de betão armados com varões de GFRP, a filosofia de dimensionamento tem que ser naturalmente diferente, Neste sentido, o regulamento americano ACI 440.1R-06 [1], recomenda para a verificação

do ELU de flexão em vigas de betão armado com varões de GFRP, o modo de rotura por esmagamento do betão em detrimento da rotura pelos varões, pois em consequência do comportamento plástico do betão antes da rotura, estes elementos exibem maiores deformações plásticas (ductilidade).

O modo de rotura nos elementos em betão armado com varões de GFRP é previsto em função da quantidade de armadura utilizada nas secções críticas. Sendo assim, o modo de rotura por esmagamento do betão implica o dimensionamento de secções muito armadas quando comparado com o modo de rotura pelos varões, de forma a garantir através do equilíbrio de forças, que na secções críticas dos elementos a rotura ocorra por esmagamento do betão. De salientar, que o dimensionamento para este modo de rotura, apesar do uso de maior taxa de armadura, conduz a soluções mais económicas, devido ao menor factor de segurança imposto pelo regulamento ACI 440.1R-06 [1].

No caso dos elementos contínuos, a possibilidade de considerar no seu dimensionamento uma análise elástica-linear com redistribuição de esforços ou uma análise plástica tirando partido do comportamento não linear dos materiais, logicamente só faz sentido quando é considerada a rotura por esmagamento do betão. Todavia, tal consideração, depende ainda da capacidade de rotação plástica das secções críticas dos elementos de betão (neste caso, resultante da deformação plástica do betão à compressão antes da rotura) ser suficiente, de modo a garantir capacidade de redistribuição de esforços nas vigas, em consequência da formação das chamadas “rótulas plásticas” [4]. Uma técnica económica e de fácil aplicação com vista a incrementar a ductilidade das secções, é o confinamento do betão recorrendo as armaduras transversais (estribos).

No que respeita ao dimensionamento de elementos de betão arnados transversalmente com estribos de GFRP, a fraca resistência destes varões à flexão e ao corte (consequência na anisotropia deste material), reduz significativamente a resistência dos estribos feitos deste material, principalmente nas zonas de curvatura onde existe maior concentração de esforços de flexão e de corte [5].

Neste seguimento, recomenda-se que a tensão de tracção nas armaduras transversais de FRP's seja limitada [1], de modo a evitar a rotura prematura dos

estribos pelas zonas de curvatura, controlar a largura de fendas provenientes dos esforços de corte e ainda manter a integridade da resistência ao corte do betão.

Os varões de GFRP possuem baixa resistência à compressão, pelo que a sua contribuição no dimensionamento dos elementos de betão à flexão, deve ser desprezada, não sendo recomendado pelos regulamentos o uso destes varões em pilares ou em elementos sujeitos a grandes esforços de compressão [2]. Contudo, um estudo experimental publicado em Setembro de 2010 por A. Luca et al [6], sobre o comportamento de pilares armados com estribos e varões longitudinais de GFRP, conclui que o comportamento de pilares armados com varões de aço e de GFRP não apresentam grandes discrepâncias, quando sujeitos a um carregamento axial.

Outra particularidade a ter em atenção no dimensionamento de elementos de betão armado com varões de FRP's, prende-se com o princípio de compatibilidade de deformação entre as armaduras e o betão, onde é assumido a ausência de escorregamento entre os dois materiais. Todavia, no caso dos varões de GFRP, as propriedades de aderência com o betão dependem da preparação da superfície dos varões, que podem ser revestidos com areia, nervurados ou enrolados de forma helicoidal [7].

Por último importa referir, que devido ao baixo módulo de elasticidade e por conseguinte à menor rigidez dos varões de GFRP relativamente aos de aço, são esperados para os elementos armados com GFRP, maiores deformações e largura de abertura de fendas [5]. Em consequência, o dimensionamento destes elementos é normalmente condicionado pela verificação aos estados limites de serviço, principalmente no que diz respeito a deformação, já que devido à não corrosividade dos varões de GFRP, a verificação das aberturas de fendas faz-se sobretudo por razões de estética.

2.3 Estado do conhecimento

A rápida deterioração das estruturas de betão, resultante da corrosão nas armaduras de aço, justificou a procura de materiais altamente resistentes aos ataques dos agentes ambientais e que em simultâneo apresentem um elevado desempenho mecânico. Os materiais de matriz polimérica reforçados com fibras, ou FRP's, possuem estas características, e a vantagem da sua não condutividade electromagnética.

Desde 1980s [8], a comercialização e aplicação destes materiais nas estruturas de betão como armadura longitudinal, em substituição dos varões de aço, tem aumentado consideravelmente. Devido ao sucesso resultante da sua aplicação, sobretudo em ambientes agressivos, o uso de varões de GFRP (polímeros reforçados com fibras de vidro) nas estruturas de betão, tem sido considerado como solução eficaz aos problemas inerentes da corrosão do aço.

Em termos de durabilidade das estruturas, a utilização de varões de GFRP é uma mais-valia face ao aço, principalmente devido a elevada resistência a corrosão. Contudo, face às diferenças existentes nas propriedades mecânicas dos dois materiais, a análise e dimensionamento de elementos de betão armado com varões de GFRP, requer especial interesse.

Nos USA vários trabalhos de investigação surgiram durante a década de 90, onde autores, como, Faza e GangaRao [9], Nanni [10], Benmokrane et al [11;12], Masmoudi et al [13], Houssam et al [14], Vijay et al [15], entre outros, discutem e sugerem respectivamente nos seus artigos, o comportamento e o dimensionamento de vigas simplesmente apoiadas de betão armado com varões de GFRP.

Em consequência destes trabalhos, foi publicado pela “American Concrete Institute (ACI)” em 2001 nos USA, a primeira norma de referência, o ACI 440.1R-01, que aborda a utilização deste novo material estrutural. Actualmente esta norma americana vai na sua terceira versão, a última das quais, o ACI 440.1R-06 [1], publicado em 2006. No Japão foi também publicada a norma JSCE [16] pela “Japan Society of Civil Engineers (JSCE)”, e na Europa a FIB-40 [17], publicada pela “Fédération Internationale du Béton (fib)”. No Canada foi também publicado um manual de dimensionamento, o ISIS-3 [7], pela “Intelligent Sensing for Innovative Structures”. Todos os documentos referidos apresentam equações, recomendações de dimensionamento, principais limitações e vantagens da utilização deste material nos elementos de betão, contribuindo para o sucesso/aumento da sua aplicação na engenharia civil.

Recentemente, nomeadamente na última metade do século XXI, autores como Lee et al [5], Sungwoo et al [18], Rafi e Nadjei [19] Li e Wang [20], Shin et al [21], Mosley et al [22] e Barris et al [23] publicaram nos seus artigos trabalhos de investigação, que incidiram na avaliação experimental dos diversos parâmetros característicos do

comportamento de vigas simplesmente apoiadas em betão armado com varões de GFRP.

O último artigo mencionado, Barris et al [23], assume maior importância não só por ser recente, mas também por incidir sobre o comportamento à flexão de vigas em betão armado com varões de GFRP do fabricante Schoeck, ou seja, os mesmos varões utilizados na presente dissertação. Apresenta-se em seguida em jeito de resumo o trabalho desenvolvido por este autor, tal como, as suas principais conclusões.

Barris et al [23], desenvolveu um trabalho de investigação experimental, com o objectivo de analisar o comportamento à flexão de vigas de betão armado com varões longitudinais de GFRP. Aspectos como capacidade última resistente, modo de rotura, deformação e aberturas de fendas foram analisados e comparados com os resultados analíticos resultantes dos documentos de dimensionamento. No final, aborda a ductilidade das vigas ensaiadas.

No contexto da investigação experimental, foram ensaiadas 6 pares de vigas, todas com diferentes percentagens de armadura longitudinal. As vigas foram do tipo simplesmente apoiado com secção de altura 0,19 m e largura variável, possuindo comprimento entre apoios de 1,8 m. O esquema de carregamento e a pormenorização das vigas ensaiadas, são apresentados na Figura 2.1

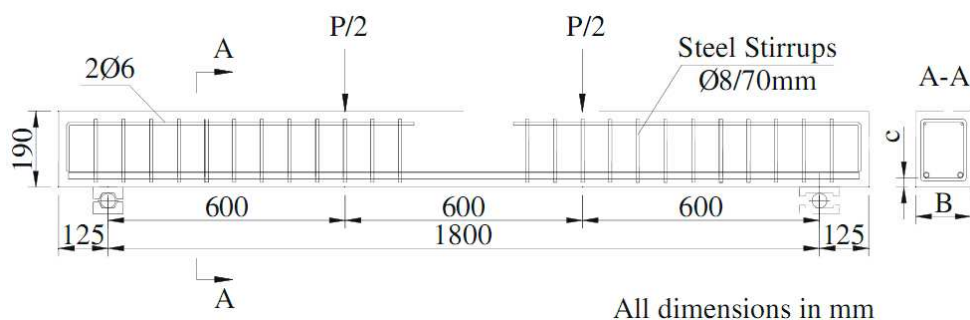


Figura 2.1 - Dimensões e pormenorização das vigas ensaiadas por Barris et al.[23]

Devido ao comportamento elástico linear dos varões de GFRP, todas as vigas exibiram um comportamento linear antes e após a abertura de fendas.

Na análise aos ELU de flexão, todas as vigas exibiram cargas de rotura superiores às calculadas de acordo com os regulamentos. O autor Justifica a diferença entre os resultados teóricos e os resultados experimentais, com o facto do valor da extensão máxima de compressão considerada no dimensionamento ser normalmente inferior

ao aferido experimentalmente (devido a grau de confinamento fornecido pela armadura de esforço transversal o betão atinge uma maior deformação na rotura).

Para os diferentes patamares de carga, a análise das extensões na secção de meio vão da viga, mostrou que a hipótese de Bernoulli é válida nestes elementos antes e após da abertura de fendas.

Em termos de estados limites de serviço, comparando os valores experimentais e os teóricos calculados segundo o ACI-440.1R 06 [1] e o EC2 [3], observou-se que até a carga de serviço a previsão das deformações das vigas estão de acordo com os resultados experimentais. No entanto, para cargas superiores, todas as previsões fornecidas por estes códigos subestimam a deformação. Segundo o autor, essa diferença pode ser atribuída ao facto destas equações serem desenvolvidas para cargas de serviço, ou seja, têm em conta apenas a relação linear tensão-extensão do betão (regime linear das vigas). Observou-se ainda que, todas as vigas apesar de exibirem uma rotura considerada frágil, apresentaram um elevado grau de deformabilidade.

Por último, a largura da abertura de fendas experimental é menor que as obtidas segundo o ACI [1], e EC2 [3], o que demonstra a boa aderência entre o betão e os varões de GFRP usados neste trabalho.

Em Janeiro de 2010 E. A. Ahmed et al [24] publicaram um artigo, no qual, avaliam e analisam o comportamento ao corte de vigas em betão armado com estribos de GFRP.

No contexto desta investigação experimental, foram construídas e ensaiadas um total de quatro vigas à escala real, tendo todas a mesma área de armadura longitudinal, todavia, consideraram diferentes tipos e áreas de armadura resistente aos esforços de corte (estribos). Destas vigas, três foram armadas com estribos de GFRP e uma armada com estribos de aço para efeitos de comparação. Além disso, todas as vigas foram simplesmente apoiadas, com comprimento de 6 m entre apoios e secção transversal tipo T.

A pormenorização, o esquema de ensaio e o sistema de apoio das vigas ensaiadas, são apresentados na Figura 2.2.

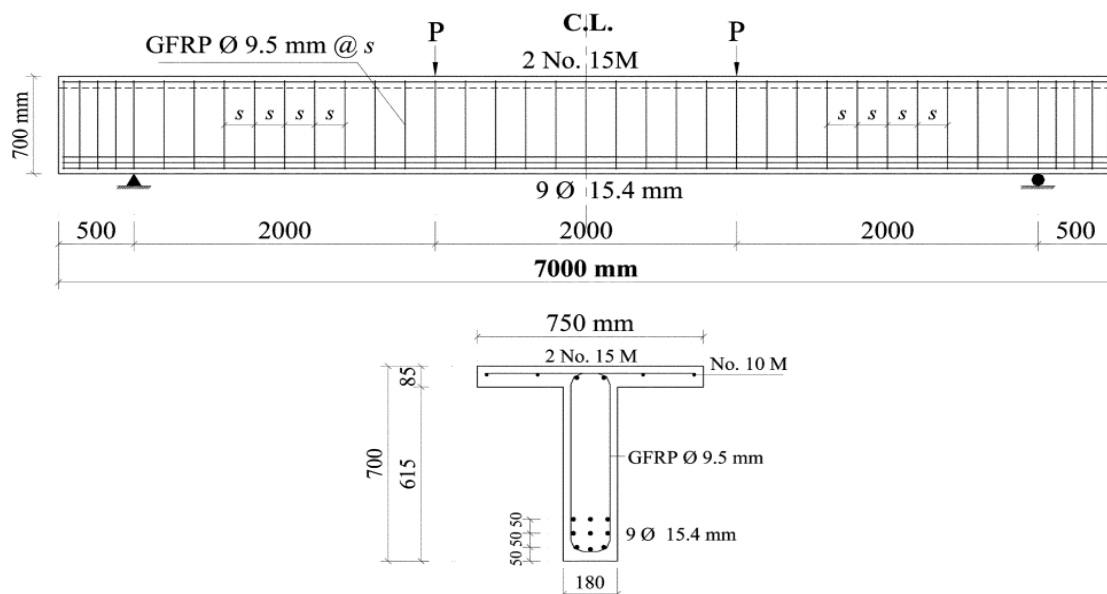


Figura 2.2 - Pormenorização e sistema de ensaio das vigas ensaiadas por E. A. Ahmed et al [24]

O espaçamento entre estribos adoptados por E. A. Ahmed para cada uma das vigas ensaiadas, apresenta-se na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Espaçamento entre estribos nas vigas ensaiadas por E. A. Ahmed et al [24]

S - Espaçamento (mm)	Viga			
	SG-9.5-2	SS-9.5-2	SG-9.5-3	SG-9.5-4
	300	300	200	150

Nota: Na designação das vigas, a primeira letra, S, indica a armadura longitudinal (S = steel), enquanto a segunda letra indica o material dos estribos (G de GFRP e S para o aço (em inglês, steel)).

Quanto menor o espaçamento dos estribos, menor foi a extensão verificada nos estribos em todos os patamares de carga e maior foi a capacidade resistente ao corte observada na rotura das vigas (em consequência do maior efeito do confinamento). A rotura das vigas, corresponderam a valores de força de corte de 272 kN, 259,33 kN, 337 kN e 416 kN respectivamente para as vigas SS-9.5-2, SG-9.5-2, SG-9.5-3 e SG-9.5-4. Observa-se assim, que a capacidade resistente ao corte da viga de referência, não apresenta diferenças significantes quando comparado com a sua homóloga com estribos de GFRP.

A nível de deformação, todas as vigas exibiram um comportamento semelhante, não havendo diferenças significativas entre as vigas com estribos de GFRP e a viga de referencia (estribos de aço), excepto, a viga SG-9.5-2, que exibiu maiores deformações. O padrão final das fissuras foi igualmente semelhante nos vãos de todas as vigas, destacando-se apenas as diferenças no número e no espaçamento das fendas diagonais devido aos esforços de corte.

Apesar de em todas as vigas as condições de ensaio terem sido semelhantes, após a fissuração, os estribos da viga de referência (SS-9.5-2) exibiram menores valores médios de extensão em comparação as restantes vigas armadas com estribos de GFRP. Tal justifica-se com maior índice de armadura transversal ($\rho E_{fy}/E_s$) da viga de referência, quando comparado com as restantes vigas armadas transversalmente com estribos de GFRP (módulo de elasticidade significativamente menor).

Comparativamente à viga de referência (SS-9.5-2), a presença de estribos de GFRP na viga equivalente, aumenta a contribuição do betão na resistência ao esforço transversal após a abertura de fendas.

Na rotura por esforço transversal, a inclinação da fissura de corte nas vigas armadas com estribos de GFRP está em boa concordância com o tradicional modelo de escoras e tirantes com inclinação de 45 graus, usado nas estruturas de betão.

Por último, a limitação da tensão última dos estribos de GFRP (tem em conta a menor resistência do varão de GFRP na curvatura dos estribos), tal como especificado no ACI 440.1R-06 [1] permite uma previsão mais rigorosa mas ainda um tanto conservadora da resistência ao corte dos elementos de betão armados com estribos de GFRP.

A avaliação do comportamento de vigas contínuas em betão armado com varões de GFRP teve início nos anos 90, por Grace et al [25], em que estudou o seu comportamento à flexão e ao corte, tal como a maneira de medir a sua ductilidade neste tipo de vigas.

Em 2008, Habeeb e Ashour [26] publicaram um artigo no âmbito do seu trabalho de investigação, no qual, analisam e comparam o comportamento à flexão de vigas simplesmente apoiadas e contínuas de betão armado com varões de GFRP. Uma viga contínua de betão armado com varões de aço foi igualmente ensaiada para efeitos de comparação.

Mais recentemente, Matos [27] no âmbito da sua dissertação de mestrado na Universidade Superior de Lisboa (IST), analisou numa campanha de ensaios experimentais, o comportamento à flexão de vigas hiperestáticas em betão armado com varões de GFRP. Aspectos como, resistência, modo de rotura, deformação e abertura de fendas, foram estudados e comparados com os resultados analíticos

resultantes dos regulamentos de dimensionamento em vigor. Finalmente, o efeito do confinamento do betão nas secções críticas das vigas em aspectos como, a redistribuição de esforços e ductilidade das vigas de betão armado com varões de GFRP, foram igualmente estudados e discutidos. Neste caso, foram ensaiadas 7 vigas contínuas com comprimento entre vãos de 1 m e com secção rectangular igual a $0,1 \times 0,12 \text{ m}^2$, sendo o aspecto geral do ensaio apresentado na Figura 2.3.



Figura 2.3 – Aspecto geral dos ensaios realizados por Matos [27]

A rigidez das vigas com varões de GFRP, reduz-se significativamente após a fissuração e na sequência da evolução da abertura das fendas, devido ao baixo módulo de elasticidade dos varões GFRP, pelo que estas vigas evidenciaram deformações maiores que a betão armado com varões de aço convencionais. As previsões da deformação segundo o regulamento ACI 440.1R-06 assemelham-se aos resultados experimentais, apenas para baixos níveis de carga (onde as vigas permanecem em regime linear). De notar, que o confinamento do betão à compressão nas zonas críticas das vigas, tende a aumentar a deformação no vão destas, em consequência da sua maior capacidade de redistribuição de esforços.

O acréscimo do confinamento no betão nas zonas críticas da viga apesar de não ampliar significativamente a sua capacidade resistente, permitiu o aumento da redistribuição de esforços na viga em 20 %. Este facto é explicado pelo confinamento do betão evidenciar-se mais no aumento da ductilidade do que no aumento da resistência (o aumento da resistência das vigas devido a este efeito foi de 13%).

Verificou-se ainda que para cargas de serviço, o nível de fendilhação foi bastante aceitável, verificando os limites regulamentares. Para cargas superiores, as formulações propostas pelos regulamentos não fornecem boas estimativas da

abertura de fendas, devido ao comportamento não linear das vigas nestes níveis de carga. Foi ainda constatado a boa ligação de aderência entre o varão GFRP (fabricante schoeck) e o betão, podendo mesmo neste caso ser superior à dos varões de aço.

Por último e tirando a verificação aos ELS, os resultados analíticos assemelham-se aos valores experimentais, desde que se considere os parâmetros adequados nas formulações de cálculo fornecidas pelo ACI 440R.1R-06 [1] e EC2 [3]. Note-se ainda, que estimativa do efeito do confinamento no betão (que tem influencia na extensão ultima do betão e na sua resistência) é o parâmetro mais importante, na estimativa dos resultados experimentais.

2.4 Importância do confinamento do betão nas vigas armadas com varões de GFRP

Por vezes, o dimensionamento de elementos de betão em regime linear, não é viável nem desejável por razões económicas, práticas e ainda razões de segurança. Nestes casos, torna-se necessário recorrer ao dimensionamento com base em análises plásticas e ou em análises elásticas com redistribuição limitada de esforços. Deste modo, tira-se partido do comportamento não linear dos materiais, o que possibilita do dimensionamento de estruturas mais económicas e mais dúcteis.

A ductilidade das vigas de betão armado com varões de aço é uma propriedade essencial no seu desempenho estrutural, pois garante-lhes capacidade de deformação plástica antes da rotura sem perda significativa da sua resistência, evitando assim o colapso frágil das estruturas. Esta característica resulta da exploração da capacidade de deformação plástica após a cedência dos varões de aço.

No caso das vigas contínuas de betão armado com varões de GFRP, a ductilidade não é possível devido ao comportamento elástico linear destes varões até a rotura. A falta de ductilidade nestes varões, obriga a que as secções críticas dos elementos de betão armado com varões de GFRP sejam dimensionadas de modo que, a sua rotura ocorra pelo esmagamento do betão, explorando, ainda que diminutamente, o comportamento plástico do betão antes da rotura.

Devido a esta nova filosofia de dimensionamento, surge o interesse na avaliação da capacidade de redistribuição de esforços nestes elementos e na capacidade de

deformação plástica das suas secções críticas, em exploração da ductilidade do betão à compressão.

O betão antes da rotura possui alguma capacidade de deformação plástica (ductilidade). Uma das técnicas construtivas adoptadas, com vista a incrementar a ductilidade do betão antes da rotura, é o confinamento do mesmo. De facto, o confinamento lateral do betão (restrição da expansão lateral por efeito de Poisson) aumenta a resistência do betão à compressão e confere-lhe uma maior ductilidade. A relação constitutiva dos betões confinados é diferente da dos betões não confinados, principalmente em relação à deformação máxima de compressão do betão na rotura. Este efeito pode ser conseguido através da cintagem do betão com armaduras transversais (estribos).

Na Figura 2.4, apresenta-se a relação tensão-extensão do betão confinado e não confinado proposta pelo EC2 [3].

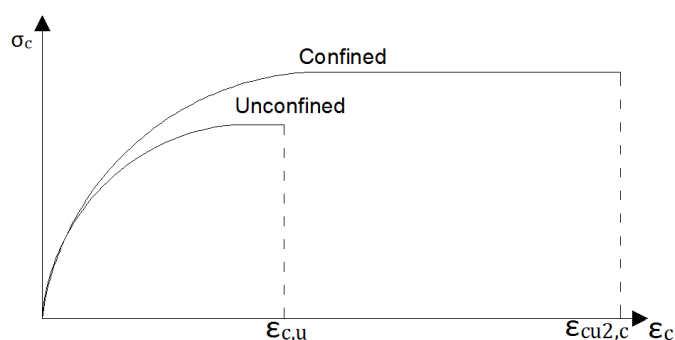


Figura 2.4 - Relação constitutiva do betão confinado e não confinado proposta pelo EC2 [3]

O confinamento do betão nas vigas armadas com varões de GFRP pode ser importante, principalmente quando a redistribuição de esforços nestes elementos de betão é necessária. O confinamento possibilita um elevado incremento na capacidade de rotação plástica das secções críticas e por conseguinte um aumento na capacidade de redistribuição de esforços e ductilidade global das vigas.

Capítulo 3

Estudo experimental de vigas contínuas em betão armado com varões de GFRP

3.1 Introdução

No presente capítulo apresenta-se o programa experimental, os equipamentos e instrumentação utilizados e as propriedades dos materiais envolvidos nos provetes ensaiados no âmbito da presente dissertação. É também apresentada a concepção das vigas ensaiadas.

O programa experimental foi definido com base na necessidade de avaliar e comparar o comportamento das vigas contínuas de betão armado com varões de GFRP e com varões de aço convencionais, quando sujeitas a esforços de flexão. A análise e comparação de aspectos como a capacidade resistente, a ductilidade, a capacidade de redistribuição de esforços, a deformação e a abertura de fendas, serão discutidas com base nos resultados do programa experimental.

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), que é o Laboratório da Região Autónoma da Madeira.

3.2 Procedimento dos ensaios e Instrumentação utilizada

A instrumentação utilizada, a estrutura de carregamento e os sistemas de apoio das vigas durante os ensaios, são apresentados na Figura 3.1 e na Figura 3.1

Todas as vigas foram submetidas a esforços de flexão através da aplicação de uma carga concentrada no meio dos vãos. O carregamento das vigas foi feito através de uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 1500 kN.

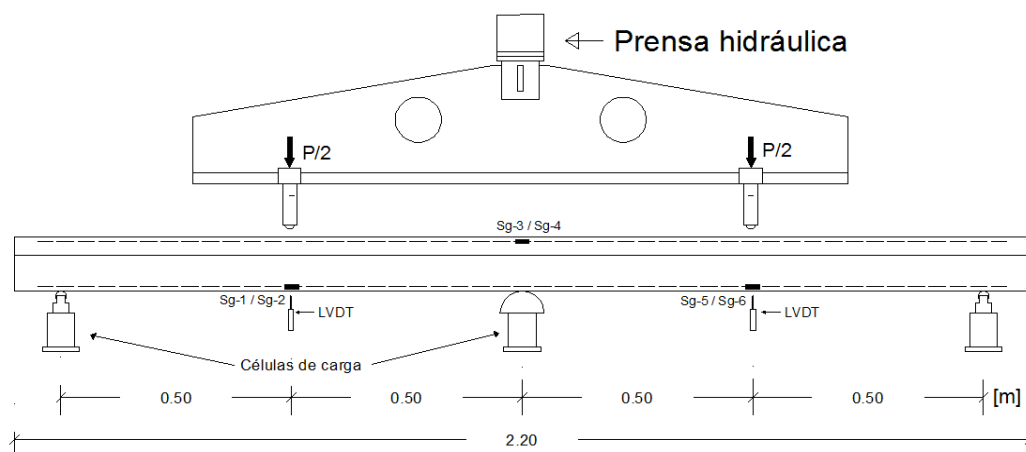


Figura 3.1 - Esquema geral das vigas ensaiadas



Figura 3.2 - Aspecto geral do ensaio de flexão

3.2.1 Estrutura de carregamento e instrumentação das vigas

A estrutura de carregamento adoptado nas vigas e o conseqüente diagrama de momentos flectores elásticos, são apresentados na Figura 3.3.

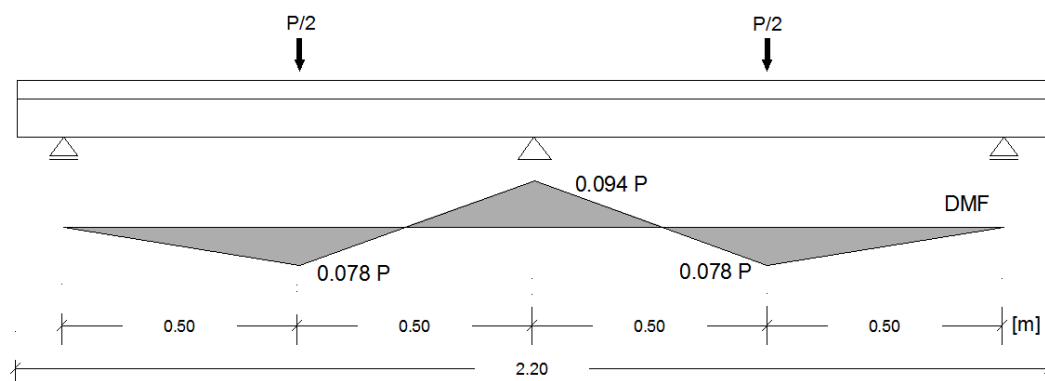


Figura 3.3 - Estrutura de carregamento e conseqüente diagrama de momentos flectores elásticos

Os sistemas de apoio utilizados nos ensaios das vigas, foram concebidos de forma a permitir a livre rotação no plano das mesmas. Os apoios de extremidade, admitem o deslocamento livre da viga horizontalmente, como mostra a Figura 3.4, enquanto o apoio central restringe o deslocamento horizontal, como ilustra a Figura 3.5.



Figura 3.4 - Apoio com possibilidade de deslocamentos horizontais

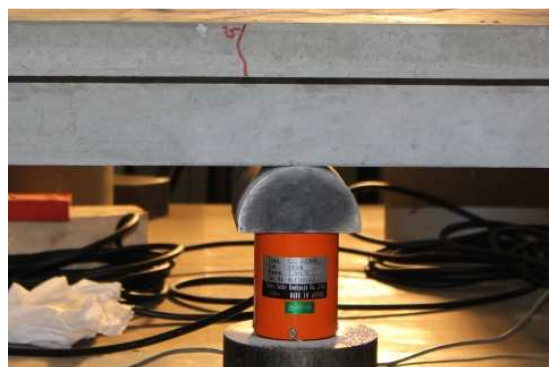


Figura 3.5 - Apoio com restrição de deslocamentos horizontais

A instrumentação utilizada nesta campanha de ensaios foram:

- Células de carga
- Transdutores de deslocamento ou LVDTs
- Vídeo – extensómetro
- Extensómetros eléctricos

As células de carga utilizadas foram do tipo “Novatech”, da empresa japonesa TML, com capacidade de carga máxima de 200 kN. Estas células foram colocadas na zona dos apoios, tal como mostra a Figura 3.4 e a Figura 3.5, com o objectivo de medir as reacções experimentais dos apoios da viga durante os ensaios.

O somatório das reacções resultantes das células de carga permite também conhecer com precisão o carregamento aplicado nas vigas, pois o valor da carga obtido através da prensa hidráulica apresenta um pequeno erro. Este erro justifica-se com a menor sensibilidade exibida pela prensa, quando a gama de valores de carregamento nas vigas são muito inferiores à capacidade máxima da prensa.

Para medir a deformação máxima nos vãos das vigas foram utilizados dois transdutores de deslocamento ou LVDT (Linear Variable Displacement Transducer), com capacidade de curso de ± 50 mm e precisão 0,001 mm, em ambas as secções de aplicação da carga. A Figura 3.6 apresenta o LVDT colocado sob a viga no ponto de aplicação da carga.

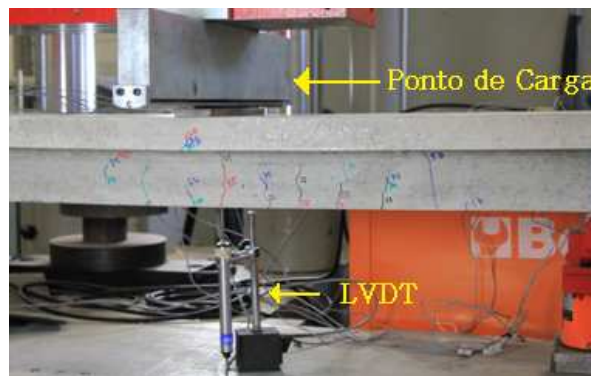


Figura 3.6 - LVDT colocado sob a viga, no ponto de aplicação de carga

Com o objectivo de monitorizar a deformação das vigas até ao fim dos ensaios e evitar possíveis danos nos LVDTs no momento da rotura, foram colocados já numa fase adiantada dos ensaios, uns suportes em madeira a meio vão, tal como mostra a Figura 3.7.



Figura 3.7 - Suporte em madeira para protecção dos LVDT

Uma das maiores dificuldades na monitorização dos ensaios realizados, foi a medição da extensão de compressão do betão, nas secções com maiores esforços de flexão. Como referido anteriormente, o dimensionamento destes elementos baseia-se na rotura por compressão do betão, sendo por isso a extensão última do betão uma propriedade fundamental na avaliação da sua capacidade resistente

Monitorizar o betão até à rotura torna-se difícil, principalmente devido aos fragmentos que saltam do mesmo quando sujeito a um estado de tensão elevado, o que impossibilita, nestes casos a fixação de extensómetros eléctricos ao betão. Numa tentativa de monitorizar a extensão do betão nas secções críticas das vigas até à rotura, foi utilizado durante os ensaios de flexão a vídeo - extensometria com recurso à câmara MINTRON de alta resolução existente no LREC, tal como mostra a Figura 3.8.



Figura 3.8 - Monitorização da extensão do betão através de vídeo-extensometria

Assim, nas vigas armadas com varões de GFRP foram previamente marcadas duas linhas paralelas na face lateral das vigas e em cada nível pretendido para a medição de deformação, como mostra a Figura 3.9. Estas linhas paralelas têm como objectivo servir de referência para a fixação de dois pontos na imagem (Pixéis) da câmara de

alta resolução. A distância entre esses dois pontos é medida em tempo real e convertida em extensão durante a realização do ensaio.

O processo de calibração da câmara de vídeo-extensometria na captura da distância entre os dois pontos fixados para cada nível de medição pretendido, ilustra-se na Figura 3.10.



Figura 3.9 - Marcas de referência para a câmara de vídeo - extensometria

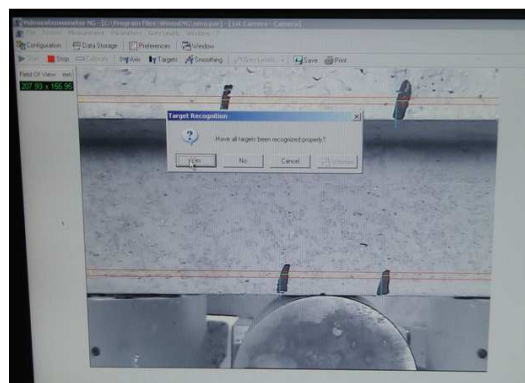


Figura 3.10 - Calibração da câmara de vídeo - extensometria

Os valores das extensões obtidas através da vídeo - extensometria por vezes não exibem grande rigor, pois a mudança das condições de luminosidade durante o ensaio podem afectar os resultados experimentais dos ensaios [28]. Assim, alguns fornecedores de vídeo - extensómetros recomendam o uso de uma luz de fundo brilhante e o sombreamento das janelas/portas para evitar a mudança brusca de luminosidade da sala dos ensaios [28]. Em todos os ensaios de flexão das vigas, utilizou-se uma luz de fundo com esse objectivo.

Com vista a monitorizar durante os ensaios as extensões de tracção nas armaduras longitudinais nas secções críticas da viga, foram colados na fase de construção das vigas extensómetros eléctricos nos varões longitudinais. Todos eles foram do fabricante TML e do tipo FLA-5-11-3L com capacidade máxima de monitorizar extensões na ordem dos $21 \pm 1\%$.

O plano de extensometria adoptado, nas vigas em betão armado com varões de GFRP, apresenta-se na Figura 3.11.

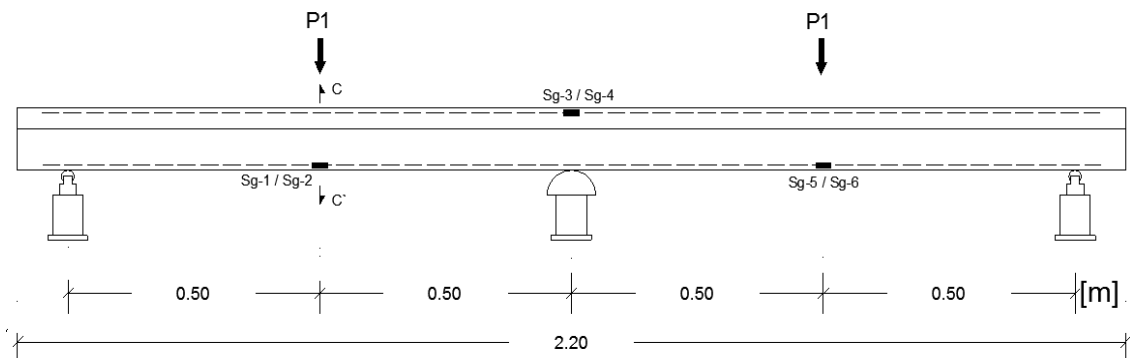


Figura 3.11 - Plano de extensometria nas vigas com varões de GFRP

Assim, foram colados na secção do apoio central e secções de meio vão das vigas armadas com GFRP, um extensómetro em cada um dos dois varões à tracção. No caso da viga R, apenas foi colado um extensómetro em cada secção, instrumentando assim unicamente um dos varões longitudinais.

Importa referir que, antes da colagem dos extensómetros foi necessário proceder a um tratamento de suavização da superfície de algumas zonas dos varões longitudinais, com o intuito de remover as nervuras/irregularidades do varão e aumentar a fiabilidade dos resultados experimentais. A Figura 3.12 mostra essa operação de suavização da superfície dos varões, enquanto, a Figura 3.13, apresenta o extensómetro após ser colado no varão de GFRP.



Figura 3.12 - Alisamento da superfície dos varões longitudinais de GFRP

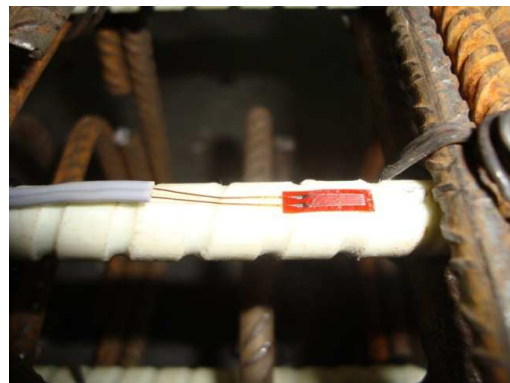


Figura 3.13 - Extensómetro colado ao varão de GFRP

De modo a proteger os componentes eléctricos dos extensómetros, do contacto com o betão fresco, todos os extensómetros foram isolados com verniz, como apresentado na Figura 3.14. De seguida e para evitar possíveis danos nos extensómetros durante a fase de betonagem das vigas, colocou-se ainda uma camada de um material de isolamento de impacto (neste caso silicone), tal como mostra a Figura 3.15.

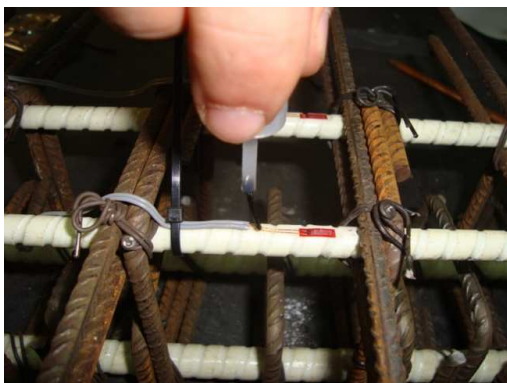


Figura 3.14 - Isolamento dos componentes eléctricos com verniz



Figura 3.15 - Protecção dos extensómetros com composto de silicone

3.2.2 Provetes cilíndricos de betão confinados

Na segunda parte do programa experimental, foram realizados ensaios de compressão em provetes cilíndricos de betão não confinados e confinados, construídos durante a betonagem das vigas G3-a e G3-b. Foram ainda realizados ensaios com vista a obter o módulo de elasticidade do betão, todavia, apenas no caso dos provetes da viga G3-b.

Em consequência de algumas irregularidades na face superior, alguns cilindros de betão tiveram de ser rectificadas de modo a que, durante os ensaios todo o corpo de prova estivesse sob o mesmo estado de compressão e por conseguinte os resultados experimentais fossem os mais fiáveis e realistas. A Figura 3.16 mostra esse processo de rectificação nos provetes cilíndricos, enquanto, a Figura 3.17 apresenta a diferença existentes faces dos provetes rectificadas e os não rectificadas.



Figura 3.16 - Rectificação do topo dos provetes cilíndricos



Figura 3.17 - Provetes rectificadas e não rectificadas

Seguindo a norma dos ensaios de módulo de elasticidade, as deformações foram monitorizadas no terço central do provetes cilíndricos, na frente e verso dos mesmos. A monitorização das deformações nas duas faces opostas dos cilindros, tem

por objectivo garantir que os provetes encontram-se sob o mesmo estado de tensão (a deformação numa face não pode ser 10 % superior da face oposta) e ainda obter a média de deformações de modo a fiabilizar os resultados experimentais.

A preparação dos provetes cilíndricos para o ensaio do módulo de elasticidade, apresenta-se na Figura 3.18 e na Figura 3.19.



Figura 3.18 - Preparação do provete para o ensaio de módulo de elasticidade



Figura 3.19 - Colocação do provete na prensa hidráulica

Para monitorizar a deformação do betão durante os ensaios de compressão dos provetes cilíndricos, foi utilizada novamente a câmara de vídeo-extensometria de alta resolução existente no LREC. Como dito anteriormente, este tipo de instrumentação por vezes não apresenta resultados de grande rigor quando comparado com outros tipos de instrumentos, todavia, tem a vantagem de não necessitar de ter contacto directo com o provete, o que permite a monitorização da deformação até a rotura. Durante a realização dos ensaios foi colocada uma luz de cor vermelha atrás da prensa hidráulica com o intuito de evitar a mudança brusca de luminosidade na zona dos ensaios, o que proporciona um maior rigor na leitura das deformações. O aspecto geral dos ensaios de compressão aos provetes cilíndricos de betão é apresentado, na Figura 3.20 e na Figura 3.21.

Para servir de referência à câmara de vídeo – extensometria, foram colados nas duas faces laterais e opostas dos provetes de betão dois cliques afastados de 100 mm, tal como apresenta a Figura 3.21. A colocação de um clipe em cada face do cilindro teve por objectivo obter a média da deformação nas duas faces paralelas dos cilindros. De referir que as deformações foram observadas no terço central dos provetes cilíndricos de betão, pois é nessa região que a relação tensão - deformação aproxima-se à do betão dos elementos estruturais.



Figura 3.20 - Monitorização da deformação do betão através da vídeo - extensometria



Figura 3.21 - Marcas de referência para a câmara de vídeo - extensometria

Finalmente, refira-se que, à excepção da câmara de vídeo-extensometria, os registos da restante instrumentação utilizada durante os ensaios, foram feitas através do data logger field point FP-2000 da National Instruments [29], ao qual foi acoplado o módulo FP-SG-140 para leitura dos extensómetros eléctricos, LVDTs e células de carga, como ilustra a Figura 3.22. A aquisição dos dados foi feita por computador portátil, por intermédio de um software criado em LabVIEW [30].



Figura 3.22 - Field Point (leitura da instrumentação utilizada nos ensaios)

3.3 Preparação das Vigas

Todas as vigas ensaiadas no presente trabalho foram construídas na Prebel, S.A., empresa que se dedica a produção de pré-fabricados na Região Autónoma da Madeira. Algumas fotografias da fase de construção destas vigas são apresentadas da Figura 3.23 à Figura 3.30.



Figura 3.23 - Cofragem em madeira



Figura 3.24 - Preparação das armaduras



Figura 3.25 - Colocação e protecção dos extensómetros



Figura 3.26 - Armadura colocada na cofragem



Figura 3.27 - Betonagem e vibração do betão



Figura 3.28 - Preparação dos provetes cúbicos



Figura 3.29 - Acabamento da face superior da viga

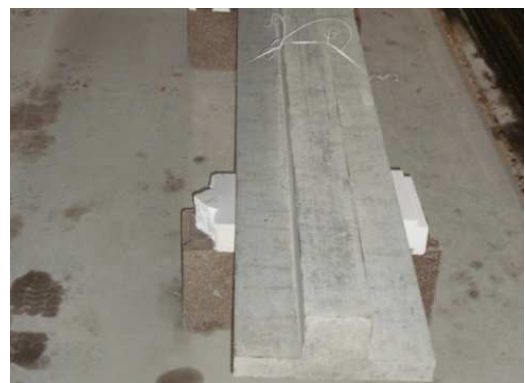


Figura 3.30 - Descofragem e armazenamento das vigas

3.4 Descrição das séries experimentais

O programa experimental definido no âmbito da presente trabalho, consiste na realização de uma campanha de ensaios em provetes à escala reduzida de vigas contínuas de betão com secção em T, com o objectivo de estudar o seu comportamento à flexão destas quando armadas com longitudinalmente com varões de GFRP.

Para a realização deste estudo experimental foram construídas 3 séries de vigas contínuas em betão armado com varões de fibra de vidro, todas elas com variáveis e objectivos de estudo diferentes. Foi ainda construído e ensaiado outra série de vigas constituída por uma viga de referência em betão armado com varões de aço, para efeitos de comparação. Com vista a aumentar a fiabilidade dos resultados experimentais, optou-se por construir e ensaiar duas vigas para cada tipo de série, exceptuando o caso da viga R.

Todas as vigas incluídas neste estudo experimental têm secção transversal em T com $0,1 \times 0,12 \text{ m}^2$ de alma e $0,3 \times 0,04 \text{ m}^2$ de banzo de compressão, tal como ilustrado na Figura 3.30. Estas vigas têm um comprimento de 2,2 m e pesam cerca de 110 kg. Refere-se que, como o objectivo deste trabalho é estudar o comportamento à flexão de vigas contínuas, utiliza-se em todas uma elevada percentagem de armadura de esforço transversal, constituída por estribos em aço de diâmetro de 6 mm espaçados de 0,06 m. Deste modo a preveniu-se a rotura prematura das vigas por esforço transversal. No banzo das vigas, devido às reduzidas dimensões, não foi possível moldar os estribos, tendo-se utilizado 2 varões de aço com diâmetro 6 mm espaçados igualmente de 0,06 m, como mostra a Figura 3.24 e a Figura 3.25.

Em todas as vigas dos 4 grupos os varões longitudinais têm 1,6 cm de betão de recobrimento.

3.4.1 Viga de referência (Viga R)

O primeira série é composto por uma viga de referência em betão armado com os varões de aço convencionais, intitulada de viga R. Conforme a pormenorização indicada na Figura 3.31, a viga de referência tem na zona face superior 2 varões de diâmetro 6 mm (área = $0,57 \text{ cm}^2$) e na face inferior 2 varões de diâmetro 8 mm (área = $1,01 \text{ cm}^2$).

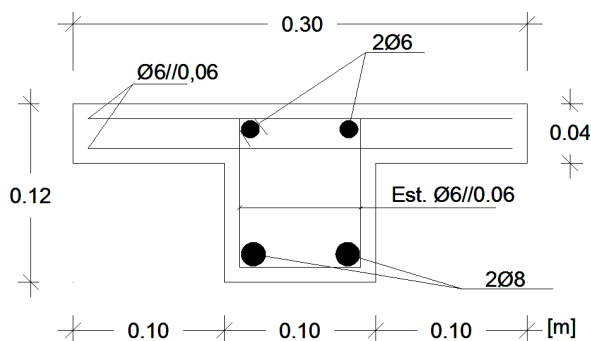


Figura 3.31 - Pormenorização da viga R



Figura 3.32 - Preparação das armaduras da viga R

A viga de referência tem como objectivo servir de comparação na avaliação do comportamento estrutural de vigas contínuas armadas longitudinalmente com varões de aço e com varões de GFRP. Neste sentido, a comparação de aspectos como a capacidade de carga, a deformação, a fissuração, a possível formação de rótulas plásticas nas zonas de maior esforço e por conseguinte a capacidade de redistribuição de esforços da viga, permite avaliar o benefício do uso de varões de GFRP nas vigas de betão.

3.4.2 Vigas em betão armado com varões de GFRP (série G1)

A segunda série de vigas definida no programa experimental, é composta por 2 vigas contínuas de betão armado longitudinalmente com varões de GFRP, denominadas por viga G1-a e viga G1-b.

Esta série tem como principal objectivo, avaliar o comportamento destas vigas quando adoptado o dimensionamento elástico ao estado limite último de flexão, para uma carga de projecto equivalente à da viga de referência. Com base neste dimensionamento, surge a pormenorização indicada na Figura 3.33.

As vigas G1-a e G1-b, tal como mostra a Figura 3.34, são armadas longitudinalmente com varões de GFRP (polímeros reforçados com fibra de vidro). Na face superior as vigas possuem uma área de $2,26 \text{ cm}^2$, proveniente de 2 varões de diâmetro 12 mm. Na face inferior, as vigas têm uma área de 1 cm^2 , devido a 2 varões longitudinais de diâmetro 8 mm.

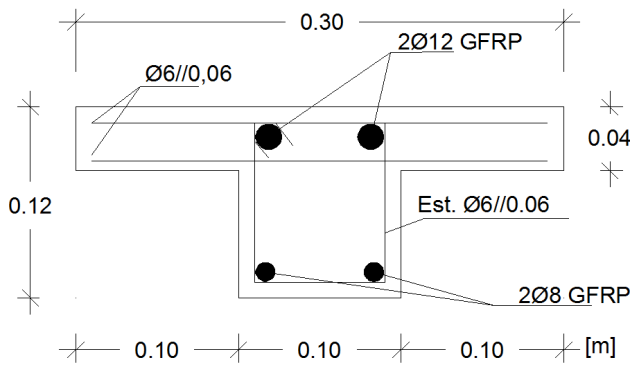


Figura 3.33 - Pormenorização da série de vigas G1



Figura 3.34 - Armaduras da série de vigas G1

3.4.3 Vigas em betão armado com varões de GFRP (série G2)

A terceira série de vigas, é igualmente constituída por 2 vigas de betão armado com varões de GFRP, com a designação de G2-a e G2-b. Esta série de vigas tem como objectivo principal, avaliar o grau de ductilidade das vigas contínuas com varões de GFRP e conseqüentemente o nível de redistribuição de esforços nestes elementos.

Em relação a série de vigas G1, nesta série, apenas inverteram-se a posição dos varões longitudinais, tal como mostra a pormenorização na Figura 3.35. Na prática, tal corresponde a diminuir o momento resistente das vigas no apoio central e aumentar o momento resistente dos vãos forçando assim, se possível, as vigas a uma eventual redistribuição de esforços do apoio central para os vãos, mediante uma eventual formação de rotula plástica no apoio central.



Figura 3.35 - Preparação da betonagem da viga G2

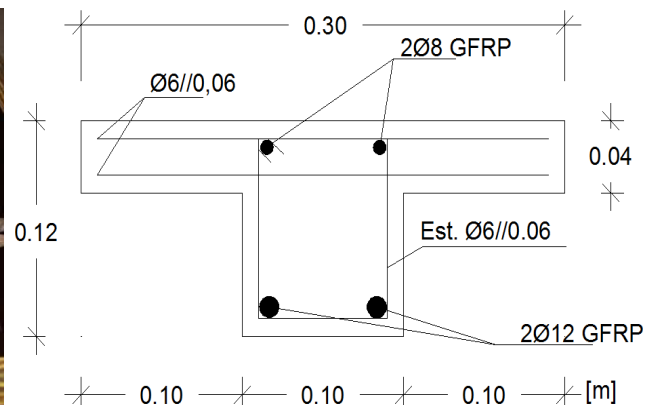


Figura 3.36 - Pormenorização da secção da série de vigas G2

De acordo com a pormenorização apresentada na Figura 3.36, passou-se a ter na zona de momentos negativos (apoió central) uma área de GFRP à tracção de 1 cm^2 , correspondente à 2 varões de diâmetro 8 mm, enquanto, na zona de momentos

positivos (vão esquerdo e direito), uma área de GFRP à tracção de 2,26 cm², fornecidos por 2 varões de diâmetro 12 mm.

3.4.4 Vigas em betão armado com varões de GFRP (série G3)

Uma questão pertinente na avaliação da ductilidade nas vigas em betão armado com varões de GFRP, é saber se nas regiões mais esforçadas o betão em compressão possui capacidade de deformação plástica (ductilidade) suficiente para formar as chamadas “rótulas plásticas”, validando assim para estes elementos as teorias de dimensionamento baseadas na análise elástica com redistribuição de momentos flectores e na análise plástica.

A capacidade de deformação plástica (extensão máxima) no betão nas secções críticas da viga e a sua resistência à compressão, condiciona predominantemente o grau de redistribuição de esforços e a capacidade de explorar a maior resistência das vigas contínuas armadas com varões de GFRP.

Com o objectivo de aumentar a capacidade de deformação plástica (ductilidade) do betão à compressão nas secções críticas, e por conseguinte a capacidade de redistribuição de esforços das vigas G2, na série de vigas G3 (mesma pormenorização) foram colocados estribos mais pequenos e espaçados a 0,03 m na zona do apoio central, tal como mostra a Figura 3.37.

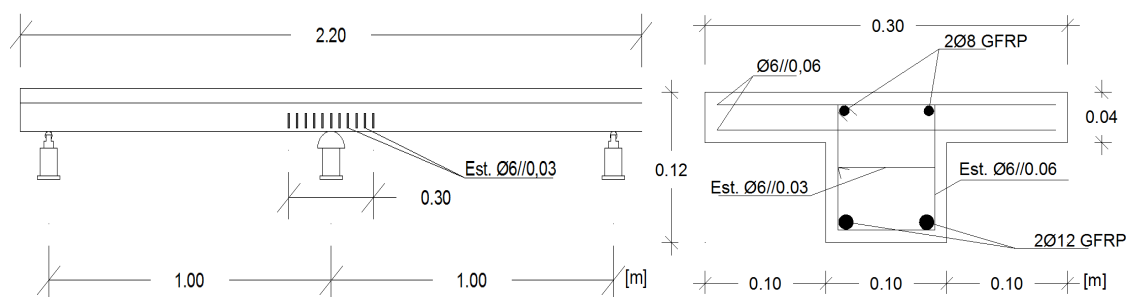


Figura 3.37 – Pormenorização do confinamento do betão na zona central das vigas G3

Com o maior confinamento do betão, pretende-se incrementar a capacidade de rotação plástica da secção do apoio central e consequentemente a capacidade de redistribuição de esforços/ductilidade nesta série de vigas.

Referir que, na zona dos vãos, devido à maior área de betão do banzo de compressão, optou-se por não cintar o betão como no apoio central, pois tal não pareceu ser significativo para o desempenho estrutural deste modelo de vigas.

A concepção e a pormenorização das armaduras de confinamento na zona do apoio central das vigas G3-a e G3-b, são respectivamente ilustrados na Figura 3.38 e na Figura 3.39.



Figura 3.38 - Construção/pormenorização do confinamento do betão no apoio central da viga G3-a

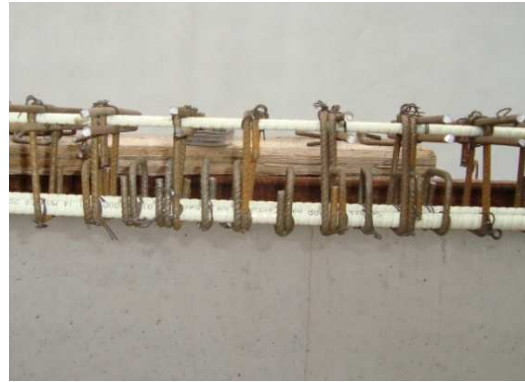


Figura 3.39 - Construção/pormenorização do confinamento do betão no apoio central da viga G3-b

3.4.5 Avaliação experimental do comportamento do betão confinado

A segunda parte do programa experimental definido na presente dissertação, consiste numa série de ensaios de compressão em provetes cilíndricos de betão confinados e não confinados. Estes ensaios tiveram como objectivo, o apuramento das diferenças existentes no comportamento do betão à compressão cintado e não cintado com estribos de aço, verificar a maior ductilidade do betão quando confinado e ainda estabelecer experimentalmente a relação tensão – deformação do betão na região do apoio central das vigas G3-a e G3-b.

Assim, durante betonagem destas vigas, foram moldados três provetes cilíndricos de betão confinados e três não confinados, sendo estes ensaiados na mesma data dos ensaios destas vigas. De maneira a garantir o recobrimento e o espaçamento, os estribos foram soldados a um varão longitudinal em aço com diâmetro de 6 mm.

As armaduras de confinamento e o processo de betonagem dos cilindros confinados, são apresentados da Figura 3.40 à Figura 3.43.



Figura 3.40 - Armadura para o confinamento dos provetes cilíndricos



Figura 3.41 - Betonagem dos provetes cilíndricos confinados



Figura 3.42 - Compactação do betão



Figura 3.43 - Cilindros betonados

Tal como mostra a Figura 3.40 e a Figura 3.41, os provetes cilíndricos de dimensões 150/300 mm foram confinados com estribos circulares em aço de diâmetro 6 mm e espaçados a 30 mm, com o propósito de simular o confinamento usado na região central das vigas G3-a e G3-b. A Figura 3.42, mostra na fase de betonagem dos provetes cilíndricos o processo de compactação do betão com um varão em aço, enquanto a Figura 3.43, apresenta os provetes cilíndricos logo após serem betonados.

Os resultados dos ensaios de compressão dos provetes confinados e não confinados são apresentados, no capítulo 4.

3.5 Propriedades dos materiais utilizados

Nesta secção são apresentadas as propriedades mecânicas e geométricas dos materiais usados na concepção das vigas. Para tal, realizaram-se ensaios em

algumas amostras dos respectivos materiais, com o objectivo de determinar as suas características mecânicas. Os resultados destes ensaios são apresentados em seguida.

3.5.1 Betão

A classe de resistência do betão pretendida para as todas as vigas foi a do C20/25, pois ainda representa uma classe de betão usada nas estruturas. Com apenas um molde de cofragem disponível, as vigas foram todas feitas em datas diferentes e por conseguinte com betões distintos, apresentando por isso entre elas algumas diferenças nas suas resistências à compressão.

A resistência média do betão aos 28 dias, f_{cm} , foi obtida experimentalmente, através de ensaios de compressão uniaxial em cubos de betão com 15cm de aresta, segundo o estipulado da norma NP EN-206 [30]. Contudo, o valor da resistência obtido a partir dos provetes cilíndricos de betão é mais realista e próximo da resistência do betão à compressão nos elementos estruturais. Segundo o EC2, a relação da resistência entre os provetes cilíndricos e cúbicos é da ordem dos 80% pelo que se adoptou a relação $f_{cm} = 0,8 \times f_{cm,cub}$ sempre que se pretendeu extrapolar para os cilindros os resultados dos ensaios realizados em cubos.

Os resultados da resistência média dos cubos de betão aos 28 dias e dos cilindros obtidos de acordo com o Eurocódigo 2 [3], são apresentados na Tabela 3.1. Tal como previsto, a resistência à compressão do betão das vigas, apresentam alguma discrepância. (betões diferentes).

Tabela 3.1 - Resistência média de compressão do betão aos 28 dias

Viga	Data de fabrico	Resistência média do betão -28 dias			
		Cubos		Cilindros	
		Amostras	f_{cm} (Mpa)	Amostras	f_{cm} (Mpa)
R	19-05-2010	3	31,83	-	25,464
G1 - a	01-06-2010	2	25,25	-	20,2
G1 - b	08-06-2010	2	28,25	-	22,6
G2 - a	14-06-2010	2	22	-	17,6
G2 - b	15-06-2010	2	27,25	-	21,8
G3 - a	18-06-2010	-	-	-	-
G3 - b	29-06-2010	-	-	-	-

Nota: Foram betonados provetes cilíndricos de betão apenas nos casos das vigas G3-a e G3-b.

Com o objectivo de determinar a resistência média de compressão do betão das vigas na data dos ensaios, pelos menos mais 2 cubos de betão foram feitos aquando da betonagem das vigas, sendo estes ensaiados na mesma data de ensaio das vigas.

No caso das vigas G3-a e G3-b, foram igualmente betonados provetes cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, com o intuito de determinar com maior precisão a resistência média do betão destas vigas no dia dos ensaios.

A resistência média dos cubos e dos cilindros à data dos ensaios, são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Resistência média do betão no dia dos ensaios,

Viga	Dia do ensaio	Dias	Resistência média - data do ensaio			
			Cubos		Cilindros	
			Amostras	f_{cm} (Mpa)	Amostras	f_{cm} (Mpa)
R	14-07-2010	55	3	35,83	-	28,66
G1 - a	22-07-2010	52	2	26,5	-	21,2
G1 - b	16-07-2010	38	2	30,75	-	24,6
G2 - a	19-07-2010	36	2	24	-	19,2
G2 - b	20-08-2010	66	2	30,5	-	24,4
G3 - a	23-07-2010	35	-	-	3	21,9
G3 - b	23-08-2010	55	3	30,5	3	29,6

Nota: No caso das vigas G3-a e G3-b, a tensão de compressão dos cilindros foram obtidas experimentalmente, enquanto nas restantes, foram obtidos de acordo com o EC2.

A título de exemplo, a Figura 3.44 apresenta os diagramas tensão - extensão dos provetes cilíndricos não confinados da viga G3-b. No caso da viga G3-a, devido à diminuta fiabilidade dos resultados experimentais dos ensaios de compressão, optou-se por não apresenta-los.

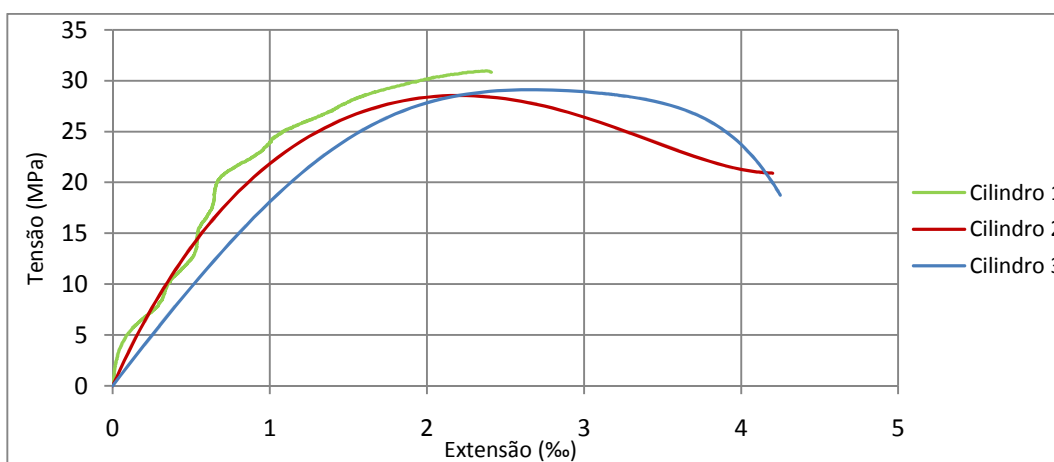


Figura 3.44 - Diagramas tensão - extensão dos provetes cilíndricos do betão não confinado da viga G3-b

3.5.2 Armaduras de aço

Na construção das vigas de betão foram utilizados varões de aço A500 de dois diâmetros diferentes. Os varões com diâmetros de 6 mm e 8 mm foram utilizados para armaduras longitudinais de flexão na viga R, e varões com diâmetro de 6 mm para armaduras transversais (estribos) de todas as vigas ensaiadas.

No Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), três amostras de cada diâmetro de varão foram testadas à tracção pura de acordo com a norma NP EN 10002 – 1 [32], a fim de se determinar o valor médio da tensão de cedência (f_y), o valor médio da tensão de rotura (f_t) e o módulo de elasticidade (E) deste material. Os resultados dos ensaios de tracção aos varões são apresentados na Tabela 3.3 e na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 - Tensão de cedência dos varões de aço

ϕ (mm)	f_y (Mpa)			
	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Média
6	647,60	649,25	653,73	650,19
8	577,96	631,08	575,86	594,96

Tabela 3.4 - Tensão de rotura dos varões de aço

ϕ (mm)	f_t (Mpa)			
	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Média
6	777,45	775,77	762,39	771,87
8	759,33	763,3	730,52	751,05

Os diagramas tensão – extensão dos varões de aço são apresentados nos gráficos da Figura 3.45 para o diâmetro de 6 mm e da Figura 3.46 para o diâmetro de 8 mm.

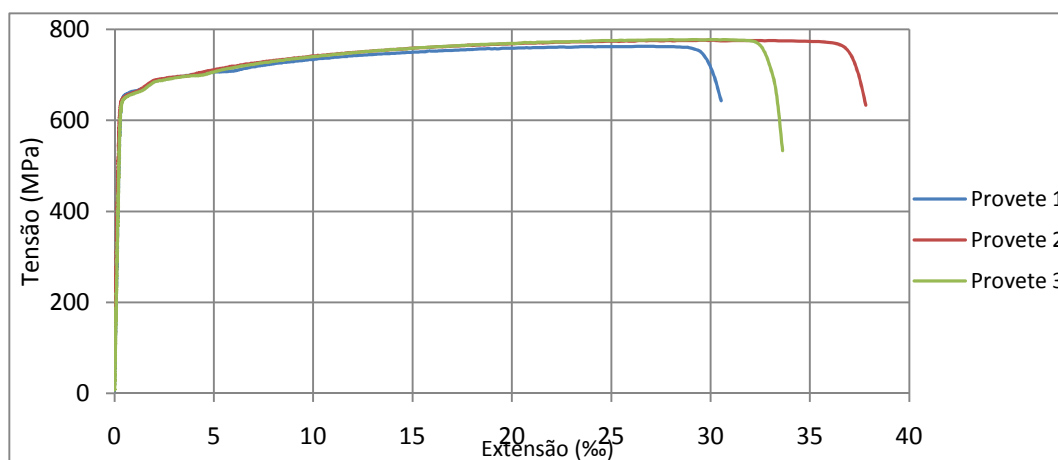


Figura 3.45 - Diagrama tensão – extensão para os varões de aço com 6 mm

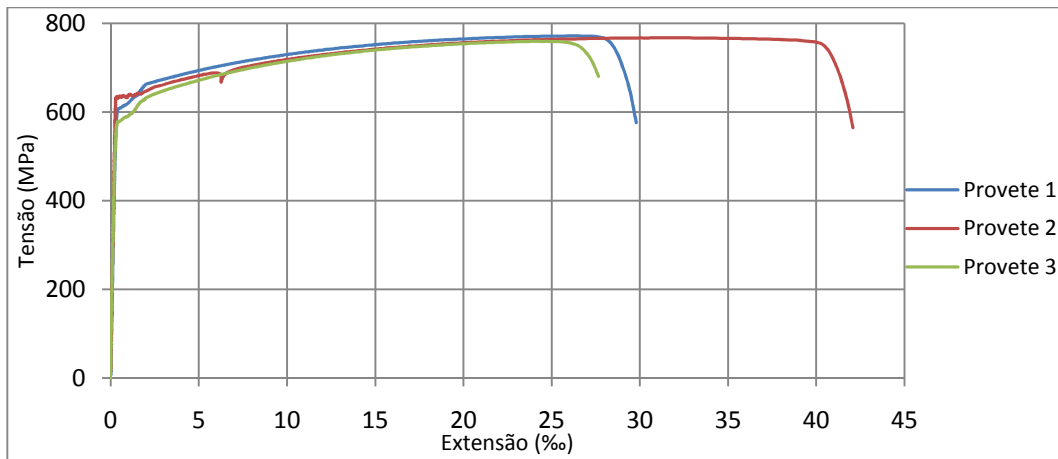


Figura 3.46 - Diagrama tensão - extensão para os varões de aço com 8 mm

Da observação dos gráficos, constata-se a grande capacidade de deformação plástica dos varões de aço utilizados, pós-cedência (elevada ductilidade).

3.5.3 Armaduras de GFRP

Neste trabalho experimental foram usados varões de GFRP do fabricante Schoeck [34] de diâmetros de 8 mm e de 12 mm, como mostra a Figura 3.47. Amostras dos varões de diâmetro de 8 mm foram testadas no Laboratório Regional de Engenharia Civil através do ensaio de tracção pura, com o objectivo de determinar a relação tensão - extensão e a tensão de rotura (f_f) deste material. A Figura 3.48 apresenta o esquema geral do ensaio de tracção e a rotura dos varões de GFRP.



Figura 3.47 - Superfície dos varões de GFRP



Figura 3.48 - Ensaio de tracção no varão de GFRP

Com o objectivo de evitar que o “aperto” das garras da prensa hidráulica nos ensaios de tracção provocasse o esmagamento nas extremidades do varão de GFRP [33], utilizou-se um sistema simples que consistiu em embeber cada extremidade dos varões de GFRP num tubo metálico com 200 mm de diâmetro e preencher o vazio com uma argamassa de alta resistência (neste caso uma resina epoxy).

A Figura 3.49 mostra o esquema geral de protecção dos varões de GFRP, e a Figura 3.50, apresenta os provetes de GFRP embebidos nos tubos metálicos.

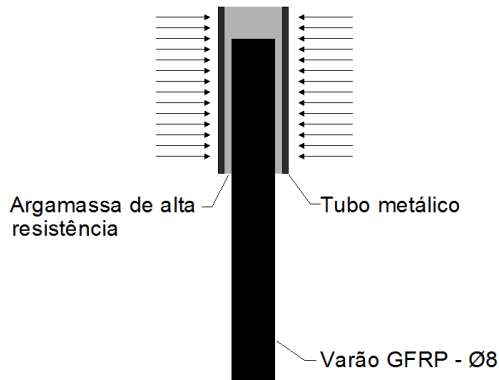


Figura 3.49 - Esquema de protecção dos varões



Figura 3.50 - Provetes dos varões de GFRP

Os valores médios da tensão de rotura especificada pelo fabricante Schoeck [34] e os valores de cálculo dos varões de GFRP adoptados pelo regulamento americano ACI 440.1R-06 [1], são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Propriedades médias e de cálculo especificadas pelo fabricante

ϕ (mm)	f_f (Mpa)		E (GPa)
	Valores médios	Valores de cálculo	Valor de cálculo
8	1500	1200	60
12	1350	1080	60

Nota: O valor de cálculo da tensão de rotura é obtido pela da redução do valor médio com um factor recomendado pelo ACI [3], que no caso do GFRP é igual a 0,8. Esse factor pretende ter em conta a exposição ambiental dos varões e os seus efeitos a longo prazo.

Os resultados experimentais dos ensaios de tracção aos provetes de GFRP de diâmetro 8 mm, são apresentados na Figura 3.51.

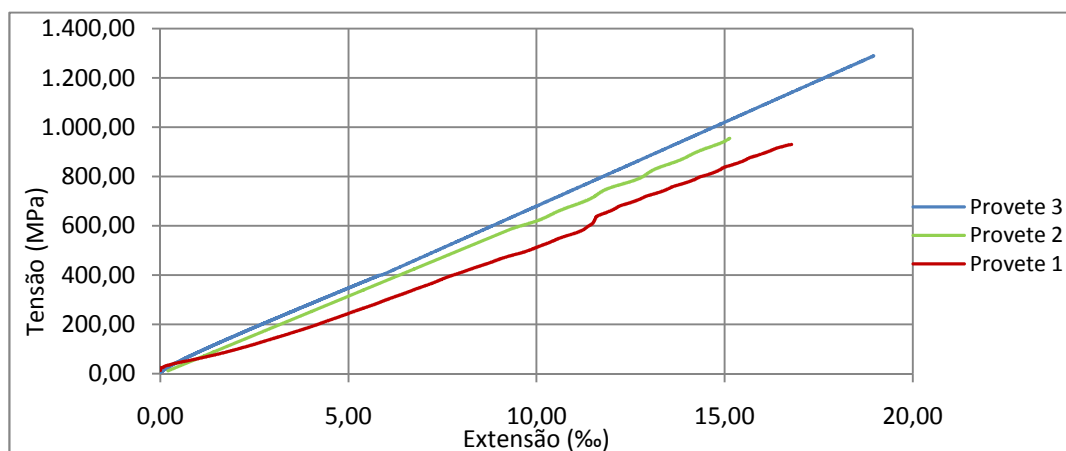


Figura 3.51 - Diagrama tensão - extensão para os varões de GFRP de diâmetro 8 mm

Tal como mostra a Figura 3.51, os varões de GFRP apresentam uma resposta elástico-linear até à rotura, sem qualquer patamar de cedência. Interessa igualmente mencionar, que nenhum dos provetes submetidos à tracção exibiu a tensão de rotura (f_f) especificada pelo fabricante Schoeck, apresentado na Tabela 3.5.

O facto de nenhum dos provetes exibir a tensão de rotura especificada pelo fabricante, pode ser explicado com a elevada força de aperto das garras no ensaio de tracção, o que acabou por esmagar os tubo metálicos colocados nas extremidades dos varões e consequentemente as fibras do varão de GFRP. No terceiro provete, em consequência da redução da força de aperto das garras da prensa, atingiu-se uma tensão de rotura consideravelmente superior. Conclui-se assim que com um tubo metálico mais resistente, ou com uma força de aperto nas garras menor (mas suficiente para impedir o escorregamento dos varões), os resultados obtidos seriam mais próximos dos especificados pelo fabricante.

Por último, importa referir que a evolução da deformação foi mais realista e linear no terceiro provete, como mostra a Figura 3.51. Tal justifica-se com a utilização de um extensómetro electrónico acoplado ao provete de GFRP, mais preciso e rigoroso na monitorização das deformações em comparação com o vídeo-extensómetro utilizado nos dois primeiros provetes. O extensómetro electrónico foi retirado aos 600 MPa de forma a prevenir possíveis danos no momento da rotura do varão.

A Figura 3.52, apresenta o vídeo-extensómetro utilizado na monitorização da deformação nos dois primeiros provetes e a Figura 3.53 apresenta o extensómetro electrónico acoplado no terceiro provete.

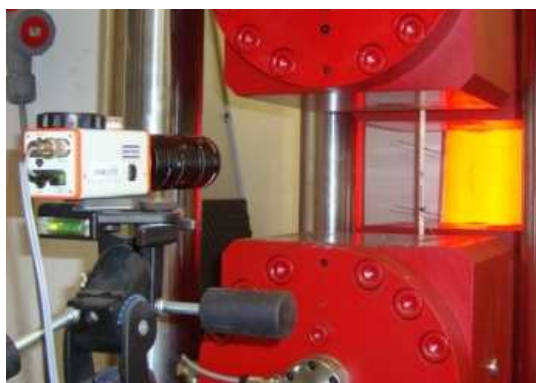


Figura 3.52 - Vídeo-extensometria

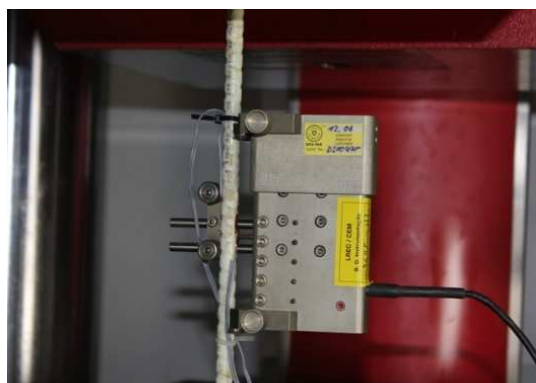


Figura 3.53 - Extensómetro electrónico

Capítulo 4

Análise e apresentação dos Resultados Experimentais

O presente capítulo é dividido em quatro secções. Na primeira secção apresenta-se uma previsão preliminar dos resultados experimentais, as equações e filosofias de dimensionamento adoptadas na previsão dos resultados experimentais.

Na segunda secção, apresenta-se o procedimento experimental adoptado nos vários ensaios realizados.

Na terceira parte, refere-se as expressões e algumas considerações tidas em conta na análise dos resultados experimentais.

No final do capítulo são apresentados e comparados os resultados experimentais de todos os ensaios de flexão nas vigas contínuas de betão realizadas no âmbito desta dissertação. Apresenta-se e compara-se ainda, os ensaios de compressão aos provetes cilíndricos de betão confinados e não confinados.

4.1 Previsão dos resultados experimentais

Nesta secção, apresenta-se a previsão preliminar dos resultados experimentais das vigas ensaiadas. No caso da série de G1, onde é previsível o comportamento elástico, a avaliação da carga de projecto baseia-se numa análise elástica de secção à flexão simples de acordo com o ACI 440.1R-06 [1]. Todavia no caso das vigas R, G2 e G3, onde se pretende a redistribuição de esforços do apoio central para os vãos, a avaliação da carga de projecto baseia-se numa análise plástica.

No que diz respeito aos estados limites de serviço (ELS), a estimativa da carga de fendilhação das vigas, é feita de acordo com as expressões 4.1 e 4.2, apresentadas no Eurocódigo 2 [3].

$$M_{cr} = w \cdot f_{ctm,fl} \quad (4.1)$$

$$f_{ctm,fl} = \text{máx}\{(1.6-h)f_{ctm}, f_{ctm}\} \quad (4.2)$$

Onde,

M_{cr} - Momento de fendilhação (kN.m);

W - Módulo de flexão da secção da viga (m³);

$f_{ctm,fl}$ – Resistência média à tracção do betão em flexão (MPa).

Quanto à carga de serviço das vigas, esta é definida de acordo com a combinação rara de acções, ou seja, através da expressão 4.3.

$$P_{Ser} = \frac{P_{sd}}{1.5} \quad (4.3)$$

Onde,

P_{Ser} - Carga de serviço (kN);

P_{sd} - Carga de projecto (kN).

Neste seguimento, apresenta-se na Tabela 4.1, os resultados das previsões para a carga fendilhação, carga de projecto e respectiva carga de serviço das séries de vigas ensaiadas.

Tabela 4.1 – Avaliação do comportamento em serviço das vigas

Série de vigas	M _{sd} (kN.m)		P _{sd} (kN)	P _{ser} (kN)	P _{cr} (kN)
	Apoio	Vão			
R	2,22	4,14	42	28	12,72
G1	3,18	4,79	33,8	22,6	12,72
G2	2,43	6,58	62,4	41,6	12,72
G3	2,43	6,58	62,4	41,6	12,72

Nota: As previsões anunciadas na Tabela 4.1 têm por base as propriedades de cálculo dos materiais.

Como referido anteriormente, no caso das vigas onde a redistribuição de esforços é prevista, as previsões da carga de dimensionamento, baseia-se numa análise plástica subentendendo a aplicação dos teoremas cinemático/estático e recorrendo às propriedades de cálculo dos materiais, apresentadas na secção 3.5. O mesmo, também é valido nas previsões da carga de rotura das vigas ensaiadas, contudo, neste caso devem ser utilizadas as propriedades médias das materiais, averiguadas experimentalmente na data dos ensaios das respectivas vigas.

De notar, que a análise não linear só faz sentido em vigas contínuas com elevada capacidade de rotação plástica das suas secções críticas, o que permite, à custa da redução do momento resistente negativo, a redistribuição de esforços para os vãos. Admitiu-se por hipótese, que as vigas R, G2 e G3 verificam estas condições.

Assim, atendendo aos sistemas de apoio e carregamento adoptados nos ensaios das vigas contínuas, a previsão da carga de dimensionamento/rotura recorrendo à análise plástica, é dada pela expressão (4.4).

$$P_{pl} = 4 \times M_{Rd}^- + 8 \times M_{Rd}^+ \quad (4.4)$$

Onde,

P_{pl} - Carga plástica de colapso (kN);

M_{Rd}^- - Momento resistente negativo (kN.m);

M_{Rd}^+ - Momento resistente positivo (kN.m).

Os momentos resistentes das secções (M_{rd}) e o respectivo modo de rotura das vigas, são previstos de acordo com cálculo elástico linear das secções críticas das vigas à flexão simples, como preconizado no EC2 [3] no caso da viga R e no ACI 440.1R-06 [1] nas vigas armadas com varões de GFRP (apresentado no Anexo A).

O modo de rotura, as previsões da capacidade resistente e os momentos flectores na rotura das vigas ensaiadas, são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Previsão da carga e modo de rotura das vigas ensaiadas

Viga	Momentos e Carga na rotura das Vigas						Modo de rotura
	Momento na rotura (kN.m)				Carga de rotura (kN)		
	ϵ_{cu} (‰)	Apoio	ϵ_{cu} (‰)	Vão	Análise elas.	Análise plás.	
R	3,5	4,05	3,5	7,24	43,1	74,12	Varão; Apoio
G1 - a	9	6,75	3,5	8,28	71,8	-	Betão; apoio
G1 - b	9	7,60	3,5	9,05	80,85	-	
G2 - a	9	5,20	3,5	10,63	55,3	105,8	Betão; vão
G2 - b	9	6,20	3,5	12,40	65,96	124,0	
G3 - a	11	6,06	3,5	11,59	64,47	116,9	Betão; vão
G3 - b	11	7,52	3,5	13,96	80,0	141,8	

Nota: Na previsão da carga de rotura, utilizou-se a resistência média dos materiais obtidas na respectiva data de ensaio das vigas (Tabela 3.2), o módulo de elasticidade do GFRP de 63 GPa, e o factor de segurança $\phi = 1$. As extensões consideradas têm por base os resultados experimentais verificados no apoio central do mesmo nos ensaios.

Por último, importa referir, que a previsão dos resultados experimentais acima anunciados teve como objectivo principal, apenas definir o procedimento experimental dos ensaios, contudo, permitem ter uma ideia relativamente aos modos de rotura, os níveis de carregamento de serviço e aos momentos flectores actuantes nas vigas ensaiadas.

4.2 Procedimento experimental

As várias etapas de carregamento, consideradas no procedimento dos ensaios, têm por base as previsões preliminares apresentadas na secção anterior. Considerou-se

ainda várias etapas de carregamento intermédias, sendo que em ambos os casos, efectuaram-se paragens de carga, para avaliar o estado da viga. Foram ainda realizados vários ciclos de descarga, com o objectivo de avaliar a capacidade de recuperação das vigas, principalmente no que diz respeito à deformação.

As várias etapas de carga e descarga, consideradas nos ensaios realizados da presente dissertação, são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Fases de carregamento dos ensaios

Viga	Etapa	Ciclos de Carga e Descarga											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
R	Carga (kN)	15	19	28	35	43	50	65	rotura				
	Descarga	sim	-	sim	-	sim	-	sim					
G1	Carga (kN)	15	19	24	30	35	50	60	70	80	rotura		
	Descarga	sim	-	sim	-	sim	-	sim	-	-	-		
G2	Carga (kN)	15	20	25	30	35	40	50	60	70	80	90	rotura
	Descarga	sim	-	sim	-	sim	-	sim	-	-	-	-	
G3	Carga (kN)	15	20	24	30	35	40	50	60	70	80	90	rotura
	Descarga	sim	-	sim	-	sim	-	sim	-	-	-	-	

Em cada paragem de carga, procedeu-se à identificação/marcação das fendas e à anotação da sua dimensão nas secções críticas das vigas, através de uma lupa com escala graduada. As fendas identificadas, foram marcadas numa das faces das vigas com cores diferentes, fazendo-se acompanhar com o respectivo valor de carga.

Finalmente, importa alertar, que os valores de carga apresentados na Tabela 4.3, não coincidem com os apresentados nos resultados experimentais, pois os valores anunciados nesta tabela, correspondem as etapas de carregamento impostas na prensa hidráulica e os valores apresentados na secção dos resultados experimentais, correspondem ao somatório das reacções experimentais nessas mesmas etapas de carregamento. Esta diferença, justifica-se com os erros de leitura na prensa hidráulica, em consequência da ordem de grandeza dos carregamentos impostos às vigas ser relativamente pequeno em relação à sua capacidade máxima de carga.

4.3 Análise dos resultados experimentais

Nesta secção refere-se algumas considerações tidas em conta no tratamento dos resultados experimentais das vigas ensaiadas. Como tal, expõem-se em seguida algumas observações importantes.

Na apresentação dos resultados experimentais, a força aplicada nas vigas é obtida através do somatório das reacções experimentais verificadas nos vários apoios. Assim, os níveis de carregamento apresentados, serão ligeiramente diferentes dos verificados na prensa hidráulica e apresentados Tabela 4.3. Este facto é explicado com o erro de leitura apresentado nos valores da prensa hidráulica, relacionado com a ordem de grandeza nos carregamentos destas vigas.

A carga de serviço apresentada nos resultados experimentais, foi obtida minorando a carga de dimensionamento, através da combinação rara, de acordo com a expressão 4.3..

A existência de deformação inicial nas vigas (conseguida durante o seu tempo de cura) e a conseqüente necessidade de se reajustar aos apoios no início da aplicação carga, explica alguns resultados não fiáveis no início dos ensaios e igualmente após alguns ciclos de descarga.

Os resultados experimentais das aberturas de fendas verificados nas secções críticas das vigas, serão apenas apresentados para cargas pouco superiores à de serviço, devido ao comportamento marcadamente não linear das vigas para níveis de carregamento muito superiores a esta.

Os extensómetros, apesar de grande parte apresentarem leituras razoáveis, alguns deles não exibem resultados completamente credíveis ou por vezes resultados semelhantes ao do extensómetro colado no outro varão da respectiva secção da viga, pelo que, em vez da média dos resultados em cada secção, serão apresentados todos os resultados experimentais verificados nos extensómetros durante os ensaios.

Ao anularmos as leituras das reacções de apoio das vigas antes do início do carregamento, despreza-se a contribuição do peso próprio das vigas na distribuição de esforços. Todavia, face aos níveis de carregamento verificados nas vigas, tal é considerado insignificante.

Os momentos flectores experimentais actuantes nas secções críticas das vigas, são obtidos recorrendo as reacções de apoio experimentais verificadas durante os ensaios. De acordo com as equações de equilíbrio estático os momentos flectores experimentais são calculados através das seguintes expressões.

$$M_{exp,dir}^+ = R_3 \times 0,5 \quad (4.5)$$

$$M_{exp,esq}^+ = R_1 \times 0,5 \quad (4.6)$$

$$M_{exp}^- = R_3 - P_{dir} \times 0,5 \quad (4.7)$$

Em que,

R_1, R_2, R_3 - Reacções de apoio das vigas (kN);

$M_{exp,dir}^+$ - Momento experimental no meio vão direito (kN.m);

$M_{exp,esq}^+$ - Momento experimental no meio vão esquerdo (kN.m);

M_{exp}^- - Momento experimental no apoio central da viga (kN.m);

P_{dir} - Força aplicada no meio vão direito (kN).

Recorrendo ao equilíbrio de esforços no apoio central, a força aplicada a meio do vão direito (P_{dir}) e no meio do vão esquerdo (P_{esq}) é determinada respectivamente de acordo com a expressão 4.8 e a expressão 4.9.

$$P_{dir} = R_2 + 2R_3 - \sum R \quad (4.8)$$

$$P_{esq} = \sum R - P_{dir} \quad (4.9)$$

Quanto aos momentos flectores teóricos nas secções críticas das vigas, estes são obtidos para cada nível de carregamento, através da análise elástica de esforços de acordo com as condições de apoio e carregamento das vigas.

Por último, a avaliação da percentagem de redistribuição de esforços nas secções críticas das vigas, para cada patamar de carga, é feita de acordo com a seguinte expressão.

$$Redistribuição = \left(\frac{M_{el} - M_{exp}}{M_{el}} \right) \times 100 \quad (4.10)$$

Onde:

M_{el} - Momento elástico (kN.m);

M_{exp} - Momento experimental (kN.m).

De referir ainda, que teoricamente para um dado nível de carregamento, a redistribuição de esforços no apoio central deverá ser igual ao somatório da que ocorre para os vãos.

4.4 Apresentação dos resultados experimentais

Nesta secção apresenta-se primeiramente os resultados experimentais dos ensaios de compressão realizados aos provetes de betão confinado, sendo em seguida, apresentados e analisados os resultados experimentais das vigas ensaiadas. Apresenta-se assim, os resultados experimentais do comportamento das vigas em situação de serviço e em situação de rotura. Mostra-se ainda, os resultados da medição da abertura de fendas nas secções críticas das vigas.

Finalmente apresenta-se em resumo, a sobreposição dos vários resultados experimentais, sendo que, são analisados e comparados na rotura e em situação de serviço, o comportamento das várias vigas ensaiadas.

4.4.1 Provetes cilíndricos confinados

Os resultados experimentais dos ensaios de compressão aos provetes cilíndricos de betão da viga G3-b são apresentados, na Figura 4.1.

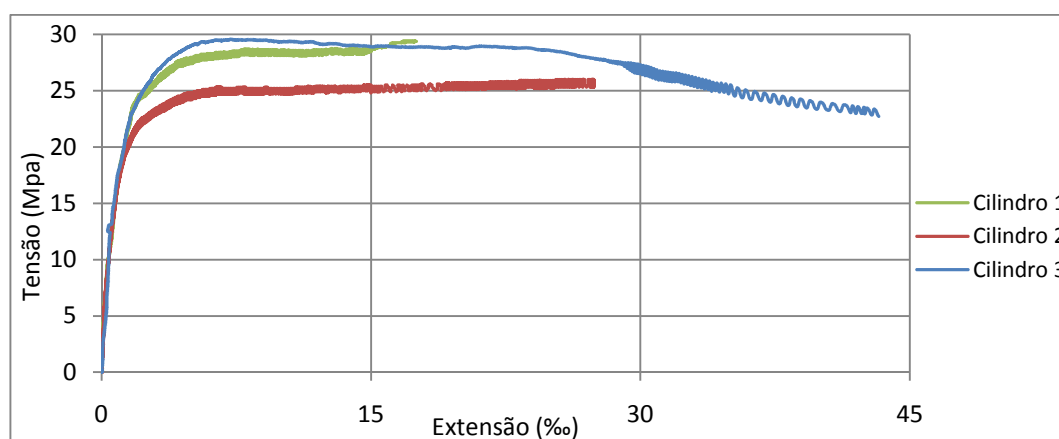


Figura 4.1 - Diagramas tensão-extensão dos provetes cilíndricos confinados da betão da viga G3-b

Da análise do gráfico anterior, observa-se que tal como esperado, o efeito de um adequado confinamento influencia de forma relevante o comportamento do betão, principalmente depois de atingida a sua tensão máxima. Após atingir a sua capacidade máxima resistente, os provetes confinados exibiram grande capacidade de deformação plástica em consequência do impedimento da expansão lateral (através da colocação de armaduras transversais), que ocorre por efeito de Poisson no núcleo de betão confinado.

Realmente foi evidente que nos provetes não confinados, a rotura sucedeu repentinamente logo após o destacamento de betão da superfície do cilindro.

Contudo, nos casos dos provetes confinados e após atingida a sua carga máxima, o cilindro continuou a deformar-se, sucedendo-se gradualmente o destacamento do betão de superfície, sem que a perda de resistência fosse muito significativa. Deste modo comprova-se a maior ductilidade do betão quando confinado com armaduras transversais.

O modo de rotura normalmente verificado nos provetes cilíndricos não confinados, apresenta-se na Figura 4.2 e na Figura 4.3. Quanto aos provetes cilíndricos confinados com estribos em aço apresenta-se respectivamente, na Figura 4.4 e na Figura 4.5, o destacamento do betão superficial dos provetes e o seu aspecto geral antes da rotura.



Figura 4.2 - Rotura do provete cilíndrico não confinado



Figura 4.3 - Rotura do provete cilíndrico não confinado



Figura 4.4 - Destacamento do betão de recobrimento no provete cilíndrico confinado



Figura 4.5 - Rotura do provete cilíndrico confinado

Observou-se também numa fase adiantada dos ensaios aos provetes cilíndricos confinados, uma elevada micro-fendilhação e o destacamento de pequenos fragmentos betão no núcleo confinado. Perto da rotura, foi ainda notório em alguns casos, a quebra da amarração nos estribos de aço, tal como mostra a Figura 4.6 e a Figura 4.7.



Figura 4.6 - Micro-fendilhação do núcleo de betão confinado



Figura 4.7 - Quebra da amarração do estribo

Os factos referidos anteriormente, permite-nos concluir que o efeito do confinamento do betão depende de aspectos como a tensão de rotura dos estribos, do seu espaçamento e ainda da sua correcta amarração.

Em jeito de comparação apresenta-se na Figura 4.8, a relação tensão-extensão dos provetes de betão confinados e não confinados da viga G3-b. No caso da viga G3-a, devido a incompressibilidade e por conseguinte a duvidosa fiabilidade dos resultados experimentais, opta-se por não apresentá-los na presente dissertação.

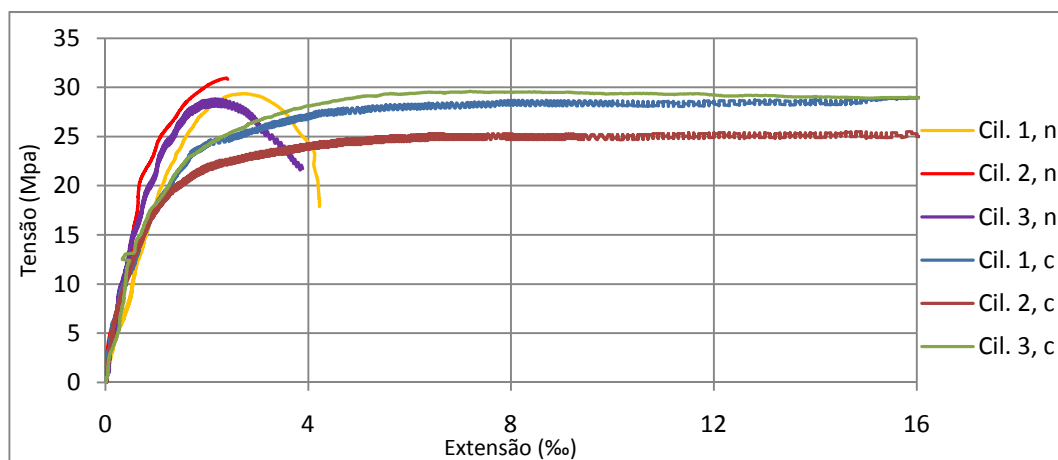


Figura 4.8 - Comparação da relação constitutiva do betão confinado e não confinado da viga G3-b

Nota: Cil. 1, n = "Cilindro não confinado"; Cil. 1, c = "Cilindro confinado"

Da sobreposição de resultados, observa-se que neste caso de estudo, o efeito do confinamento quase não alterou o módulo de elasticidade e o valor da tensão máxima de compressão do betão (como esperado de acordo com a relação constitutiva do EC2, apresentada na secção 2.4). É ainda notório a maior capacidade de deformação do betão quando confinado, após atingir a tensão máxima, tal como referido anteriormente.

Em conclusão poderá afirmar-se que uma cintagem adequada em secções de betão, com recurso às armaduras transversais, tem um efeito significativo no aumento da sua ductilidade e por conseguinte na ductilidade global dos elementos de betão armado.

4.4.2 Viga de Referência

A evolução das deformações a meio vão (d_1 e d_2) durante o ensaio da viga R, apresenta-se no gráfico da Figura 4.9. Neste gráfico observa-se facilmente três inclinações principais na curva, que representam nas diferentes fases de carregamento a diferença na rigidez de flexão da viga, nomeadamente, a rigidez elástica até a carga de fissuração na volta dos 12,6 kN, a rigidez após fissuração e antes da cedência por volta da carga 57 kN e finalmente a rigidez após cedência das armaduras e antes da rotura na volta dos 73,7 kN.

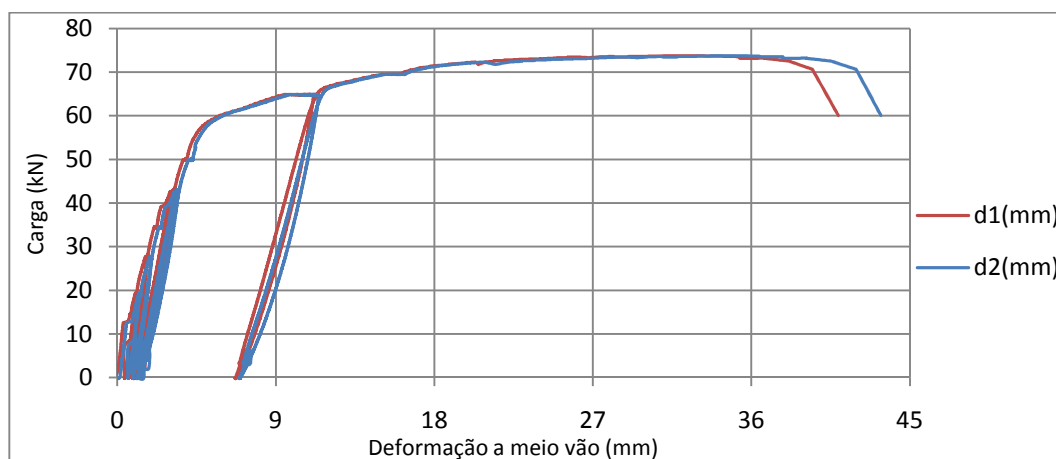


Figura 4.9 – Evolução da deformação no meio vão da viga R em função da carga

Nota: d_1 = “Deformação no vão esquerdo”, d_2 = “deformação no vão direito”.

A Tabela 4.4, apresenta para as cargas referidas anteriormente, a correspondente deformação média dos vãos e a rigidez da viga para cada uma das três fases. De notar, que a rigidez da viga obtém-se através do rácio entre o aumento da carga e o aumento da deformação média do vão, em cada fase referida anteriormente

Tabela 4.4 – Rigidez da viga R nas diferentes etapas de carregamento

	Viga R		
	P (kN)	$d_{\text{médio}}$ (mm)	K (kN/mm)
Fissuração	12,6	0,44	28,4
Cedência	57	4,83	10,1
Rotura	73,7	33,8	0,57

Os diferentes valores de deformação para o valor de carga igual a zero apresentados no gráfico da Figura 4.9, representam os danos residuais na viga após os vários ciclos de carga e descarga. Observa-se igualmente, que antes de atingir a carga de cedência, a viga revelou boa capacidade de recuperação ao nível da deformação (pequenos danos residuais), contudo, após atingir a carga de cedência a viga manteve-se com grandes danos residuais após o ciclo de descarga. Este facto, justifica-se com a diminuta capacidade de recuperação dos varões de aço, após atingirem o regime plástico

Para a carga rara de serviço obtida de acordo com a expressão 4.3, apresenta-se na Tabela 4.5, a deformação média no vão e a abertura de fendas nas secções críticas da viga.

Tabela 4.5 - Deformação e abertura de fendas na viga R para a carga de serviço

Carga (kN)	Deformação (mm)	Abertura de fendas (mm)	
		Apoio	Vão
27,9	1,73	0,6	0,18

Nota: A deformação apresentada corresponde à média das verificadas nos vãos

Na Figura 4.10 e na Figura 4.11 apresenta-se respectivamente o padrão das fissuras no vão esquerdo e no vão direito da viga R, para a carga de projecto (43 kN) prevista através do cálculo plástico.

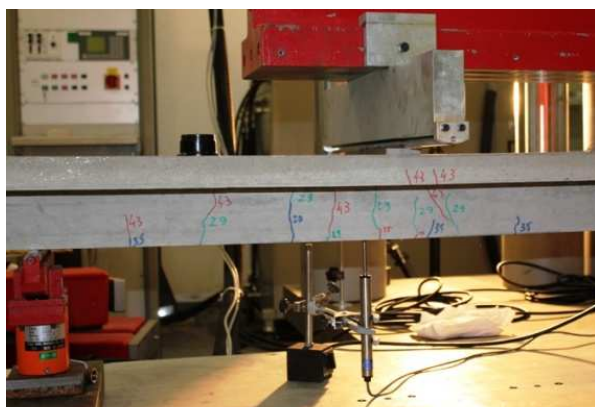


Figura 4.10 - Padrão de fissuras no vão esquerdo para a carga de 43 kN



Figura 4.11 - Padrão de fissuras no vão direito para a carga de 43 kN

A largura da abertura de fendas na secção do apoio central e no vão esquerdo para os diferentes patamares de carga adoptados, são apresentadas na Tabela 4.6. De referir, que a maior abertura de fendas verificada na zona do apoio central da viga, justifica-se teoricamente com pelo maior momento flector nesta secção e com a menor área de armadura superior na viga (menor rigidez).

O aumento da abertura das fendas na viga foi observado e anotado em duas secções diferentes (fissura do apoio central e a fissura do vão esquerdo abaixo do ponto de aplicação da carga), para os patamares de carga apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.6 - Evolução da abertura de fendas

Carga (kN)	Abertura de fendas (mm)	
	Vão Esquerdo	Apoio
14,6	0,1	0,3
19	0,15	0,4
27,9	0,18	0,6
34,4	0,24	0,8
42,7	0,28	0,9
50	0,32	1

A elevada deformação plástica das armaduras longitudinais de flexão (confirmando a elevada plasticidade dos varões de aço pós-cedência), a formação de rótulas plásticas e o respectivo valor da carga é confirmado pelo aumento repentino das extensões dos varões, nas secções críticas da viga R, tal como apresenta o gráfico da Figura 4.12. Importa referir, que toda a extensometria colada aos varões de aço registaram valores aceitáveis de extensão, contudo, não fora capaz de monitorizar os varões até a carga de rotura da viga. Este facto é explicado pela perda precoce dos extensómetros ou então pela capacidade máxima de deformação destes, ter sido atingida antes da rotura da viga.

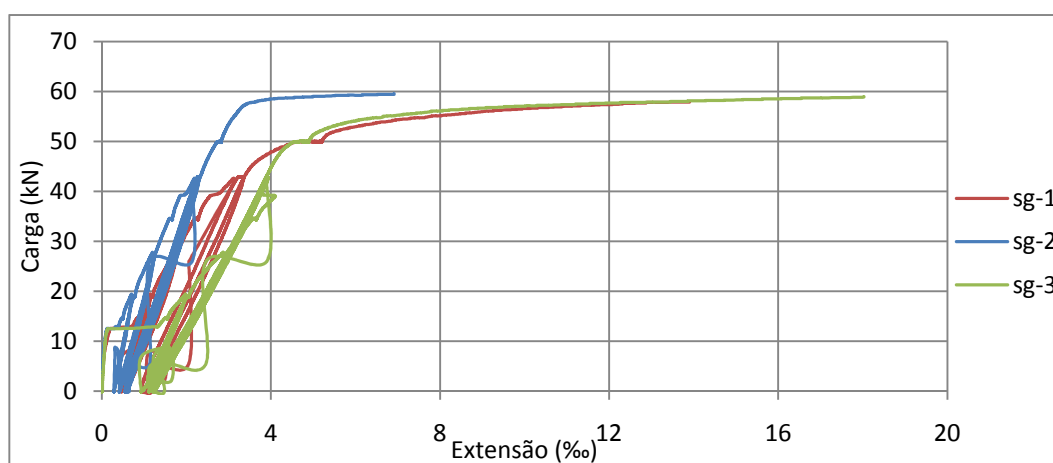


Figura 4.12 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga R em função da carga

Nota: **sg-1** = “Extensão na armadura inferior do vão esquerdo”, **sg-2** = “Extensão na armadura superior do apoio central”, **sg-3** = “Extensão na armadura inferior do vão direito”.

Como pode-se observar, ao contrário do esperado nas previsões teóricas, os varões longitudinais inferiores (diâmetro 8mm) foram os primeiros a plastificar, como mostra a Figura 4.12. Este facto explica-se, pelo momento flector (plástico) positivo

actuante nos vãos, ser significativamente maior que o momento teórico (elástico), como mostra a Figura 4.15. Todavia, apesar dos varões inferiores ter plastificado primeiro, a rotura da viga de referência é causada pela quebra dos varões longitudinais superiores (após atingirem o limite de cedência) na secção do apoio central, seguindo-se a quebra dos varões inferiores.

O aspecto geral da viga R logo após o colapso, é ilustrado na Figura 4.13, já a quebra do varão longitudinal inferior da viga, é apresentado na Figura 4.14.



Figura 4.13 - Aspecto geral da viga R após a rotura

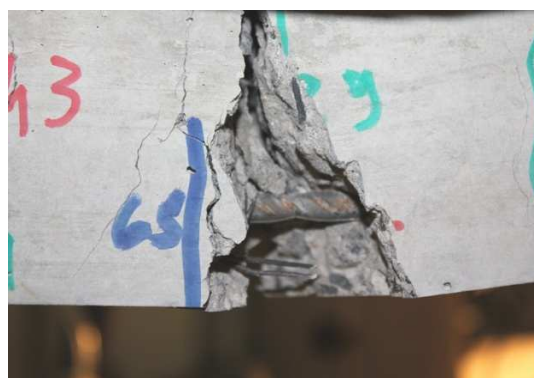


Figura 4.14 - Quebra do varão longitudinal do vão esquerdo na rotura da viga

A viga R, devido à alta ductilidade dos varões longitudinais de aço e por conseguinte formação de “rótulas plásticas” nas secções mais críticas, exibiu uma elevada capacidade de redistribuição de esforços do apoio central para os vãos. Tal, pode ser observado na diferença entre os momentos flectores teóricos (elásticos) e os momentos flectores experimentais plásticos (obtidos de acordo com as expressões 4.5, 4.6 e 4.7), observados na viga R e apresentados no gráfico da Figura 4.15.

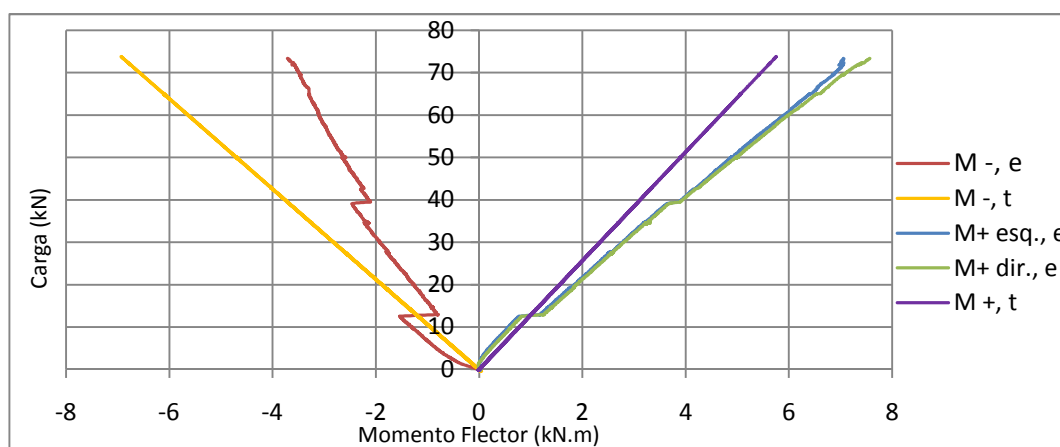


Figura 4.15 - Comparação entre os momentos flectores teóricos e experimentais na viga R

Nota: **M_{-, e}** = “Momento experimental no apoio central”; **M_{-, t}** = “Momento teórico no apoio central”; **M_{+ esq., e}** = “Momento experimental positivo do vão esquerdo”; **M_{+ dir., e}** = “Momento experimental do vão direito”; **M_{+, t}** = “Momento teórico positivo nos vãos”.

Na análise do gráfico da Figura 4.15, observa-se que logo após a abertura das primeiras fendas na viga (por volta dos 12,5 kN), o momento flector experimental no apoio central baixa repentinamente, aumentando logicamente os dos vãos. Esta ocorrência pode ser entendida como a perda de rigidez da viga devido a sua fissuração, implicando assim a redistribuição de momentos flectores do apoio central para os vãos da viga.

É ainda constatado que por volta da carga de 40 kN, devido a abertura de uma nova fenda no apoio central, o momento flector actuante no apoio central, volta a baixar repentinamente, obrigando a uma nova redistribuição de esforços do apoio central para os vãos da viga.

A evolução da redistribuição de esforços do apoio central para os vãos da viga R, é igualmente constatado na comparação/observação das reacções de apoio experimentais verificadas durante o ensaio desta viga, apresentadas no Anexo A.

A Figura 4.16 mostra o padrão de fissuras no apoio central da viga R para a carga de projecto (43 kN), confirmando a abertura da nova fenda. Para a mesma carga apresenta-se na Figura 4.17, a medição da fenda no apoio central da viga através de uma lupa com escala graduada.



Figura 4.16 - Padrão de fissuras no apoio central para a carga de 43 kN



Figura 4.17 - Medição da abertura da fenda no apoio central para a carga de 43 kN

Observa-se na evolução dos momentos flectores, que entre os patamares da carga, 12,5 kN (carga de fendilhação), 43 kN (abertura da fenda no apoio central) e finalmente 73,7 kN (carga de rotura), o momento flector experimental no apoio central diminui gradualmente em relação ao momento flector teórico. Este facto, entende-se com a perda gradual de rigidez da viga, devido à propagação e a

evolução das fendas, consequente da redistribuição progressiva de esforços do apoio central para os vãos da viga.

Com base nos valores dos momentos teóricos e dos momentos plásticos experimentais apresentados no gráfico da Figura 4.15, determina-se a percentagem de redistribuição máxima de esforços na viga R de acordo com a expressão 4.10. A Tabela 4.7 apresenta estes resultados.

Tabela 4.7 – Redistribuição máxima de esforços na viga R

Viga R		
Apoio Central	Vão Esquerdo	Vão Direito
+ 46,9 %	- 23,4 %	+ 20,9 %

Neste seguimento, apresenta-se no gráfico da Figura 4.18 a evolução da redistribuição de esforços do apoio central para os vãos da viga R, de acordo com a expressão 4.10.

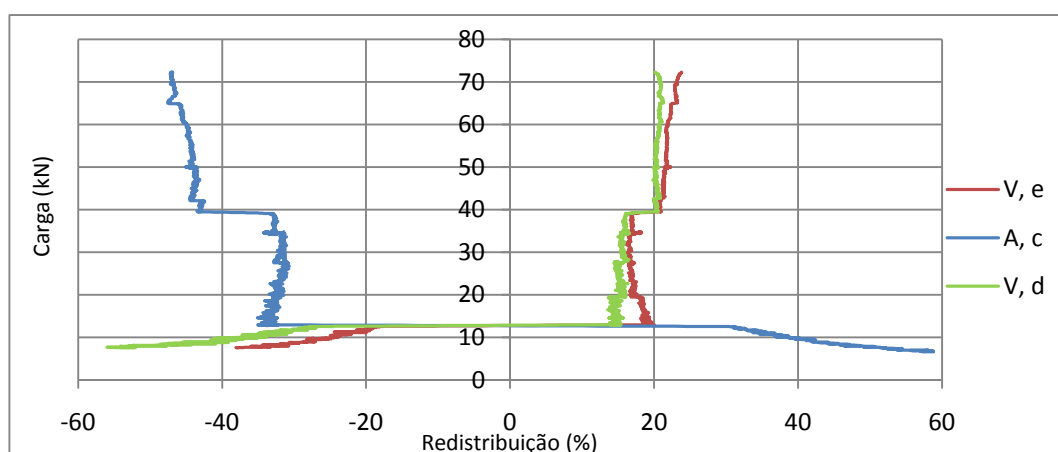


Figura 4.18 – Evolução da redistribuição de esforços no apoio central da viga R

Finalmente de notar, que devido a capacidade de deformação dos varões de aço após cedência, a viga de referência demonstrou grande capacidade de redistribuição de esforços do apoio central para os vãos, como mostra a Figura 4.18. Importa referir que todas as observações feitas aos momentos flectores experimentais actuantes nas secções críticas da viga R, são igualmente constatadas na análise da evolução da redistribuição de esforços da viga R.

4.4.3 Série de vigas G1

Os deslocamentos experimentais verificados no meio vão das vigas G1-a e G1-b são apresentadas respectivamente na Figura 4.19 e na Figura 4.20. Observa-se que devido, à relação constitutiva dos varões de GFRP, à maior área de armadura

superior (maior momento resistente no apoio) e por conseguinte menor probabilidade de redistribuição de esforços, nesta série de ensaios, as vigas exibiram um comportamento elástico-linear antes da carga de fendilhação e após esta carga até a rotura (se eliminarmos a fluência no comportamento das vigas durante as paragens de carga).

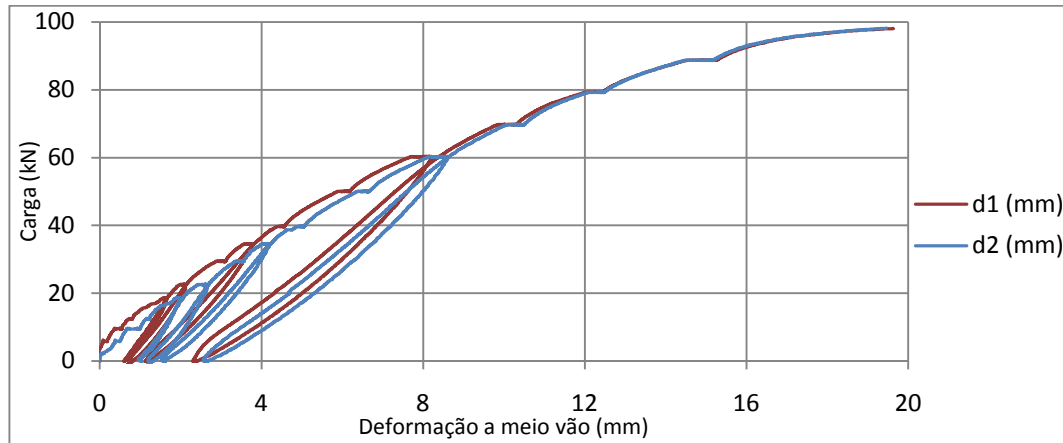


Figura 4.19 - Evolução da deformação no meio vão da viga G1-a em função da carga

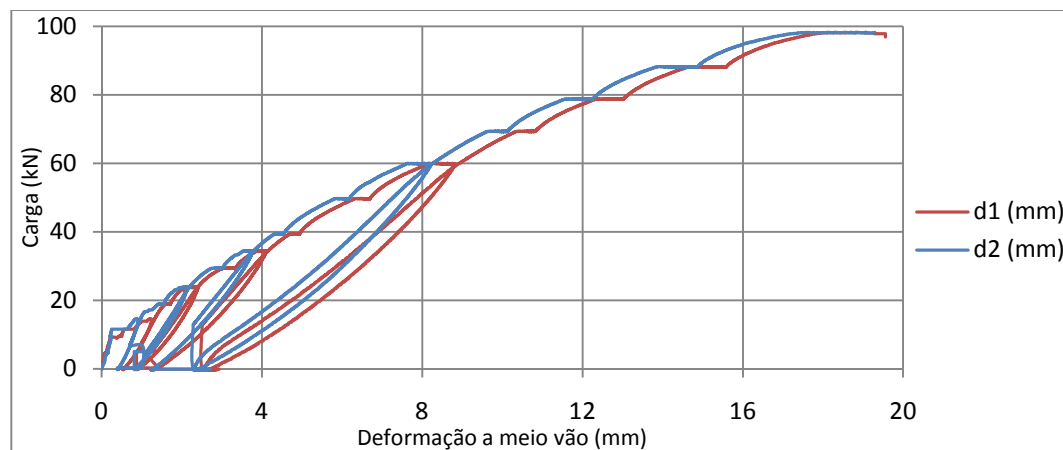


Figura 4.20 - Evolução da deformação no meio vão da viga G1-b em função da carga

Nota: **d1** = “Deformação no vão esquerdo”, **d2** = “deformação no vão direito”.

Da análise das deformações no meio vão, observa-se que relativamente à viga de referência, as vigas G1-a e G1-b apresentam após os vários ciclos de carga e descarga adoptados, maior capacidade de recuperação e por conseguinte menores danos residuais. Este facto é explicado pela elevada resiliência característica dos varões de GFRP relativamente aos aços, resultante do comportamento elástico-linear deste material.

De acordo com a Tabela 3.2, a resistência do betão à data dos ensaios em ambas as vigas difere quase 4,3 MPa, todavia, exceptuando a carga de fendilhação, tanto a carga de rotura como a respectiva deformação no meio vão das vigas G1-a e G1-b

foram semelhantes, como mostra a Tabela 4.8. Este facto, pode ser explicado com a possibilidade da extensão última do betão na secção do apoio central da viga G1-a, ter sido superior à da viga G1-b.

Tabela 4.8 - Carga de fendilhação, carga de colapso e respectiva deformação na série de vigas G1

Vigas	P_{cr} (kN)	Carga de colapso (kN)	Flecha média (mm)
G1-a	5,92	98,2	19,5
G1-b	11,6	98,6	19,2

Nota: a deformação apresentada corresponde à média dos vãos

O colapso verificado em ambas as vigas da série G1, por esmagamento do betão no apoio central, correspondeu ao modo de rotura esperado de acordo com o dimensionamento elástico proposto no regulamento americano ACI [3]. Os aspectos gerais e os respectivos modos de rotura observados no colapso das vigas G1-a e G1-b são apresentados, da Figura 4.21 à Figura 4.24.



Figura 4.21 - Aspecto geral da rotura da viga G1-a



Figura 4.22 - Aspecto geral da rotura da viga G1-b



Figura 4.23 - Rotura por esmagamento do betão no apoio central da viga G1-a



Figura 4.24 - Rotura por esmagamento do betão no apoio central da viga G1-b

Em ambas as vigas a rotura iniciou-se com o esmagamento do betão no apoio central, todavia, o colapso total da viga só ocorre por esforços de corte no vão esquerdo para a viga G1-a e no vão direito para a viga G1-b, como apresenta a Figura 4.25 e a Figura 4.26.

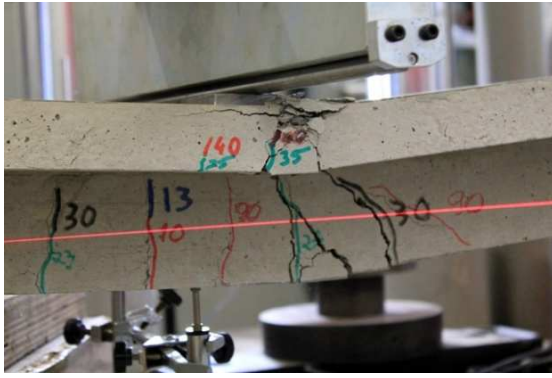


Figura 4.25 - Estado do vão esquerdo na rotura da viga G1-a

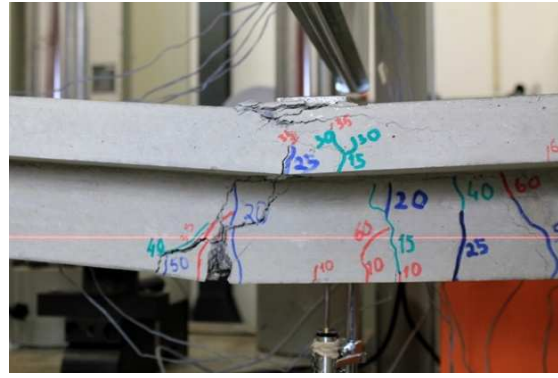


Figura 4.26 - Estado do vão direito na rotura da viga G1-b

A carga de rotura, a fluência evidenciada pelas vigas nas paragens de carga e a carga de fendilhação em cada secção crítica, é comprovado pelo aumento súbito das extensões nos varões longitudinais de GFRP. Os resultados experimentais resultantes dos extensómetros colados aos varões de GFRP nas secções críticas das vigas, são apresentados na Figura 4.27 e na Figura 4.28.

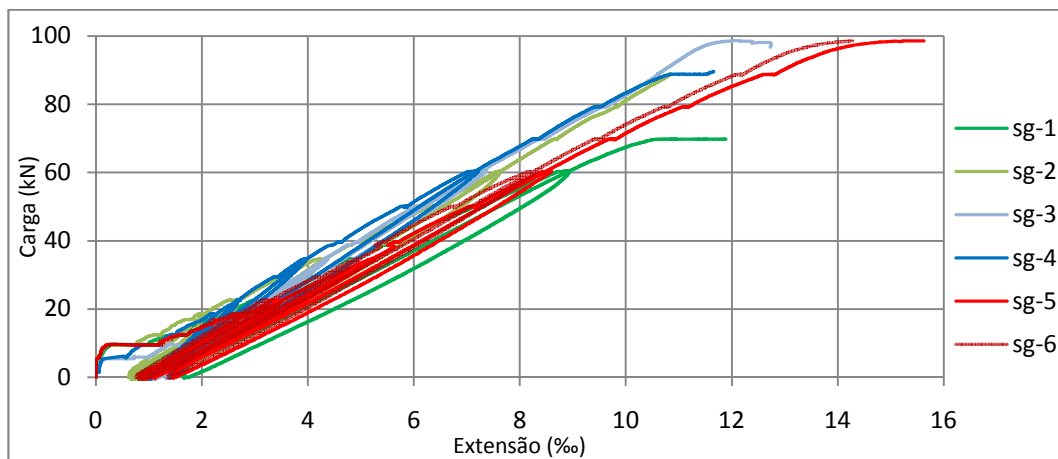


Figura 4.27 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G1-a

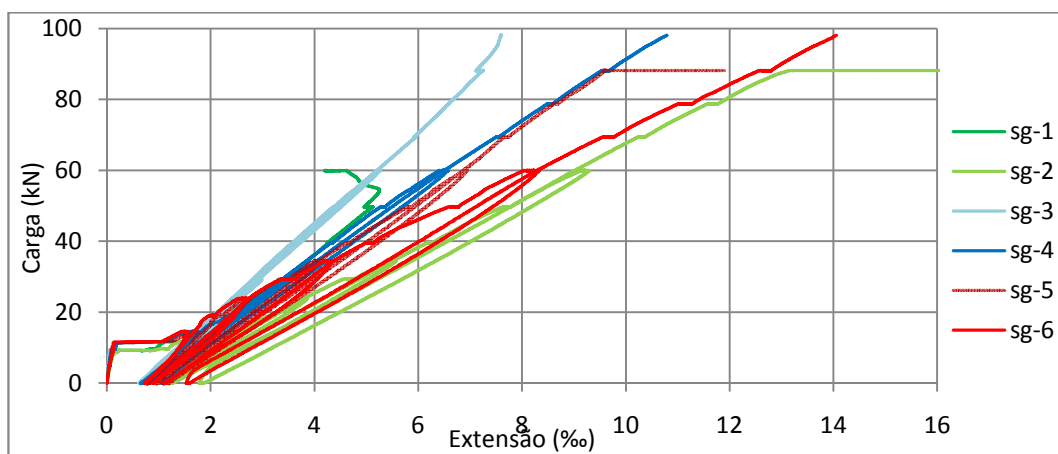


Figura 4.28 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G1-b

Nota: **sg-1/sg-2** = "Extensão dos varões inferiores no vão esquerdo"; **sg-3/sg-4** = "Extensão dos varões superiores no apoio central"; **sg-5/sg-6** = "Extensão dos varões inferiores no vão direito".

Da observação das extensões nos varões longitudinais, constata-se após os vários ciclos de descarga, a grande capacidade de recuperação destas vigas, tal como já tinha sido anunciado. Exceptuando a fluência das vigas em consequência das paragens de carga, nota-se a evolução marcadamente linear das extensões dos varões até a rotura das vigas.

Comprova-se igualmente na observação dos diagramas das extensões, que em ambas as vigas da série G1 a fissuração ocorreu quase em simultâneo na zona do apoio central e na zona dos vãos, tal como verificado visualmente durante os ensaios.

Em ambas as vigas nota-se ainda, que as extensões nos varões longitudinais inferiores (secção do meio vão), tendem a ser maiores que nos varões superiores (secção do apoio central). Tal facto, justifica-se com a menor rigidez de flexão nos vãos das vigas, em consequência da menor área de armadura inferior de GFRP.

Observa-se igualmente na rotura das vigas G1-a e G1-b, que na secção do apoio central as armaduras superiores atingiram extensões máximas de 12 ‰, enquanto, as armaduras inferiores atingiram 14 ‰ na secção do meio vão. Recorrendo à lei de Hooke (válida para o regime elástico) e ao módulo de elasticidade anunciado pelo fabricante (60 GPa), é demonstrado que a tensão nos varões de GFRP é muito menor que a tensão de rotura anunciada pelo fabricante Schoeck [20], sendo assim, confirmado experimentalmente, o sobredimensionamento das secções críticas das vigas armadas com varões de GFRP (por forma a garantir o esmagamento do betão).

Relativamente aos estados limites de serviço, são apresentados na Tabela 4.9, a deformação média experimental e respectiva abertura de fendas nas vigas G1-a e G1-b, para a carga rara de serviço obtida de acordo com a expressão 4.3.

Tabela 4.9 - Deformação e abertura de fendas na série de vigas G1 em serviço

	P _{ser} (kN)	Deformação (mm)		Fissuras (mm)	
		Vão	Apoio	Vão	Apoio
Viga G1-a	22,6	2,46	0,6	0,34	
Viga G1-b	23,8	2,12	0,7	0,46	

Nota: A deformação apresentada corresponde à média das verificadas nos vão das vigas G1-a e G1-b

Apresenta-se a título de exemplo na Figura 4.29 e na Figura 4.30, a medição da abertura de fendas para a carga de serviço nas secções críticas da viga G1-a.

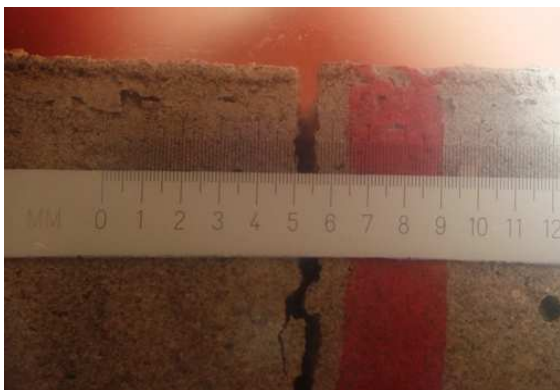


Figura 4.29 – Abertura de fendas no apoio central da viga G1-a para a carga de 23 kN



Figura 4.30 – Abertura de fendas no vão esquerdo da viga G1-a para a carga de 23 kN

Apesar do maior nível de esforços no apoio central (à luz da distribuição elástica de esforços), em ambas as vigas tal como esperado, as extensões nos varões inferiores dos vãos são maiores, devido a menor área de armadura. Todavia, apesar das maiores extensões dos varões inferiores, em ambas as vigas a abertura de fendas verificadas no apoio central são maiores do que nos vãos, como mostra a Tabela 4.10 e a Tabela 4.11.

Tabela 4.10 – Abertura de fendas na viga G1-a

Abertura de fendas (mm) - Viga G1-a			
Carga (kN)	Vão, esq.	Apoio	Vão, dir.
10	0,1	0,15	-
13	0,17	0,2	-
19	0,28	0,45	-
0	-	-	-
23	0,34	0,6	-
0	-	-	-
35	0,52	0,72	-
0	0,11	0,2	-
40	0,6	0,85	-

Tabela 4.11 – Abertura de fendas na viga G1-b

Abertura de fendas (mm) - Viga G1-b			
Carga (kN)	Vão, esq.	Apoio	Vão, dir.
10	0,13	-	-
15	0,15	0,28	0,3
0	0,08	0,15	0,1
20	0,25	0,5	0,38
25	0,44	0,7	0,48
0	0,12	0,31	0,2
35	0,6	1,1	0,55
0	0,12	0,32	0,2
40	0,7	1,15	0,66

Em cada paragem de carga a largura de fendas foi medida em três fissuras diferentes, posicionadas mais ou menos em cima do apoio central e abaixo dos pontos de aplicação de carga (meio vão). Na viga G1-a tal não aconteceu por mera distração. Referir, que não achou-se necessário medir a abertura de fendas para cargas muito superiores à de serviço.

Tal como verificado na deformação, da análise da evolução da abertura de fendas nas secções críticas das vigas, comprova-se claramente a grande capacidade de recuperação destas, após os vários ciclos de descarga (valores de carga igual a zero).

O padrão de fissuras na face das vigas G1-a e G1-b para as cargas de serviço apresentadas na Tabela 4.9, são ilustrados da Figura 4.31 à Figura 4.33.



Figura 4.31 - Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G1-a para a carga de 22,6 kN



Figura 4.32 - Padrão de fissuras no vão direito da viga G1-a para a carga de 22,6 kN



Figura 4.33 - Padrão de fissuras na viga G1-b para a carga de 23,8 kN

Nota: A diferença apresentada entre a carga de serviço e a carga marcada nas vigas, corresponde à diferença existente entre a carga verificada nas reacções experimentais de apoio e a carga monitorizada pela prensa hidráulica.

O maior nível de esforços no apoio central destas vigas, pode ser observado através dos momentos flectores experimentais actuantes nas secções críticas das vigas G1-a e G1-b, calculados de acordo com as expressões 4.5, 4.6, 4.7 e apresentados respectivamente, na Figura 4.34 e Figura 4.35.

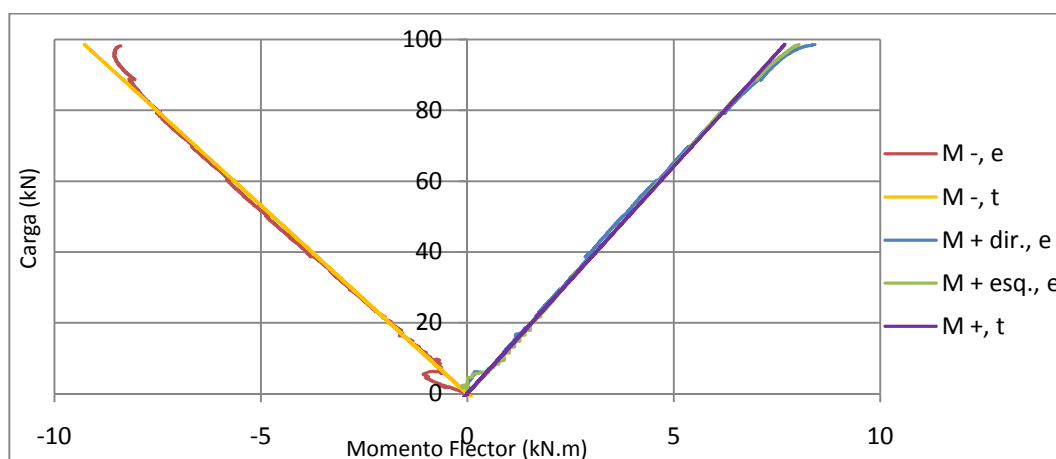


Figura 4.34 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G1-a

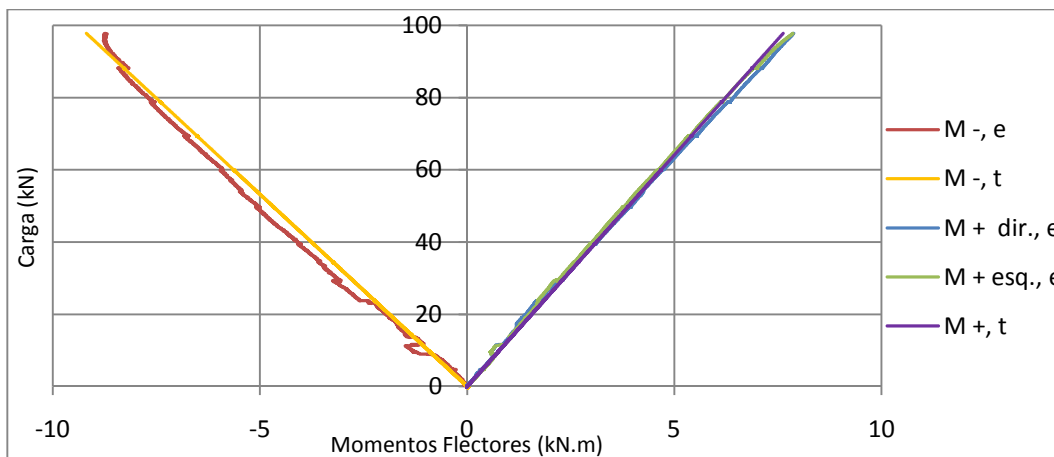


Figura 4.35 – Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G1-b

Nota: **M -, e** = “momento flector experimental no apoio central”; **M -, t** = “momento flector teórico negativo”; **M + dir., e** = “momento flector experimental no vão direito”; **M + esq., e** = “momento flector experimental no vão esquerdo”; **M +, t** = “momento flector teórico nos vãos”.

Da análise dos gráficos apresentados nestas figuras, verifica-se que a evolução dos momentos flectores experimentais nas vigas G1-a e G1-b é semelhante à dos momentos flectores teóricos, obtidos de acordo com a distribuição elástica de esforços. Atendendo a este facto, conclui-se que o comportamento destas vigas foi semelhante ao previsto analiticamente, tendo em conta o dimensionamento elástico adoptado nesta série de vigas.

Consequentemente e tal como esperado do dimensionamento desta série de vigas, constata-se a impossibilidade de redistribuição de esforços em consequência da elevada rigidez de flexão do apoio central relativamente a dos vãos das vigas G1. Contudo, perto da rotura devido a grande perda de rigidez do apoio central das vigas, notou-se alguma redistribuição de esforços para os vãos. A evolução da redistribuição de esforços nas vigas G1-a e G1-b de acordo com a expressão 4.10, apresenta-se respectivamente, nos gráficos da Figura 4.36 e da Figura 4.37.

A impossibilidade de redistribuição de esforços do apoio central para os vãos das vigas G1, é novamente constatada na comparação/observação das reacções de apoio experimentais e teóricas, verificadas durante os ensaios destas vigas, apresentadas no Anexo B

Convém citar, que a redistribuição de esforços na viga G1-a apenas foi apresentada para a carga superior a 22 kN, devido à incompressibilidade dos resultados para cargas inferiores.

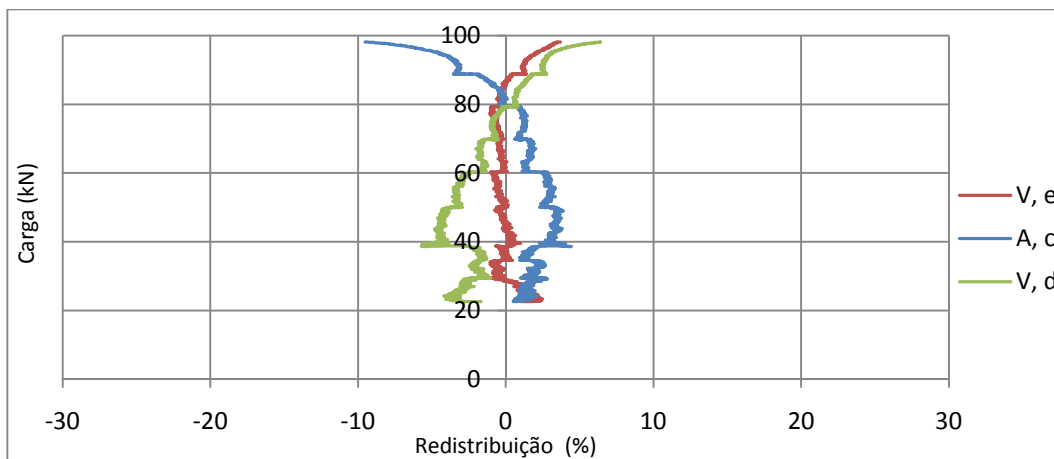


Figura 4.36 – Redistribuição de esforços na viga G1-a em função da carga

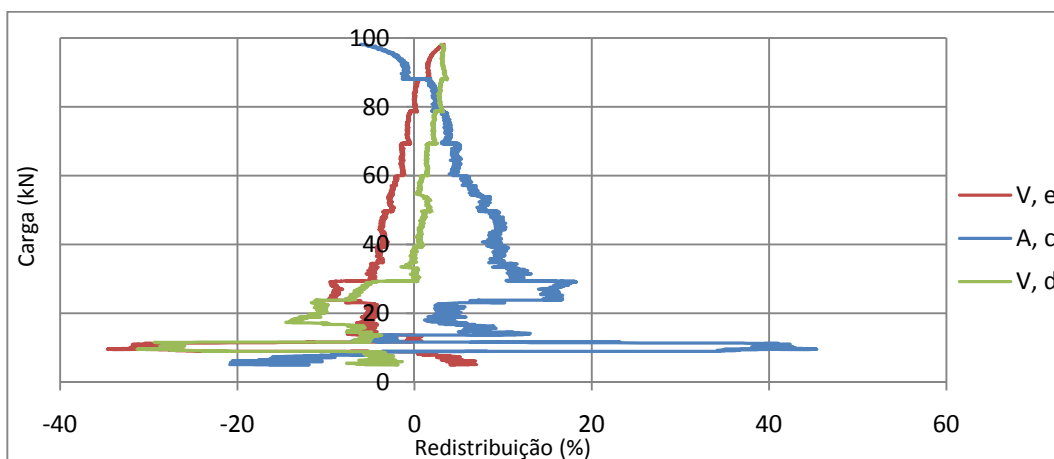


Figura 4.37- Redistribuição de esforços na viga G1-b em função da carga

Nota: V, e = "Redistribuição de esforços para o vão esquerdo"; A, c = "Redistribuição de esforços no apoio central"; V, d = "Redistribuição de esforços para o vão direito".

A maior deformação observada no vão direito da viga G1-b (ver Figura 4.20), compreende a maior redistribuição de esforços no vão direito desta viga, como mostra a Figura 4.37.

Neste sentido, apresenta-se em jeito de resumo na Tabela 4.12 a percentagem de redistribuição de esforços na rotura das vigas G1-a e G1-b, obtida de acordo com a expressão 4.10.

Tabela 4.12 – Redistribuição máxima de esforços na viga G1-a e G1-b

	Redistribuição de esforços (%)		
	Apoio Central	Vão Esquerdo	Vão Direito
Viga G1-a	- 9,5	+ 3,7	+ 6,3
Viga G1-b	- 7,2	+ 3,8	+ 3,1

Finalmente, os resultados experimentais da extensão do betão na secção do apoio central da série de vigas G1-a e G1-b são apresentados, na Figura 4.83 no subcapítulo da síntese comparativa.

4.4.4 Série de vigas G2

A flecha experimental no meio vão das vigas G2-a e G2-b durante os ensaios de flexão, são respectivamente apresentados na Figura 4.38 e na Figura 4.39. Observa-se dois declives distintos nos gráficos, resultantes da diferença de rigidez de flexão de ambas vigas antes e após a carga de fendilhação. Excluindo os efeitos da fluência das vigas nas várias paragens de carga, podemos caracterizar o comportamento das vigas como elástico linear antes e depois da abertura de fendas (devido a relação linear tensão - extensão dos varões de GFRP). Todavia perto do colapso as vigas G2-a e G2-b apresentam alguma plasticidade, resultante da ductilidade do betão antes da rotura.

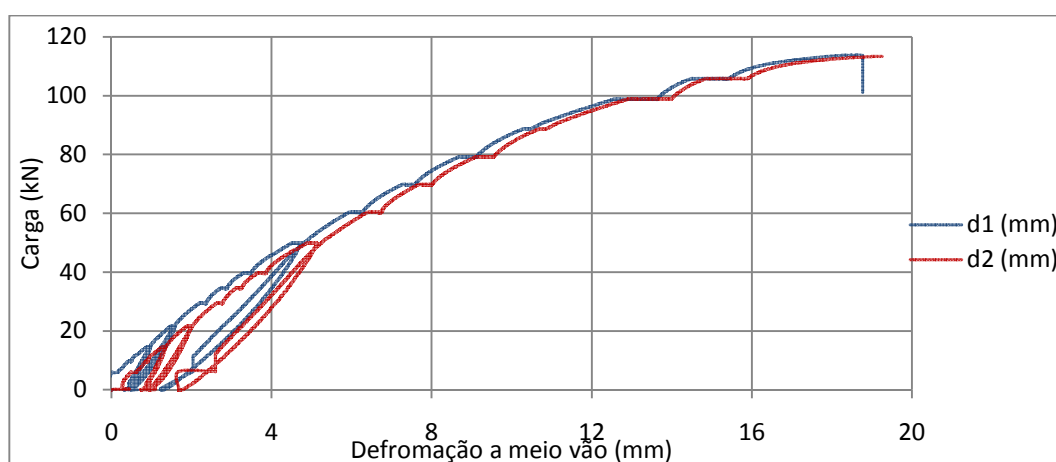


Figura 4.38 - Evoluções da deformação a meio vão da viga G2-a em função da carga

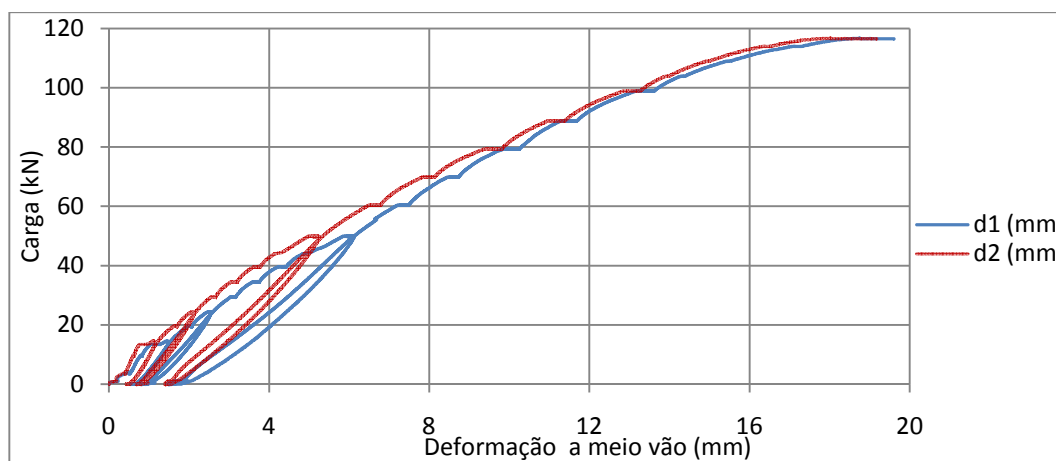


Figura 4.39 - Evoluções da deformação a meio vão da viga G2-b em função da carga

Nota: d1 = "Deformação no vão esquerdo", d2 = "deformação no vão direito".

Apesar da menor resistência do betão da viga G2-a (como apresentado na tabela 3.2), tanto a carga de rotura como a respectiva deformação foram semelhantes a exibidas na viga G2-b, como mostra a Tabela 4.13. Tal, poderá ser compreendido

com a possibilidade de na rotura a extensão última do betão nas secções críticas da viga G2-1, terem sido superiores à da viga G2-a.

Tabela 4.13 - Carga de fendilhação, carga de colapso e respectiva deformação na série de vigas G2

Vigas	P_{cr} (kN)	Carga de colapso (kN)	Flecha média (mm)
G2-a	5,6	113,8	18,8
G2-b	13,35	116,8	18,4

Nota: A deformação apresentada corresponde à média das verificadas nos vão das vigas G2-a e G2-b

Apesar das vigas G2-a e G2-b serem semelhantes (exceptuando as diferenças existentes na resistência do betão), os modos de rotura verificados foram diferentes, sendo que a rotura da viga G2-a ocorreu pelo corte na zona do apoio de extremidade, enquanto, que a rotura da viga G2-b ocorreu pelo esmagamento do betão na zona do apoio central. O modo de rotura pelo esmagamento do betão na zona do apoio central, diverge do esperado teoricamente nestas vigas, à luz do dimensionamento baseado numa análise plástica. A insuficiência de ductilidade da secção do apoio central justifica o modo de rotura verificado nestas vigas.

Os aspectos gerais e os respectivos modos de rotura verificados no colapso das vigas G2-a e G2-b são apresentados, da Figura 4.40 à Figura 4.45.



Figura 4.40 - Aspecto geral da rotura da viga G2-a



Figura 4.41 - Aspecto geral da rotura da viga G2-b

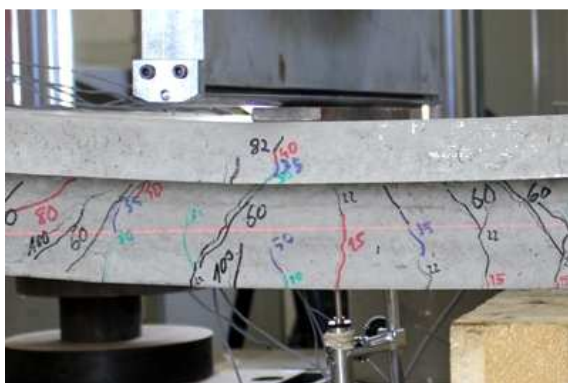


Figura 4.42 - Estado do vão da viga G2-a

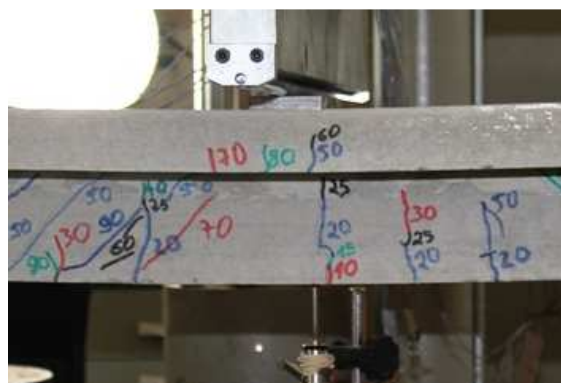


Figura 4.43 - Estado do vão da viga G2-b

comparado com a tensão de rotura dos varões de GFRP enunciada pelo fabricante e apresentado no subcapítulo dos materiais.

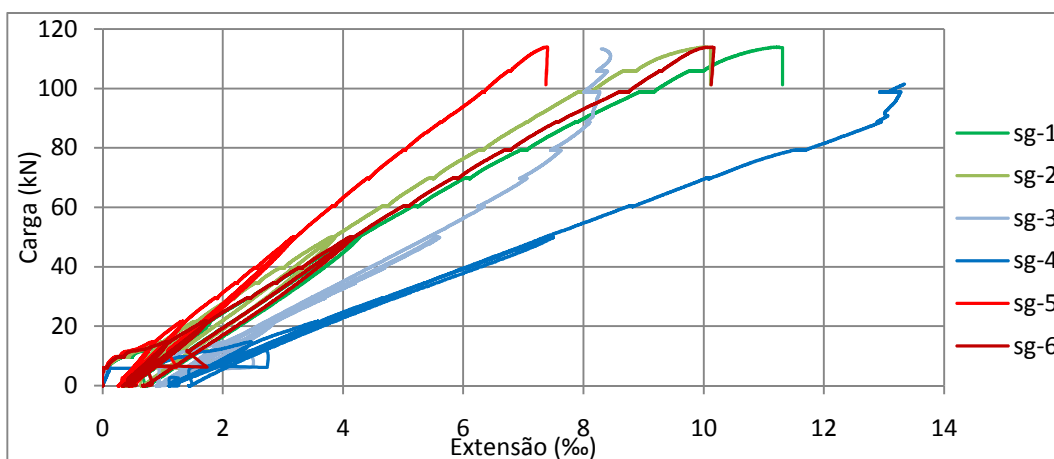


Figura 4.47 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G2-a

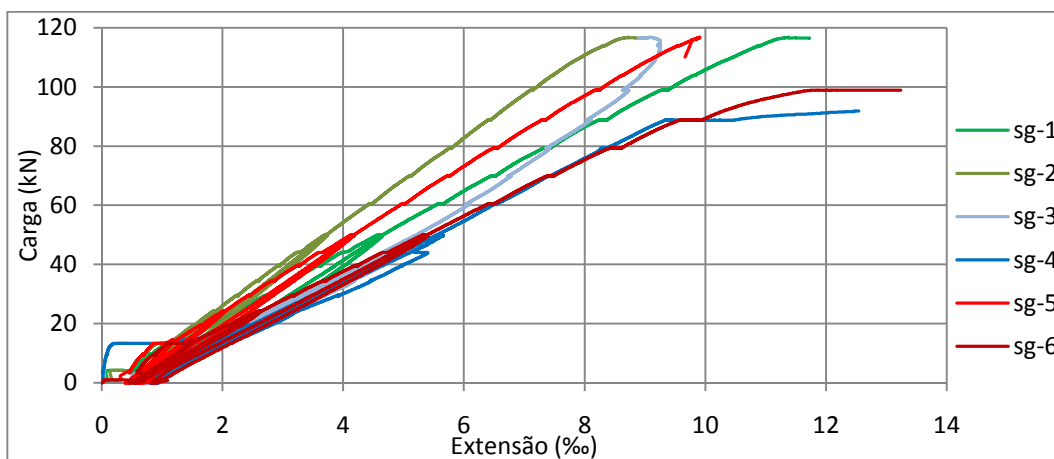


Figura 4.48 - Evolução das extensões nos varões longitudinais da viga G2-b

Nota: **sg-1/sg-2** = “Extensão dos varões inferiores no vão esquerdo”; **sg-3/sg-4** = “Extensão dos varões superiores no apoio central”; **sg-5/sg-6** = “Extensão dos varões inferiores no vão direito”.

Da análise das extensões dos varões nas secções mais críticas das vigas G2-a e G2-b, observa-se que relativamente à série de viga G1, os varões longitudinais superiores exibem maiores extensões e por conseguinte os varões inferiores, menores extensões. Este facto é explicado pelo facto dos varões de GFRP terem sido invertidos nesta série de vigas relativamente à série G1, justificando assim, a menor rigidez de flexão do apoio central e por conseguinte maior nos vãos das vigas.

É igualmente observado dos diagramas das extensões, que na viga G2-a a fissuração ocorreu quase em simultâneo na zona do apoio central e na zona dos vãos, enquanto no caso da viga G2-b, a abertura de fendas ocorreu primeiramente nos vãos. Estes factos comprovam o notado visualmente durante os ensaios destas vigas.

Para a carga de 0 kN, observa-se novamente a grande capacidade de recuperação das vigas armadas com varões de GFRP e os diminutos danos residuais após os vários ciclos de descarga.

Analisando o extensómetro Sg-3 de ambas as vigas (secção do apoio central), nota-se para cargas elevadas a diminuição gradual na leitura das extensões nos varões superiores. Este facto pode ser entendido pela redistribuição de esforços para os vãos ou pelo escorregamento do varão na secção do apoio central, sendo que, a primeira hipótese será a mais coerente.

Após a rotura das vigas foram destacados bocados de betão com o objectivo de verificar a aderência entre o betão e os varões de GFRP. De acordo com as observações feitas, foi reconhecido a boa ligação entre os dois materiais, como ilustra a Figura 4.49.



Figura 4.49 - Fragmento de betão da viga G2-a

Relativamente aos estados limites de serviço, a deformação experimental e respectiva abertura de fendas para a carga rara de serviço (expressão 4.3) das vigas G2-a e G2-b, são apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Deformação e abertura de fendas na série de vigas G2 em serviço

	P _{ser} (kN)	Deformação (mm)		Fissuras (mm)	
		Vão	Apoio	Vão	Apoio
Viga G2-a	39,6	3,53	1,3	0,4	
Viga G2-b	39,7	3,98	1,1	0,53	

Nota: A deformação apresentada corresponde à deformação média dos vãos

Para a carga de serviço, apresenta-se na Figura 4.50 e na Figura 4.51 a medição das aberturas de fendas nas secções críticas da viga G2-a.



Figura 4.50 - Abertura de fendas no apoio central da viga G2-a na carga de 40 kN



Figura 4.51 - Abertura de fendas no vão direito da viga G2-a na carga de 40 kN

A evolução da abertura de fendas nas secções críticas das vigas (meio vão e apoio central) para os patamares de carga adoptados, são apresentados na Tabela 4.15 e na Tabela 4.16. Importa referir que, devido a ao comportamento não linear apresentado pelas vigas antes da rotura, não achou-se necessário medir a abertura de fendas para cargas muito superiores à de serviço.

Tabela 4.15 - Abertura de fendas na viga G2-a

Abertura de fendas (mm) – Viga G2-a			
Carga (kN)	Vão, esq.	Apoio	Vão, dir.
10	0,04	0,1	-
15	0,08	0,27	0,06
0	0,1	0,2	-
22	0,2	0,58	-
0	0,1	0,27	-
30	0,3	0,9	-
35	0,35	1,1	-
40	0,4	1,3	-
50	0,5	1,7	-

Tabela 4.16 - Abertura de fendas na viga G2-b

Abertura de fendas (mm) – Viga G2-b			
Carga (kN)	Vão, esq.	Apoio	Vão, dir.
10	0,1	-	0,1
15	0,2	0,15	0,2
0	0,08	0,05	0,1
25	0,32	0,45	0,34
0	0,1	0,2	0,1
30	0,37	0,72	0,4
35	0,45	0,83	0,5
40	0,5	1,1	0,56
50	0,6	1,5	0,65

Em ambas as vigas, a maior abertura de fendas na secção do apoio central é justificada com as maiores extensões evidenciadas pelos varões superiores, como apresenta os gráficos da Figura 4.47 e da

Para as cargas de serviço expostas na Tabela 4.14, apresenta-se os aspectos gerais e o respectivo padrão de fissuras das vigas G2-a e G2-b.



Figura 4.52 - Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G2-a para a carga de 40 kN

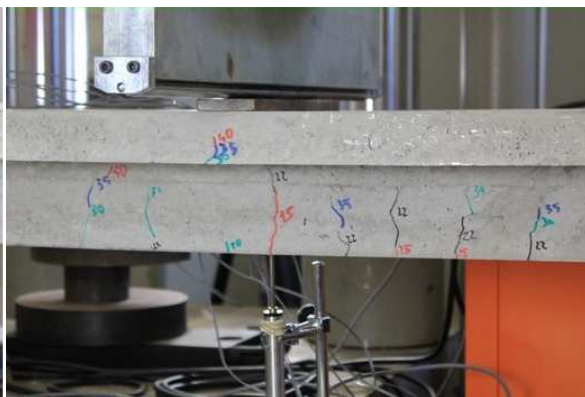


Figura 4.53 - Padrão de fissuras no vão direito da viga G2-b para a carga de 40 kN



Figura 4.54 - Padrão de fissuras na viga G2-b para a carga de 40 kN

Atendendo a uma análise elástica de esforços, a maior abertura de fendas no apoio central é justificada com o maior momento flector e a menor área de armadura superior. Contudo, de acordo com os gráficos da Figura 4.55 e da Figura 4.56, verificou-se experimentalmente que em ambas as vigas da série G2 os momentos flectores positivos após a carga de fissuração, são superiores aos momentos flectores negativos.

Tal poderá justificar-se com o facto de, mesmo sendo o momento negativo inferior aos do vão, as tensões de tracção na zona do apoio serem superiores as do vão devido à menor área de armadura superior, implicando maiores fissuras no apoio central. Os momentos flectores experimentais são obtidos de acordo com as expressões 4.5, 4.6 e 4.7.

Tal como esperado antes da carga de fendilhação e em regime linear, o momento flector teórico assemelha-se ao experimental, como mostra a Figura 4.56. Tal não acontece na viga G2-a, devido às maiores leituras nas reacções de extremidade, conseqüente da pequena deformação verificada nesta viga após o tempo de cura.

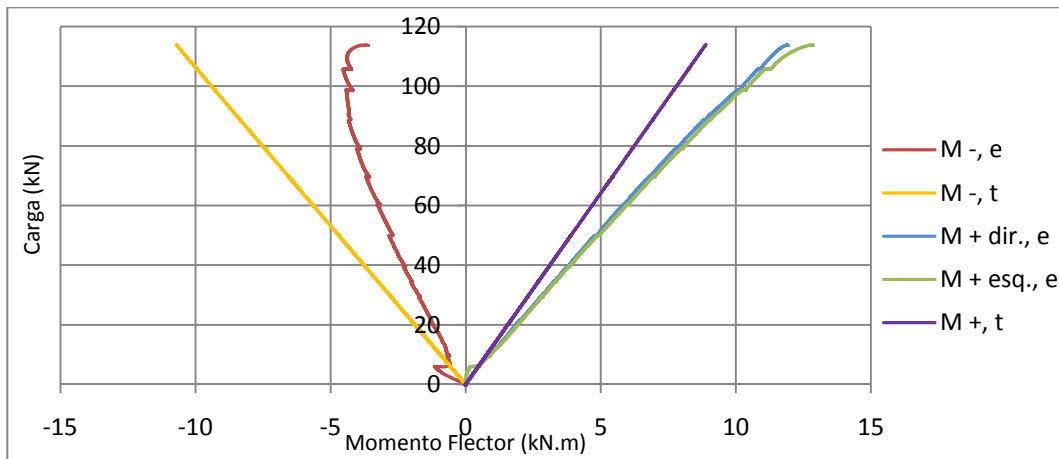


Figura 4.55 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G2-a

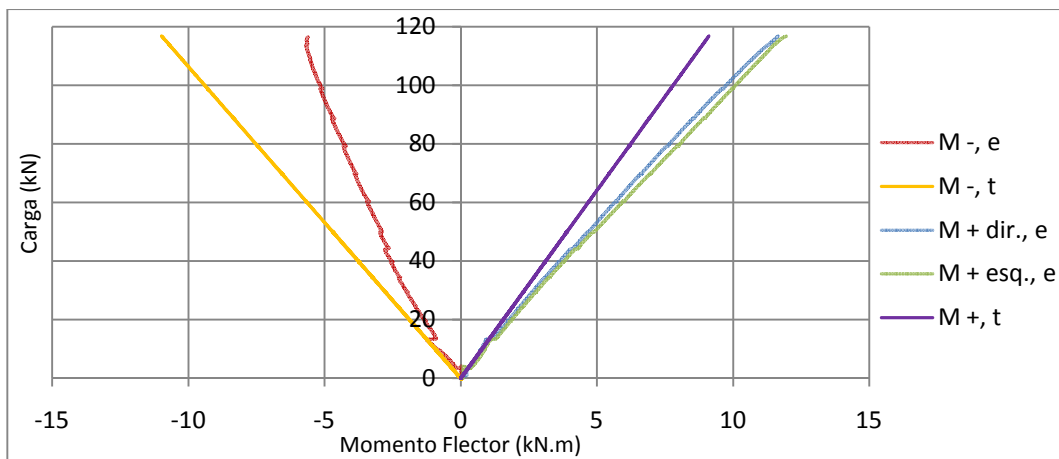


Figura 4.56 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G2-b

Nota: $M -, e$ = “momento flector experimental no apoio central”; $M -, t$ = “momento flector teórico negativo”; $M + dir., e$ = “momento flector experimental no vão direito”; $M + esq., e$ = “momento flector experimental no vão esquerdo”; $M +, t$ = “momento flector teórico nos vãos”.

Da análise dos gráficos observa-se ainda que logo após a carga de fendilhação, o momento flector experimental no apoio central de ambas as vigas diminuiu repentinamente, aumentando os momentos flectores experimentais nos vãos. Tal, pode ser igualmente observado na evolução das reacções experimentais verificadas durante os ensaios destas vigas, apresentadas no Anexo B

Tal como esperado, a maior rigidez de flexão dos vãos (maior taxa de armadura) relativamente à menor rigidez de flexão do apoio central (menor taxa de armadura), obrigou após a fissuração das vigas, a redistribuição de esforços do apoio central para os vãos, originando a diferença existente entre os momentos flectores teóricos elásticos e os momentos flectores experimentais.

A medida que as vigas aproximam-se da carga de colapso, o momento flector experimental nos vãos afasta-se gradualmente do teórico elástico (aumento não

linear), como consequência da redistribuição gradual de esforços do apoio central para os vãos das vigas, como apresenta-se na Figura 4.57 e na Figura 4.58.

Com base nos momentos flectores experimentais e nos momentos flectores teóricos, calcula-se para cada patamar de carga a redistribuição de esforços em ambas as vigas, de acordo com a expressão 4.10. Em resultado, apresenta-se respectivamente na Figura 4.57 e na Figura 4.58, a evolução da redistribuição de esforços das vigas G2-a e G2-b durante os ensaios.

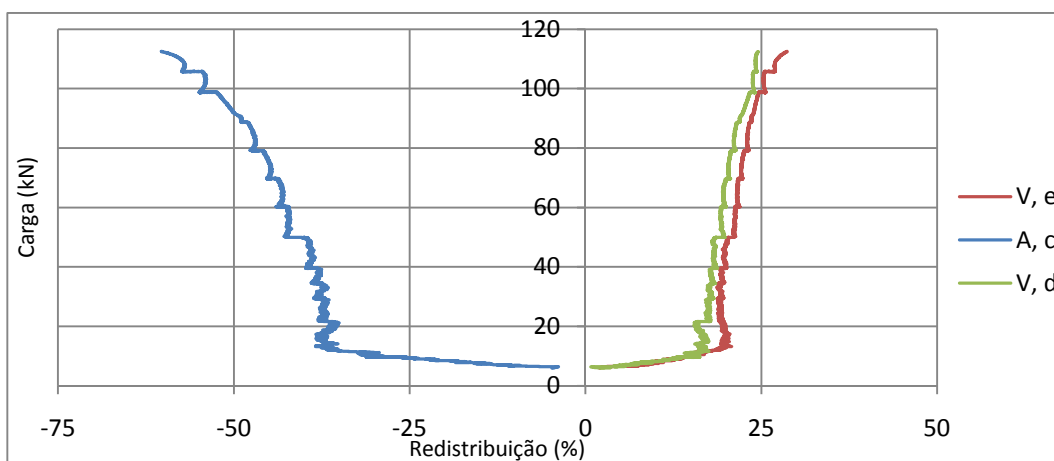


Figura 4.57 - Redistribuição de esforços na viga G2-a

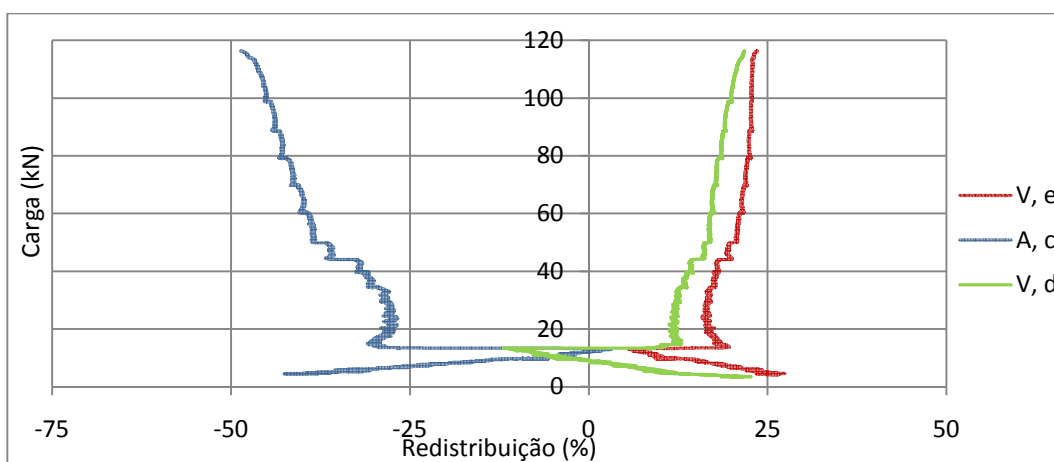


Figura 4.58 - Redistribuição de esforços na viga G2-b

Nota: V, e = "Redistribuição de esforços para o vão esquerdo"; A, c = "Redistribuição de esforços no apoio central"; V, d = "Redistribuição de esforços para o vão direito".

Interessa mencionar que para cargas próximas da rotura, a redistribuição de esforços na viga G2-a não é coerente com a observada na viga G2-b, como mostra os gráficos da Figura 4.57 e da Figura 4.58. Este facto poderá ser explicado com a rotura prematura da viga G2-a por esforços de corte na zona do apoio de extremidade, como mostra a Figura 4.44.

Constatou-se que, as vigas G2-a e G2-b exibiram grande capacidade de redistribuição de esforços em consequência da elevada ductilidade do betão do apoio central, em consequência da elevada percentagem de estribos adoptado em todas as vigas (de modo a prevenir a rotura prematura por esforço de corte). Todavia, é importante realçar que em ambas as vigas a secção do apoio central, não teve capacidade de deformação plástica suficiente (ductilidade) para formar a rótula plástica na secção do meio vão, como demonstra o modo de rotura verificado nestas vigas (apresentado da Figura 4.41 à Figura 4.45).

Em síntese apresenta-se na Tabela 4.17, a redistribuição máxima de esforços na rotura das vigas G2-a e G2-b.

Tabela 4.17 - Redistribuição de esforços nas vigas G2-a e G2-b

	Redistribuição de esforços (%)		
	Apoio Central	Vão Esquerdo	Vão Direito
Viga G2-a	- 61	+29,1	+ 24,6
Viga G2-b	- 49,8	+ 24,4	+ 21,8

Por último importa referir que, os resultados experimentais da extensão do betão na secção do apoio central das vigas G3-a e G3-b são apresentados, na Figura 4.83 do subcapítulo da síntese comparativa.

4.4.5 Série de vigas G3

A flecha experimental das vigas G3-a e G3-b durante os ensaios, são respectivamente apresentados nos gráficos da Figura 4.59 e da Figura 4.60.

Da análise dos gráficos observa-se que as vigas G3-1 e G3-b apresentam duas fases distintas no seu comportamento até a rotura, correspondentes a diferente rigidez de flexão das vigas antes e depois da abertura de fendas nas vigas. De notar que tanto antes como depois da abertura de fendas, as vigas exibem um comportamento elástico linear (rigidez elástica de flexão), compreendido pela relação elástico linear dos varões de GFRP até a rotura. Todavia, tirando partido da ductilidade do betão antes da rotura, as vigas apresentam alguma plasticidade antes do colapso.

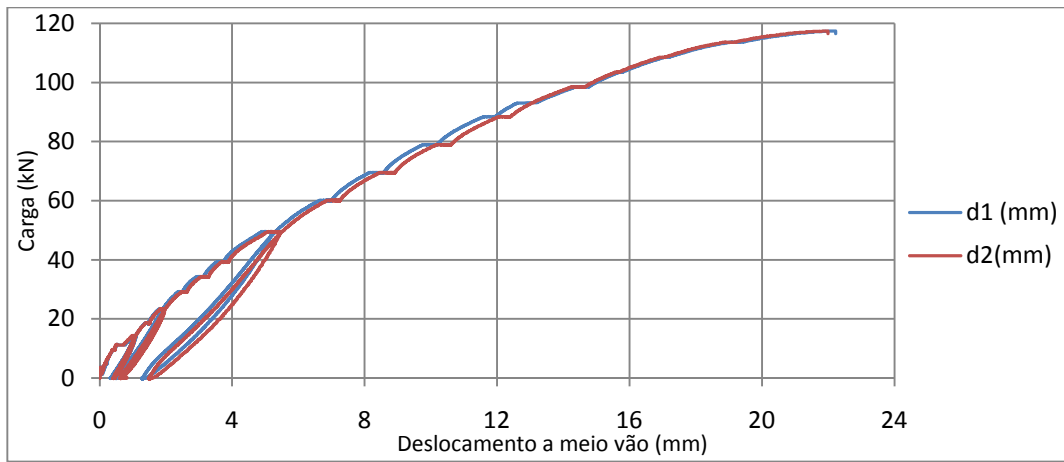


Figura 4.59 - Evoluções da deformação a meio vão da viga G3-a em função da carga

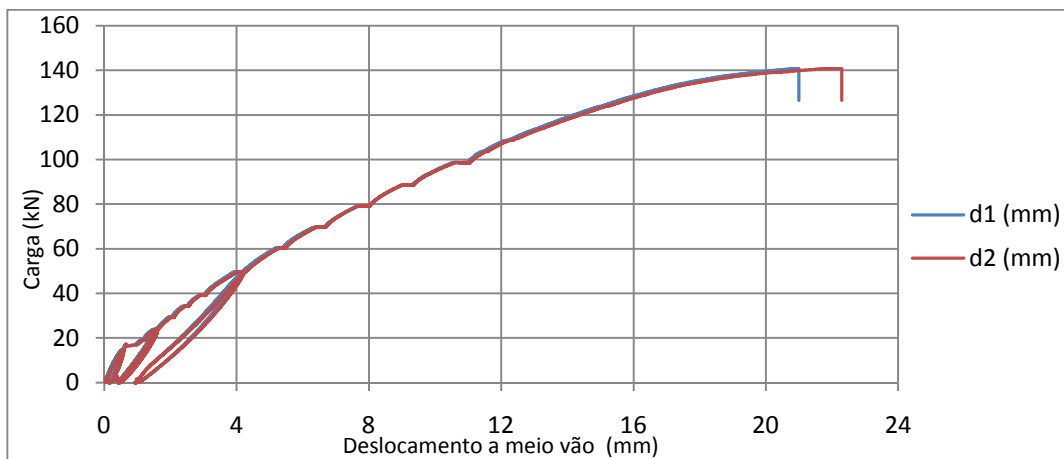


Figura 4.60 - Evoluções da deformação a meio vão da viga G3-b em função da carga

Nota: d1 = "Deformação no vão esquerdo", d2 = "deformação no vão direito".

A maior resistência à compressão do betão na viga G3-b implicou a maior capacidade resistente evidenciada por esta viga, porém, a deformação perto da rotura foi praticamente igual à da viga G3-a. O facto da deformabilidade do betão normalmente permanecer quase igual com o aumento da resistência (para classes de betão semelhantes), explica o porque da viga G3-b apesar de ter atingido uma carga de colapso superior, apresentar perto da rotura deformações semelhantes a da viga G3-a.

Devido ao comportamento elástico dos varões de GFRP, as vigas G3-a e G3-b revelaram grande capacidade de recuperação ao nível da deformação (pequenos danos residuais), após todos os ciclos de descargas como mostra os diagramas seguintes.

A Tabela 4.18, apresenta em jeito de comparação a carga de fendilhação (P_{cr}), a carga de colapso e a respectiva deformação média a meio vão das vigas G3-a e G3-b.

Tabela 4.18 – Carga de fendilhação, carga de colapso e respectiva deformação na série de vigas G3

Vigas	P_{cr} (kN)	Carga de colapso (kN)	Flecha média (mm)
G3-a	11,2	117,4	22,1
G3-b	16,3	140,8	21,8

Nota: A deformação apresentada corresponde à média das verificadas nos vãos das vigas G3-a e G3-b

Tal como previsto, em ambas as vigas o colapso ocorre na zona dos vãos, por esmagamento do betão, sendo que na viga G3-a o esmagamento do betão ocorreu no vão esquerdo, como apresentado na Figura 4.61 e na Figura 4.65, enquanto na viga G3-b ocorreu no vão direito, como mostra a Figura 4.62 e a Figura 4.66.



Figura 4.61 – Aspecto geral da Rotura da viga G3-a



Figura 4.62 – Aspecto geral da Rotura da viga G3-b

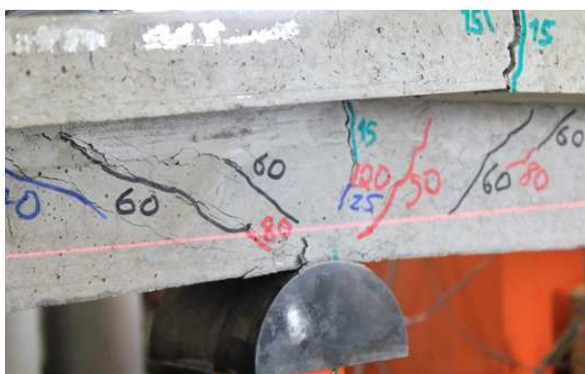


Figura 4.63 – Estado do apoio central da viga G3-a



Figura 4.64 – Estado do apoio central da viga G3-b

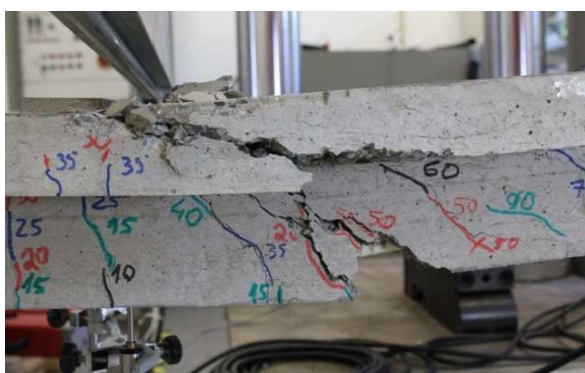


Figura 4.65 – Rotura por esmagamento do betão no vão da viga G3-a

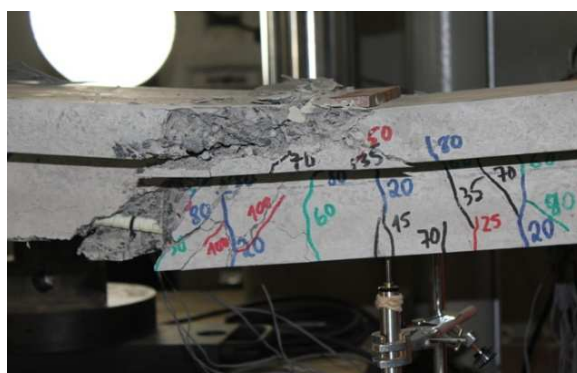


Figura 4.66 – Rotura por esmagamento do betão no vão da viga G3-b

Tendo em conta o modo de rotura das vigas da série G2, o modo de rotura pelo esmagamento do betão na secção de meio vão verificados nesta série de vigas é explicado pelo efeito do confinamento do betão da zona do apoio central

A grande capacidade de recuperação observada nestas vigas, pode igualmente ser confirmada através da análise das extensões dos varões de GFRP nas secções críticas das vigas, apresentadas no gráfico da Figura 4.67 e da Figura 4.68. Note-se que após os vários ciclos de descarga os varões instrumentados apresentam sempre estados de tensão (com base na lei de hooke) semelhantes, o que comprova a elevada resiliência característica destes varões.

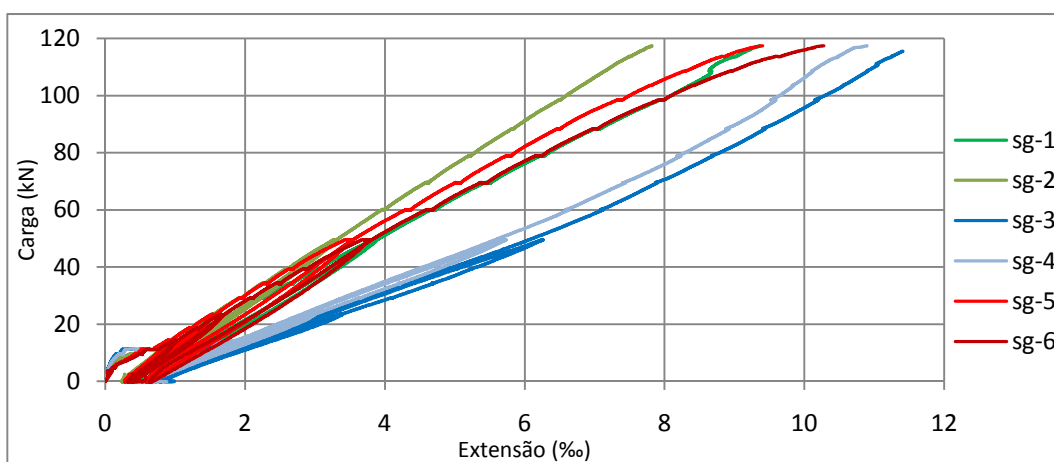


Figura 4.67 - Extensões médias nos varões longitudinais da viga G3-a

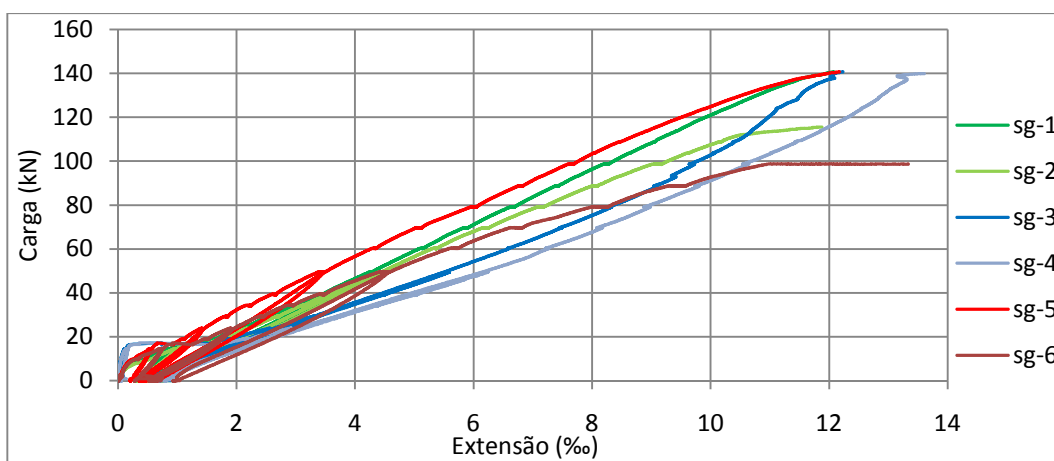


Figura 4.68 - Extensões médias nos varões longitudinais da viga G3-b

Nota: **sg-1/sg-2** = “Extensão dos varões inferiores no vão esquerdo”; **sg-3/sg-4** = “Extensão dos varões superiores no apoio central”; **sg-5/sg-6** = “Extensão dos varões inferiores no vão direito”.

Analisando as extensões últimas dos varões longitudinais nas secções críticas das vigas, comprova-se novamente o subaproveitamento das armaduras de GFRP (extensões relativamente baixas quando comparado à extensão de rotura anunciada

pelo fabricante), sendo este facto consequente da nova filosofia de dimensionamento adoptada nos elementos de betão armados com varões de GFRP.

Tal como observado visualmente durante os ensaios, a fissuração das vigas da série G3 ocorreu primeiramente nos vãos. Este facto pode ser comprovado na evolução das extensões dos varões longitudinais nas secções críticas das mesmas, apresentadas anteriormente.

Dos extensómetros sg-3 e sg-4 observa-se que para cargas elevadas, em ambas as vigas as extensões nos varões longitudinais na secção do apoio central tendem a diminuir (aumentam não linearmente) e as dos varões inferiores na secção de meio vão tendem a aumentar, tal como sucedeu na série de vigas G2. Esta ocorrência pode ser entendida com a redistribuição de esforços do apoio central para os vãos das vigas, em que como consequência o apoio central deixa de absorver menos esforços. Outra justificação para este facto, poderá ser o possível escorregamento dos varões longitudinais, todavia, tal não parece ser coerente com a boa aderência observada após os ensaios nos fragmentos de betão retirados das vigas, tal como ilustra a Figura 4.69.



Figura 4.69 - Fragmento de betão do vão da viga G3-b

As maiores extensões evidenciadas nos varões da secção do apoio central das vigas são justificadas com a menor área de armadura superior nestas (cerca de metade da armadura inferior). Assim é claramente constatado a menor rigidez de flexão da secção do apoio central das vigas G3-a e G3-b.

Quanto ao estado limite de serviço, apresenta-se para a carga de serviço obtida de acordo com a expressão 4.3, a deformação média nos vãos, a abertura de fendas nas secções críticas das vigas G3-a e G3-b na Tabela 4.19 e a respectiva medição experimental na Figura 4.70 e na Figura 4.71.

Tabela 4.19 - Deformação e abertura de fendas na série de vigas G3 em serviço

	Pser (kN)	Deformação (mm)	Fissuras (mm)	
		Vão	Apoio	Vão
Viga G3-a	39,2	3,8	1,3	0,4
Viga G3-b	39,3	3,08	1	0,39

Nota: A deformação apresentada corresponde à deformação média dos vãos

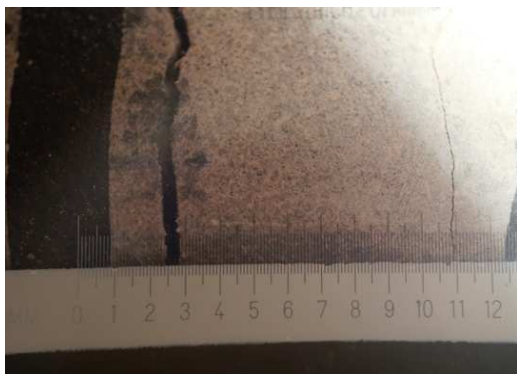


Figura 4.70 - Abertura de fendas no vão direito da viga G3-a na carga de 40 kN



Figura 4.71 - Abertura de fendas no apoio central da viga G3-a na carga de 40 kN

As aberturas de fendas experimentais medidas para cada patamar de carga adoptado nos ensaios das vigas G3-a e G3-b, são apresentadas respectivamente na Tabela 4.20 e Tabela 4.21.

Tabela 4.20 – Abertura de fendas na viga G3-a

Abertura de fendas (mm) -Viga G3-a			
Carga (kN)	Vão, esq.	Apoio	Vão, dir.
10	0,1	-	0,06
15	0,15	0,11	0,1
0	0,06	0,1	0,05
20	0,1	0,35	0,2
25	0,15	0,5	0,25
0	0,08	0,1	0,09
30	0,2	0,75	0,3
35	0,22	1	0,33
40	0,25	1,12	0,36
50	0,4	1,6	0,45

Tabela 4.21 – Abertura de fendas na viga G3-b

Abertura de fendas (mm) -Viga G3-a			
Carga (kN)	Vão, esq.	Apoio	Vão, dir.
10	-	-	-
15	0,07	-	0,08
0	0,02	-	0,05
20	0,18	0,4	0,2
25	0,22	0,55	0,25
0	0,1	0,11	0,1
30	0,26	0,72	0,3
35	0,32	0,85	0,35
40	0,37	1	0,41
50	0,45	1,65	0,47

Numa análise elástica a maior abertura de fendas na zona do apoio central das vigas, seria justificada com o maior momento flector actuante negativo. Todavia, após a carga de fissuração, os momentos flectores experimentais nos vãos são sempre superiores ao do apoio central das vigas.

Assim, a maior abertura de fendas observada em ambas as vigas na secção do apoio central, como apresentam as tabelas anteriores, é justificado com as maiores

extensões evidenciadas nos varões longitudinais superiores (devido a menor área de armadura).

Para as cargas de serviço expostas na Tabela 4.19, apresenta-se o padrão de fissuras das vigas G3-a e G3-b da Figura 4.72 à Figura 4.74.

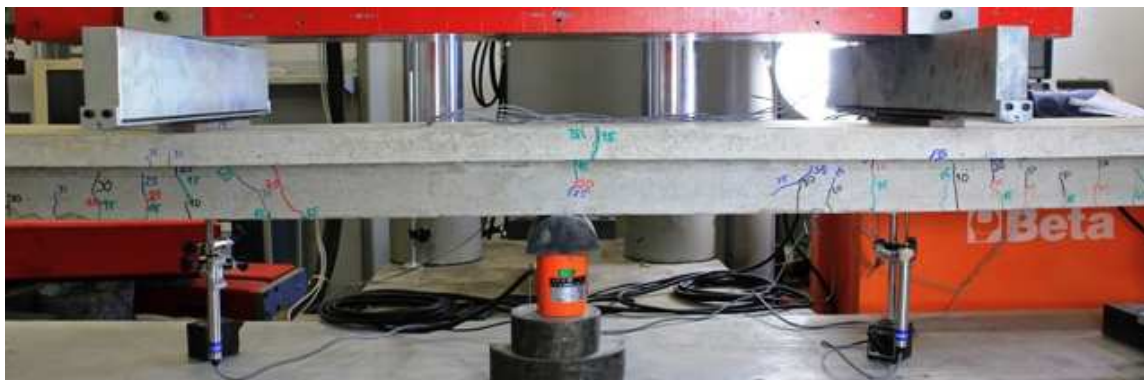


Figura 4.72 - Padrão de fissuras na viga G3-a para a carga de 40 kN



Figura 4.73 - Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G3-b para a carga de 40 kN



Figura 4.74 - Padrão de fissuras no vão esquerdo da viga G3-b para a carga de 40 kN

Os momentos flectores experimentais (obtidos de acordo com as expressões 4.5, 4.6 e 4.7), actuantes nas secções críticas das vigas G3-a e G3-b, são respectivamente apresentados na Figura 4.75 e na Figura 4.76.

Observa-se que antes da fissuração das vigas os momentos flectores experimentais verificados nas vigas G3-a e G3-b são semelhantes aos momentos flectores teóricos, porém, logo após este patamar carga devido a grande perda de rigidez do apoio central os momentos flectores experimentais baixam repentinamente no apoio central, aumentando conseqüentemente nos vãos (súbita redistribuição de esforços nas vigas).

Entre a carga de fendilhação até à rotura das vigas, os momentos experimentais tendem a se afastar gradualmente (não linearmente) dos momentos flectores

teóricos, sendo este facto justificado com a redistribuição gradual de esforços do apoio central para os vãos das vigas em consequência da maior rigidez de flexão destas (maior área de armadura).

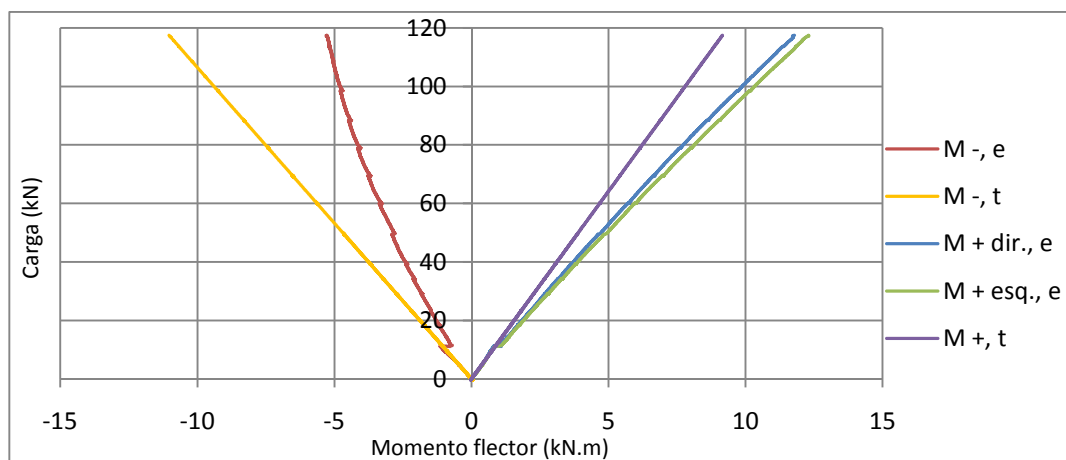


Figura 4.75 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G3-a

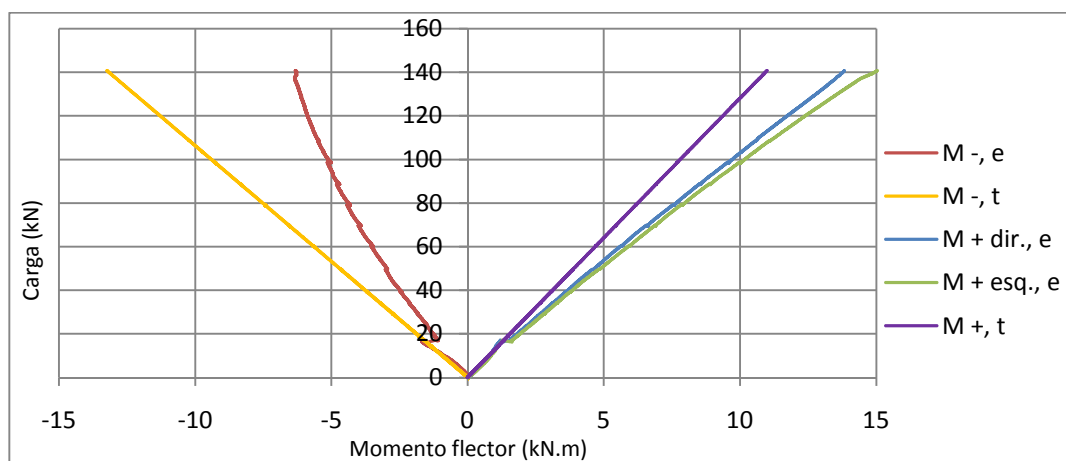


Figura 4.76 - Momentos flectores teóricos e experimentais na viga G3-b

Nota: **M -, e** = “momento flector experimental no apoio central”; **M -, t** = “momento flector teórico negativo”; **M + dir., e** = “momento flector experimental no vão direito”; **M + esq., e** = “momento flector experimental no vão esquerdo”; **M +, t** = “momento flector teórico nos vãos”.

As observações feitas aos gráficos anteriores podem igualmente ser constatadas e confirmadas nas reacções experimentais verificadas nos apoios destas vigas, apresentas no Anexo B.

Com base nos momentos flectores experimentais e nos momentos flectores teóricos, calcula-se para cada patamar de carga a redistribuição de esforços em ambas as vigas, de acordo com a expressão 4.10. Em resultado, apresenta-se respectivamente nos gráficos da Figura 4.77 e da Figura 4.78, a evolução da redistribuição de esforços das vigas G2-a e G2-b durante os ensaios.

Tal como referido na análise dos momentos flectores experimentais, verifica-se nestes gráficos, a redistribuição de esforços repentina na passagem da viga para o estado fendilhado. Observa-se ainda que após esta carga, a evolução e a propagação de fendas implicou a redistribuição gradual de esforços do apoio central para os vãos destas vigas.

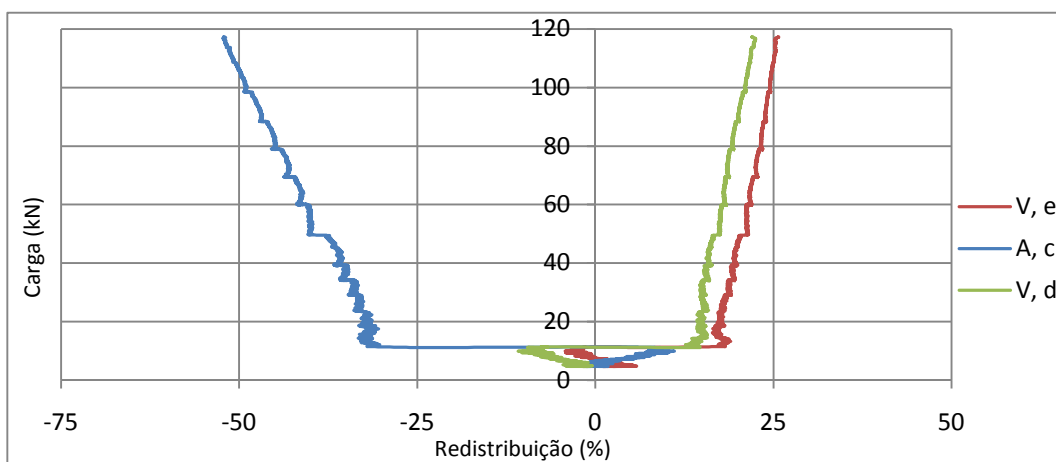


Figura 4.77 - Evolução da redistribuição de esforços na viga G3-a

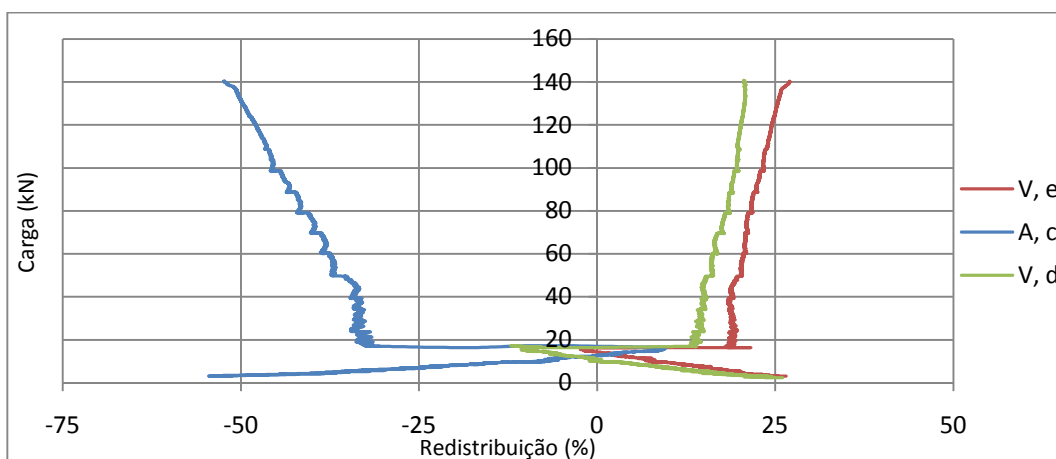


Figura 4.78 - Evolução da redistribuição de esforços na viga G3-b

Nota: V, e = "Redistribuição de esforços para o vão esquerdo"; A, c = " Redistribuição de esforços no apoio central"; V, d = "Redistribuição de esforços para o vão direito".

Constatou-se nestas vigas a maior capacidade de redistribuição de esforços (ainda que reduzida) comparativamente a série de vigas G2, o que revela a maior capacidade de rotação plástica da secção do apoio central nestas vigas, em consequência do maior confinamento no betão adoptado na zona do apoio central desta série de vigas. Tal foi notado após os ensaios, tendo em conta os diferentes modos de rotura apresentados nestas vigas, quando comparado com as vigas da série G2.

Nota-se ainda que apesar da resistência à compressão diferir substancialmente nas vigas G3-a e G3-b, evidencia-se na análise dos gráficos, a concordância na evolução de redistribuição de esforços até a rotura em ambas as vigas.

Em jeito de resumo, é apresentado na Tabela 4.22 a percentagem de redistribuição de esforços na rotura das vigas G3-a e G3-b, de acordo com a expressão 4.10.

Tabela 4.22 – Redistribuição máxima de esforços nas vigas G3-a e G3-b

	Redistribuição de esforços (%)		
	Apoio Central	Vão Esquerdo	Vão Direito
Viga G3-a	- 52,1	+25,4	+ 22,2
Viga G3-b	- 52	+ 26,9	+ 20,7

Por último importa referir que, os resultados experimentais da extensão do betão na secção do apoio central das vigas G3-a e G3-b são apresentados, na Figura 4.83 do subcapítulo da síntese comparativa.

4.5 Síntese comparativa

Neste ponto pretende-se apresentar uma síntese dos resultados experimentais, afim de, comparar o comportamento em serviço e na rotura de todas as vigas ensaiadas. Neste sentido, para as cargas de serviço definidas, apresenta-se na Tabela 4.23 a deformação média e a abertura de fendas nas secções críticas de todas as vigas ensaiadas.

Tabela 4.23 – Valores representativos do comportamento em serviço das vigas

Viga	P_{ser} (kN)	Deformação (mm)	Abertura de fendas	
			Apoio	Vão
R	27,9	1,73	0,6	0,18
G1 - a	22,6	2,46	0,6	0,34
G1 - b	23,8	2,12	0,7	0,46
G2 - a	39,6	3,53	1,3	0,4
G2 - b	39,7	3,98	1,1	0,53
G3 - a	39,2	3,8	1,3	0,4
G3 - b	39,3	3,08	1	0,39

Nota: A carga de serviço apresentada é obtida pelo somatório das reacções experimentais

Para efeitos de comparação ao nível da abertura de fendas e deformação média das vigas, torna-se útil o confronto de resultados entre patamares de carga iguais, todavia, devido à diferença existente no dimensionamento das vigas, tal torna-se impossível. Ainda assim observa-se na Tabela 4.23, que ao nível da deformação a viga R é a que evidenciou a melhor resposta em serviço, conseqüente dos varões de aço

exibirem antes da cedência, uma rigidez cerca de 3 vezes maior que os varões de GFRP. Entre as vigas armadas com varões de GFRP, observa-se ainda, que a série de vigas G1 apresentou em serviço maiores deformações em consequência da menor área de armadura na face inferior nas vigas e por conseguinte da menor rigidez de flexão dos vãos das mesmas.

Para níveis de carga não muito distantes do serviço, a viga R evidenciou a menor abertura de fendas, devido a maior rigidez dos varões de aço antes da cedência. Quanto às vigas armadas com varões de GFRP, a série de vigas G1 evidenciaram maiores fissuras na zona do poio central e menores nos vãos, quando comparado às séries de vigas G2 e G3. Este facto é justificado com a maior rigidez de flexão nos vãos das vigas G2 e G3, consequente da troca dos varões longitudinais nestas séries de vigas, relativamente à série G1.

Na verificação aos estados limites de serviço dos elementos de betão armado com varões de aço, o EC2 [3] permite como máximo de abertura de fendas o valor de $W_{m\acute{a}x} = 0,4$ mm, dependendo da classe de exposição do betão. Na verificação da deformação máxima da estrutura, o mesmo estabelece o valor limite de $l/250$. No caso dos elementos de betão armado com varões de GFRP, o ACI 4401R-06 [1] recomenda na verificação da deformação em serviço o valor limite de $l/240$, sendo que no que respeita a abertura de fendas, estabelece o valor máximo de 0,7 mm para ambientes exteriores e 0,5 mm para ambientes interiores.

A verificação aos estados limites de serviço das vigas ensaiadas no presente trabalho, apresenta-se em síntese na Tabela 4.24.

Tabela 4.24 - Verificação aos estados limites de serviço das vigas

Viga	P_{ser} (kN)	Deformação Média (mm)		Abertura de Fendas (mm)		Regulamento
		Vão	Verifica ?	Vão	Verifica ?	
R	27,9	1,79	Sim	0,18	Sim	Eurocódigo 2
G1 - a	22,6	2,46	Sim	0,34	Sim	ACI 440R.01-06
G1 - b	23,8	2,12	Sim	0,46	Sim	ACI 440R.01-06
G2 - a	39,6	3,53	Sim	0,4	Sim	ACI 440R.01-06
G2 - b	39,7	3,98	Sim	0,53	Sim	ACI 440R.01-06
G3 - a	39,2	3,8	Sim	0,4	Sim	ACI 440R.01-06
G3 - b	39,3	3,08	Sim	0,39	Sim	ACI 440R.01-06

Nota: Na verificação da deformação usou-se o valor de $L/250 = 4$ mm

De notar, que para os carregamentos de serviço definidos, todas as vigas verificaram os limites impostos nos regulamentos para o nível da fissuração e a deformação.

Em jeito de comparação mostra-se na Figura 4.79, as deformações experimentais verificadas nos vãos de todas as vigas ensaiadas na presente dissertação. Da análise dos gráficos pretende-se constatar as diferenças existentes no comportamento mecânico de vigas de betão armado com varões de aço e varões de GFRP.

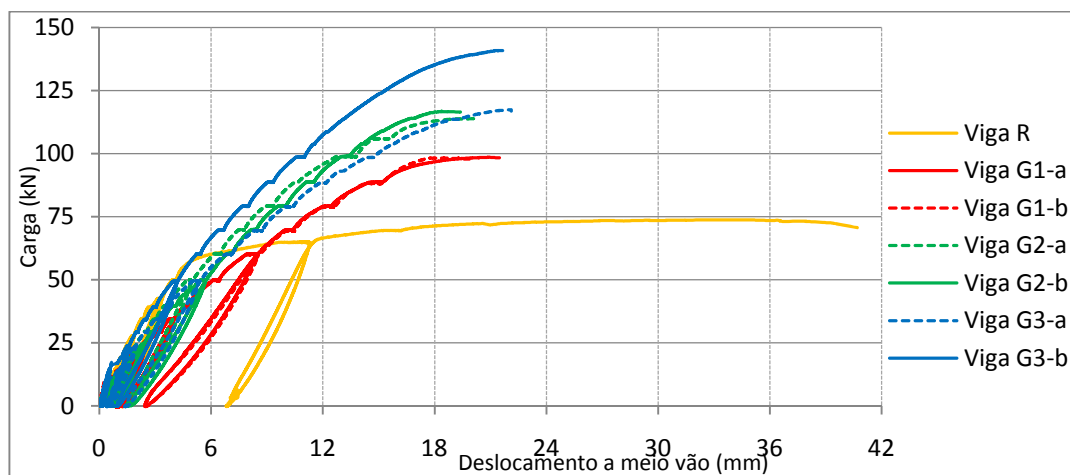


Figura 4.79 - Comparação dos deslocamentos experimentais das vigas ensaiadas em função da carga

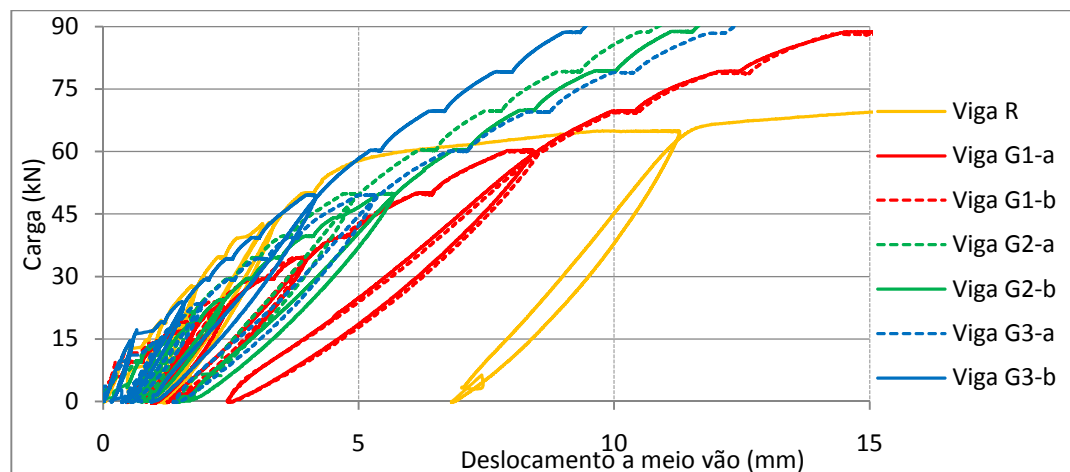


Figura 4.80 - Comparação dos deslocamentos experimentais das vigas ensaiadas (ampliação)

Primeiramente, verifica-se no comportamento da viga R três fases distintas representativas da rigidez de flexão da viga antes da fissuração, após a fissuração até a cedência das armaduras e da cedência das armaduras até a rotura. Todavia, nas vigas armadas com varões de GFRP, devido a relação elástico-linear destes varões (ausência de patamar de cedência), observa-se apenas 2 fases distintas no comportamento destas vigas até a rotura, sendo que, caracterizam a rigidez de flexão das vigas antes da fissuração e após a fissuração até a rotura.

Observa-se que na rotura, a viga R evidencia deformações muito superiores às verificadas nas restantes vigas. Este facto é explicado com às importantes diferenças existentes nas características mecânicas dos varões de aço e GFRP. A elevada

capacidade de deformação plástica exibida pelos varões de aço após a cedência, permitiram grande capacidade de rotação às secções críticas das vigas e por conseguinte grande capacidade de deformação. De entre as vigas armadas com varões de GFRP, a série G2 e G3 para além de apresentarem menores deformações, exibiram também maior capacidade de recuperação após os ciclos de descarga. Quanto à viga R, esta só demonstrou grande capacidade de recuperação antes dos varões longitudinais entrarem em cedência, tal como mostra a Figura 4.80.

As cargas de colapso, obtidas experimentalmente em ambas as vigas da série G2, foram superiores às verificadas nas vigas da série G1. De facto, note-se que a maior rigidez de flexão nos vãos das vigas G2 e por conseguinte a maior capacidade de redistribuição de esforços, permitiram retardar a carga de rotura destas vigas em relação as vigas G1-a e G1-b. Quanto a série de vigas G3, nota-se que o maior confinamento do betão no apoio central implicou a maior capacidade de redistribuição de esforço e por conseguinte, maior carga última de rotura evidenciada nestas vigas.

Mencionar ainda que, a elevada ductilidade do betão evidenciada na secção do apoio central das vigas ensaiadas, deveu-se a elevada taxa de armadura resistente ao esforço transversal adoptadas no dimensionamento das vigas, de modo a prevenir a rotura prematura por esforços de corte. Justifica-se assim, a boa capacidade de redistribuição de esforços exibida nas vigas G2-a e G2-b e a diminuta diferença existente para a capacidade de redistribuição de esforços verificada nas vigas G3-a e G3-b.

A redistribuição de esforços e os principais resultados experimentais, verificados na rotura das vigas ensaiadas, são apresentados em síntese na Tabela 4.25.

Tabela 4.25 - Síntese comparativa dos principais resultados na rotura das vigas

Viga	Modo de Rotura	Carga de Rotura (kN)	Momento na Rotura (kN.m)			Redistribuição (%)		
			Vão, Esq.	Apoio	Vão, Dir.	Vão, Esq.	Apoio	Vão, Dir.
R	Apoio; varões	73,7	7,49	3,83	7,11	+ 23,35	-44,9	+ 19,12
G1 - a	Apoio; betão	98,2	8,02	8,26	8,34	+ 3,7	- 9,5	+ 6,3
G1 - b	Apoio; betão	98,6	8,09	8,15	7,91	+ 3,8	- 7,2	+ 3,1
G2 - a	Vão; corte	113,8	12,86	3,71	11,92	+ 29,1	- 61	+ 24,6
G2 - b	Apoio; betão	116,8	12,04	5,52	11,64	+ 24,4	- 49,8	+ 21,8
G3 - a	Vão; betão	117,4	12,29	5,28	11,78	+ 25,4	- 52,1	+ 22,2
G3 - b	Vão; betão	140,8	15,04	6,3	13,83	+ 26,9	- 52	+ 20,7

Na série de vigas G2, apesar da grande capacidade de redistribuição de esforço verificada, a rotura por esmagamento do betão no apoio central das vigas mostra que esta secção não teve capacidade de rotação plástica suficiente (ductilidade), para conseguir formar nova “rótula plástica” nos vãos.

No caso das vigas da série G3, a rotura sucedeu-se com o esmagamento do betão nos vãos. O maior confinamento na zona do apoio central desta viga em relação à série G2, possibilitou ainda que diminutamente, maior capacidade de redistribuição de esforços para os vãos destas vigas, em consequência do aumento de ductilidade do betão à compressão na secção do apoio central. Em relação a série de vigas G2, observa-se que a maior capacidade de rotação plástica do apoio central em consequência do maior confinamento adoptado nesta série de vigas, proporcionou a formação da segunda “rótula plástica” nos vãos.

Quanto aos momentos flectores experimentais actuantes nas secções críticas das vigas ensaiadas, estes são apresentados em jeito de comparação, nos gráficos da Figura 4.81 e na Figura 4.82.

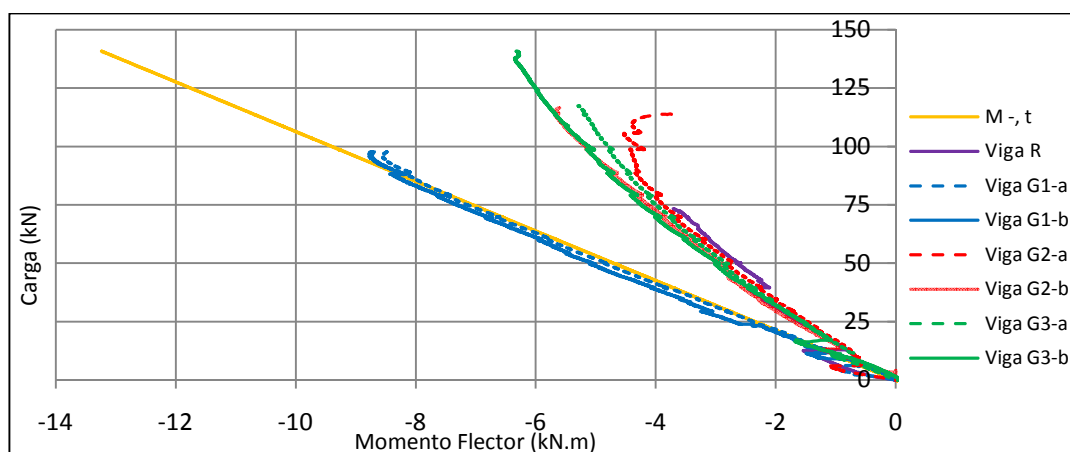


Figura 4.81 - Comparação dos momentos flectores experimentais actuantes no apoio central das vigas

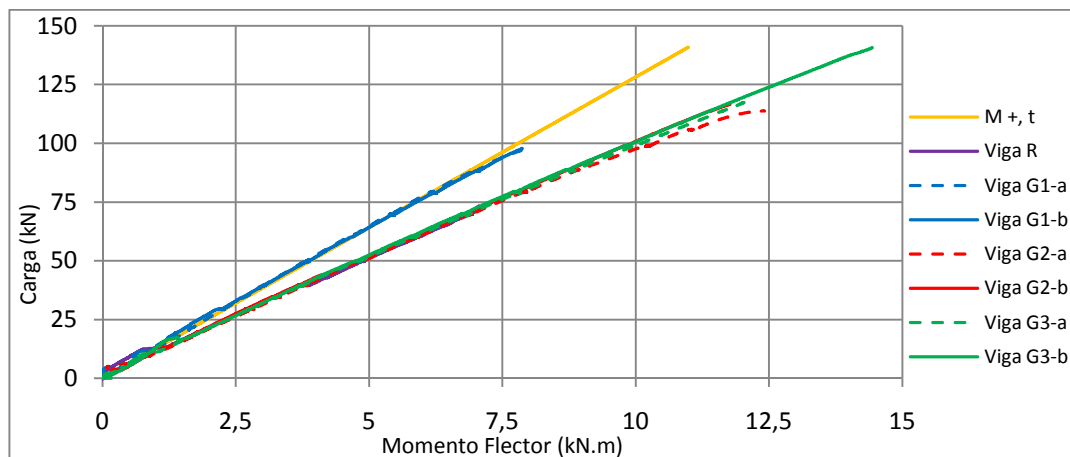


Figura 4.82 - Comparação dos momentos flectores experimentais actuantes nos vãos das vigas

Da observação dos gráficos, nota-se que a série de vigas G1 foi a que exibiu o comportamento mais próximo do elástico, tal como previsto pelo dimensionamento elástico adoptado nestas vigas. Nota-se ainda, que os momentos flectores experimentais nas secções críticas das restantes vigas afastam-se dos respectivos momentos elásticos teóricos, devido a capacidade de redistribuição de esforços exibida por as mesmas.

A maior rigidez de flexão nos vãos das vigas R, G2 e G3, foi verificada experimentalmente pelo maior momento flector actuante na secção do meio vão destas vigas, como mostra a Tabela 4.25. No caso da série de vigas G1, em consequência da diminuta redistribuição de esforços exibida, o momento flector nos vãos foi um pouco menor do que o verificado no apoio central, tal como esperado.

A comparação entre os valores teóricos e experimentais na rotura das vigas, apresenta-se na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais na rotura das vigas

Viga	Momentos e Carga na rotura das Vigas						Modo de rotura	
	Momento na rotura (kN.m)				Carga de rotura (kN)			
	Analítico		Experimental		Analítico	Experimental	Teórico	Exp.
	Vão	Apoio	Vão	Apoio				
R	7,24	4,05	7,3	3,83	74,12	73,7	Varão; Apoio	Varão; Apoio
G1 - a	8,28	6,75	8,18	8,26	71,8	98,2	Betão; apoio	Betão; apoio
G1 - b	9,05	7,60	8	8,15	80,85	98,6		
G2 - a	10,63	5,20	12,39	3,71	105,8	113,8	Betão; vão	Betão; apoio
G2 - b	12,40	6,20	11,84	5,52	124,0	116,8		
G3 - a	11,59	6,06	12,03	5,28	116,9	117,4	Betão; vão	Betão; vão
G3 - b	13,96	7,52	14,43	6,3	141,8	140,8		

Nota: O momento experimental do vão das vigas apresentado nesta tabela, corresponde à média dos valores verificados nos vãos.

Desta comparação nota-se que exceptuando as vigas da série G2, os modos de rotura verificados experimentalmente coincidem com os previstos teoricamente.

Os valores dos momentos flectores actuantes nas secções críticas da viga no momento da rotura, não divergem significativamente dos valores previstos analiticamente.

Quanto a carga de rotura, nos casos da viga R e da série de vigas G3 o valor experimental foi semelhante ao previsto através da análise plástica. Na série de vigas G1 e G2 tal não acontece, podendo ser justificado com o facto da tensão de

compressão do betão utilizada nos cálculos, ser menor daquela atingida nos ensaios (relação conservadora da tensão cilindro/cubo adoptada no EC2). No caso da série G2, o facto do modelo de cálculo utilizado no dimensionamento não coincidir com o verificado experimentalmente, poderá explicar a diferença existente entre a carga de rotura teórica e experimental.

Desta comparação importa concluir, que as previsões teóricas fornecidas pelas formulações do ACI justificam os resultados experimentais, desde que se considere os parâmetros adequados na utilização das expressões de cálculo, ou seja a tensão de compressão e principalmente a extensão última do betão.

A evolução das extensões de compressão no betão na secção do apoio central das vigas ensaiadas, são ilustradas no gráfico da Figura 4.83, apenas nos casos em que os resultados experimentais foram credíveis.

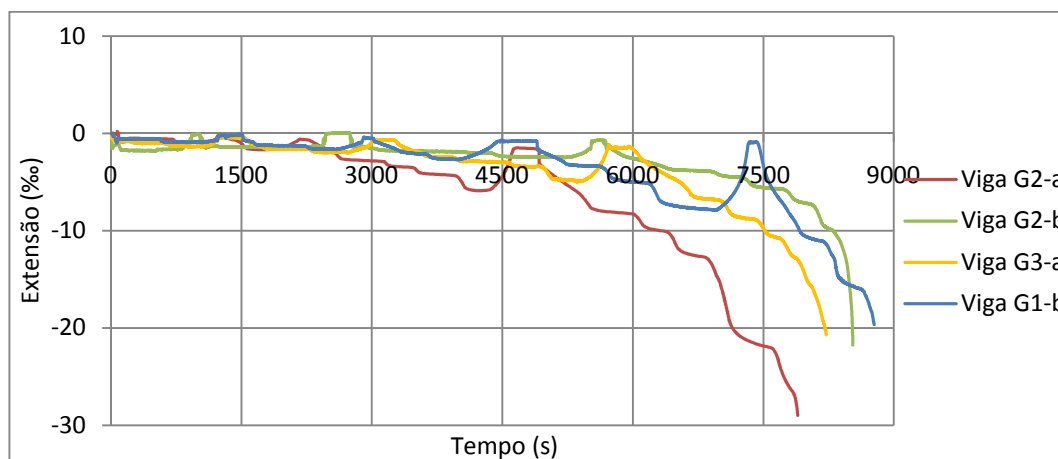


Figura 4.83 - Evolução da extensão do betão na secção do apoio central das vigas

A elevada sensibilidade da câmara de vídeo-extensometria associada as mudanças de luminosidade e aos fragmentos de betão que soltam-se da viga durante os ensaios de flexão, conduzem à resultados por vezes pouco confiáveis. Outro dos aspectos a ter em atenção, é o facto de que as extensões do betão verificadas na secção do apoio central, incluem o fenómeno de fluência observado visualmente nas várias paragens de carga adoptados durante os ensaios das vigas.

Neste sentido, um critério adoptado na previsão dos resultados experimentais de modo a excluir o efeito de fluência e os possíveis erros de leitura, foi o de a extensão do betão ter atingido pelo menos 60 % da apresentada no gráfico da Figura 4.83.

Capítulo 5

Conclusões gerais e desenvolvimentos futuros

5.1 Conclusões gerais

No capítulo anterior, apresentam-se conclusões na sequência dos resultados obtidos do presente trabalho, tendo-se deixado para o presente neste apenas a síntese das principais conclusões.

Devido à ausência de ductilidade dos varões de GFRP em relação ao aço, as vigas em betão armado com varões de GFRP exibiram um comportamento elástico antes e após a abertura de fendas.

O menor módulo de elasticidade do GFRP relativamente ao aço é notável na maior abertura de fendas e na maior deformação evidenciada nas vigas contínuas armadas com varões de GFRP. Apesar de armadas longitudinais com áreas significativamente superiores à de aço adoptada na viga de referência, esta característica evidencia-se igualmente na menor rigidez de flexão das vigas armadas com GFRP, após a respectiva carga de fissuração.

Depois dos vários ciclos de carga, as vigas armadas com varões de GFRP exibiram grande capacidade de recuperação tanto ao nível da deformação como ao nível da abertura de fendas. Tal, foi igualmente verificado na viga de referência, contudo, apenas antes da plastificação dos varões de aço.

Nas vigas sobre-armadas inferiormente com varões de GFRP, a abertura de fendas e a deformação evidenciada foram inferiores, devido à maior rigidez nos vãos. A capacidade de recuperação evidenciada durante os vários ciclos de descarga foi superior.

Para níveis de serviço, todas as vigas ensaiadas verificaram os limites impostos nos regulamentos, para a abertura de fendas e deformação máxima.

Verificou-se uma boa ligação de aderência entre o betão e os varões de GFRP do fabricante “schoeck” durante os ensaios de flexão.

Tal como pressuposto, as vigas sobre-armadas superiormente exibiram experimentalmente um comportamento elástico quase até à rotura e uma diminuta

capacidade de redistribuição de esforços, em consequência da elevada rigidez do apoio central..

As vigas sobre-armadas inferiormente, neste caso a série G2, exibiram grande capacidade de redistribuição de esforços do apoio central para os vãos em consequência do elevado confinamento do betão. Tal facto, justifica-se com a elevada área de armadura de esforço transversal adoptada em todas as séries de vigas (de modo a prevenir a rotura prematura por esforços de corte).

Ainda assim, o maior confinamento na zona do apoio central na série de vigas G3, permitiu ainda que diminutamente, um incremento na capacidade de carga resistente, na deformação nos vãos, na ductilidade da secção do apoio central e por conseguinte na capacidade de redistribuição global destas vigas. O acréscimo de confinamento, evidenciou-se ainda no modo de roturas das vigas ensaiadas, que neste caso deram-se por esmagamento do betão nos vãos. Neste caso, a rotura ocorre segundo o pressuposto da análise plástica, ou seja, através da formação das chamadas “rótulas plásticas” nas secções críticas das vigas.

Importa referir que, devido à elevada armadura de esforço transversal adoptada e à escala reduzida das vigas ensaiadas, o efeito do maior confinamento do betão no apoio central não foi significativo, contudo, em vigas contínuas à escala real, esta solução poderá ter efeitos significativamente superiores no seu comportamento à flexão.

Da comparação dos resultados experimentais e teóricos, considera-se que as previsões de aspectos como os esforços actuantes, a capacidade resistente e o modo de rotura das vigas segundo a formulação do ACI 4401R-06 [1], conduziram a valores considerados de um modo geral razoáveis. Todavia, importa citar que o seu sucesso depende das variáveis adoptadas no seu dimensionamento. Neste sentido, torna-se fundamental quantificar o efeito do confinamento, em variáveis fundamentais como a resistência e a extensão última de compressão do betão.

Pelo verificado na viga G3-b, demonstra-se que o dimensionamento plástico é válido nos elementos contínuos de betão armado com varões de GFRP, contudo importa garantir que as secções críticas dos mesmos, tenham ductilidade e capacidade de rotação suficiente para formar as chamadas rótulas plásticas.

Finalmente, considera-se, que os objectivos propostos neste trabalho de investigação foram de um modo geral cumpridos, esperando-se que as conclusões extraídas contribuam para o aumento da aplicabilidade dos varões de GFRP nas estruturas de betão.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Apesar de se considerar que os objectivos propostos na presente dissertação foram de um modo geral alcançados, existem aspectos que devem ser estudados e tratados em trabalhos futuros, de modo a aumentar o conhecimento do comportamento à flexão de vigas contínuas de betão armado com varões de GFRP. Assim os desenvolvimentos futuros poderão contemplar alguns aspectos a seguir referidos.

Os ensaios de tracção nos varões de GFRP podem ser melhorados nos futuros trabalhos de investigação. Apesar dos bons resultados alcançados, não foi possível determinar com eficiência a relação constitutiva deste material. Aconselha-se o uso de tubos de aço nos ensaios de tracção, com vista a evitar a perda prematura de resistência à tracção dos varões de GFRP em consequência da força de aperto nas garras da prensa hidráulica.

Apesar de aparentemente não ter ocorrido o escorregamento dos varões de GFRP no betão, importa avaliar experimentalmente a ligação de aderência entre o betão e os varões de GFRP, através do ensaio de arrancamento.

Importa ainda ensaiar, avaliar e analisar o comportamento à flexão de vigas contínuas de betão armado com varões de GFRP à escala real, nomeadamente ductilidade e capacidade de redistribuição de esforços. O efeito do confinamento do betão recorrendo à maior área de armadura transversal nas secções críticas das vigas à escala real, também interessa ser estudado, pois tal poderá resultar em melhor comportamento em relação ao observado na presente dissertação.

Outro tema importante seria a avaliação experimental do comportamento ao corte de vigas armadas transversalmente com estribos de GFRP, comparando-o com uma viga de referência com estribos em aço.

Como o material de GFRP é muito vulnerável ao fogo, importa avaliar o comportamento dos elementos estruturais de betão armado com varões de GFRP em caso de incêndio.

Finalmente, uma análise de custo/benefício da utilização de varões de GFRP nas estruturas de betão, pois na engenharia civil a aplicabilidade de uma nova solução construtiva depende sobretudo da sua viabilidade económica.

Referências Bibliográficas

- [1] ACI 440.1R-06, 2006, "Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP Bars", American Concrete Institute, ACI Committee 440.
- [2] ACI Committee 440, "State-of-the-Art report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", ACI 440 R-96, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1996.
- [3] EN 1992-1-1, 2004, "Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Building", December, European Committee for Standardization (CEN).
- [4] Carmo, R.N.F., Lopes, S.M.R., (2005), "Ductility and linear analyses with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams", Can. J. Civ. Eng., Vol. 32, pp. 194-203.
- [5] Lee, W.K., Jansen, D.C., Berlin, K.B, Cohen, I.E., (2010), "Flexural Cracks in Fiber-Reinforced Concrete Beams with Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars", ACI structural journal, Vol.107, No. 3, pp. 321-329.
- [6] Luca, A., Matta, F., Nanni, A., (2010), "Behavior of Full-Scale Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Columns under Axial Load", ACI structural journal, Vol. 107, No. 5, pp. 589-596.
- [7] ISIS Canada, 2007, "Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers", No.3.
- [8] Bank L.C., (2006), Composites of construction: structural design with FRP materials, John Wiles and Sons.
- [9] Faza S.S., GangaRao HVS. (1993), "Theoretical and experimental correlation of behavior of concrete beams reinforced with fiber reinforced plastic rebars" in Fiber-reinforced-plastic reinforcement for concrete structures", SP-138, American Concrete Institute, pp. 599-614.

- [10] - Nanni, A. (1993a), "Flexural behavior and design of reinforced concrete members using FRP rods", *Journal of Structural Engineering*, V. 119, No. 11, pp. 3344-3359
- [11] Benmokrane, B., Masmoudi, R., and Chaallal, O. (1996a). "*Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Rebars.*" *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No.1, pp. 46-55.
- [12] Benmokrane, B., Tighiouart, B., and Chaallal, O. (1996b)." Bond strength and load distribution of composite GFRP reinforcing bars in concrete". *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 3, pp. 246-253.
- [13] Masmoudi, R., Thériault, M., Benmokrane, B., (1998)." Flexural Behavior of Concrete Beams with Deformed Fiber Reinforced Plastic Reinforcing rods". *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 6, pp. 665-676.
- [14] Houssam, A.T., Mohamed, S., (2000). "Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars". *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 5, pp. 712-719.
- [15] Vijay, P.V., GangaRao, V.S., (2001). "Bending Behavior and Deformability of Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Members". *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 6, pp. 834-842.
- [16] JSCE Japão, 1997, "Recommendations for Design and Construction of Concrete Structures Using Continues Fiber Reinforcing Materials", Japan Society of Civil Engineers (JSCE).
- [17] Fib-Bulletin No. 40, 2007, "FRP reinforcement in RC structures", July, The international Federation for Structural Concrete (FIB).
- [18] Sungwoo, S., Daewon, S., and Byumseok, H., (2009). "Performance of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars". *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, Vol. 8, No. 1 pp.197-204.
- [19] Rafi, M.M., Nadjei, A., (2009), "Evaluation of ACI 440 Deflection Model for Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Beams", *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No.6, pp. 762-771.

- [20] Li, V.C., Wang, S., (2002) "Flexural Behaviors of Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Reinforced Engineered Cementitious Composite Beams". ACI Structural Journal, Vol.99, No. 1, pp. 11-21.
- [21] Shin, S., Seo, D., Han, B., (2009), "Performance of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars" Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 8, No. 1, pp. 197-204.
- [22] Mosley, C.P., Tureyen, A.K., Frosch, R.J., (2008), "Bond Strength of Nonmetallic Reinforcing Bars", ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 5, pp. 634-642.
- [23] C. Barris, L. Torres, A. Turon, M. Baena, e A. Catalan, (2009), "An experimental study of the flexural behaviour of GFRP RC beams and comparison with prediction models," *Composite Structures*, vol. 91, pp. 286-295.
- [24] Ahamed, A.A., Ei-Salakawy, E.F., Benmokrane, B., (2010), "Performance Evaluation of Glass Fiber-Reinforced Polymer Shear Reinforcement for Concrete Beams". ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 1, pp.53-62.
- [25] Grace, N., Soliman, A., Abdel-Sayed, G., Saleh, K., (1998), "Behavior and Ductility of Simple and Continuous FRP Reinforced Beams", Journal of Composites for Construction, Vol. 4, N^o 2, pp. 186-194.
- [26] M. Habeeb, A. Ashour, "Flexural Behavior of Continuous GFRP Reinforced Concrete Beams", Journal of Composites for Construction, Vol. 12, N^o 2, pp. 115-124, 2008.
- [27] Matos, B.J.S.D.C., (2010), "Vigas em betão armado com varões de GFRP - avaliação do comportamento em serviço e na rotura de vigas hiperestáticas", Dissertação de mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [28] Página da internet: <http://en.wikipedia.org/wiki/Extensometer#Non-contact>, visitada a 24 de Setembro de 2010.
- [29] Página da internet: <http://sine.ni.com/nips/cds/view/p/lang/en/nid/12202>, visitada em 30 de Setembro de 2010.

[30] Página da internet: <http://www.ni.com/pdf/manuals/320999e.pdf>, visitada em 19 de Outubro de 2010.

[31] NP-ENV 206, (1993), “Betão - Comportamento, Produção, Colocação e Critérios de Conformidade”, Norma Portuguesa, IPQ.

[32] NP EN 10002-1; (2006), "Materiais metálicos. Ensaio de tracção. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente"; Norma Portuguesa, IPQ.

[33] Castro, P. F., (1997), “Barras de FRP: Analisando o Módulo de Elasticidade não Destrutivamente”, Polímeros: ciência de tecnologia, pp. 58-65

[34] Página da Internet: <http://www.schoeck-canada.com/>, visitada em 23 de Julho de 2010.

[35] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, ACI 318M, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2005.

Anexos

Anexo A

1 Dimensionamento de elementos de betão armado com varões de FRP

As considerações gerais do dimensionamento de elementos de betão armado com varões de GFRP, segundo o regulamento americano ACI 440.1R-06 [1], são apresentadas neste capítulo. Apesar de ser baseado nos mesmos pressupostos do regulamento para estruturas de betão armado, o ACI 318-05 [35], este regulamento enuncia algumas recomendações sobre a filosofia dimensionamento a adoptar nas neste tipo de solução construtiva, devido as diferenças existentes nas propriedades mecânicas do aço e o GFRP

1.1 Propriedades dos materiais

Segundo o ACI 440.1R-06 [1], deve ser aplicado um factor redutor as propriedades características do material fornecidas pelo fabricante, de forma a considerar os vários tipos de varões GFRP existentes no mercado e os efeitos a longo prazo devido à exposição ambiental. Assim, as propriedades dos varões de GFRP usadas no cálculo destes elementos são obtidas de acordo com a expressão 1.1 e a 1.2.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad 1.1$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad 1.2$$

Em que,

f_{fu} - Resistência de cálculo do varão de GFRP à tracção (MPa)

C_E - Factor de redução ambiental (-)

f_{fu}^* - Resistência característica do varão de GFRP à tracção (MPa)

ε_{fu} - Extensão última de cálculo do varão de GFRP à tracção (‰)

ε_{fu}^* - Extensão última característica do varão de GFRP à tracção (‰)

Os factores de redução ambiental (C_E), para as diferentes condições de exposição são apresentados na Tabela .

Tabela 1 – Factor de redução ambiental (C_E) para as diferentes condições de exposição

	Betão exposto	Betão não exposto
GFRP	0,7	0,8
CFRP	1	0,9

Nota: Por betão exposto subentende-se o betão submetido a acção do terreno e do ambiente.

De notar, que estes factores são estimativas conservadoras, pois dependem da durabilidade de cada tipo de FRP. Estes factores pressupõem igualmente o efeito da

temperatura, todavia, estes varões não devem ser utilizados em temperaturas superiores a utilizada na sua fabricação.

De referir ainda, que o módulo de elasticidade de cálculo (ϵ_{fu}) dos varões de GFRP deverá ser o mesmo enunciado pelo fabricante.

2 Resistência à Flexão

No dimensionamento à flexão das secções dos elementos estruturais armados com varões de GFRP, deve-se garantir que o momento actuante deve ser menor que o momento resistente da secção, tal como mostra a expressão 1.3. O momento resistente da secção é ainda multiplicado pelo factor de segurança aplicado as estruturas.

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad 1.3$$

Em que,

ϕ - Factor de redução da resistência (-)

M_n - Momento resistente da secção (kN.m)

M_u - Momento actuante na secção (kN.m)

O momento resistente da secção (M_n) é determinado com base nos princípios de equilíbrio de forças e compatibilidade de extensões, e depende se o modo de rotura é governado pelo esmagamento do betão ou pela rotura dos varões. A previsão do modo de rotura, pode ser determinado através da comparação entre rácio de armadura e o rácio de armadura balanceada (taxa de armadura para o qual a rotura no betão e nos varões dá-se em simultâneo), de acordo com as expressões 1.4 e 1.5.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad (1.4)$$

Em que,

ρ_f - Percentagem de armadura na secção (-)

A_f - Área de armadura GFRP à tracção (cm²)

b - Largura da secção (m)

d - Altura útil da secção (m)

$$\rho_{fb} = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_{fu}} \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (1.5)$$

Em que,

ρ_{fb} - Percentagem de armadura balanceada (-);

β_1 - Factor normalmente igual a 0,85;

f_c^{\wedge} - Resistência característica do betão a compressão (MPa);

E_f - Módulo de elasticidade dos varões GFRP (Gpa);

ϵ_{cu} - Extensão última do betão (m/m);

f_{fu} - Tensão última dos varões de FRP (Mpa).

Por armadura balanceada, subentende-se a armadura necessária para que a rotura do elemento suceda simultaneamente pelo esmagamento do betão e pela rotura da armadura.

2.1 Rotura por esmagamento do betão

Se $\rho_f > \rho_{fb}$, a rotura do elemento dá-se pelo esmagamento do betão e o diagrama de tensões na secção, pode ser aproximado ao diagrama rectangular proposto pelo ACI 440.1R-06 [1], como apresenta a Figura .

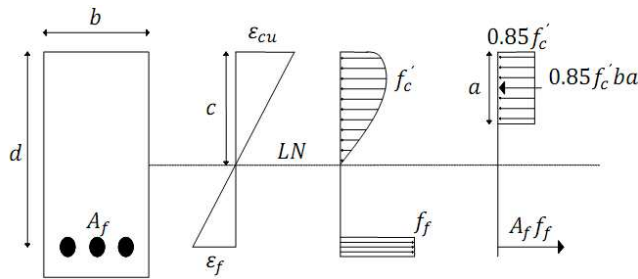


Figura 1 - Diagrama rectangular adaptado do ACI por Matos, B [27] para o modo de rotura pelo betão.

Através do equilíbrio de forças e compatibilidade das extensões, define-se a altura do diagrama rectangular (a) e o momento resistente da secção (M_n).

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0.85 f_c^{\wedge} b} \quad (1.6)$$

$$M_n = A_f \cdot f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (1.7)$$

A tensão nos varões de GFRP (f_f), pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão.

$$f_f = E_f \cdot \epsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a} \leq f_{fu} \quad (1.8)$$

Substituindo a equação 1.6 na equação 1.8, obtêm a expressão seguinte.

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \epsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f_c^{\wedge}}{\rho_f} E_f \epsilon_{cu}} - 0.5 E_f \epsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (1.9)$$

Alternativamente à expressão 1.7, o momento resistente de uma secção pode ser igualmente calculado de acordo com seguinte expressão.

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f}{f_c} \right) b d^2 \quad (1.10)$$

2.2 Rotura pelos varões

Por outro lado se, $\rho_f \leq \rho_{fb}$, a rotura dos elemento acontece pela armadura e naturalmente o diagrama de tensões na secção é diferente do diagrama rectangular simplificado.

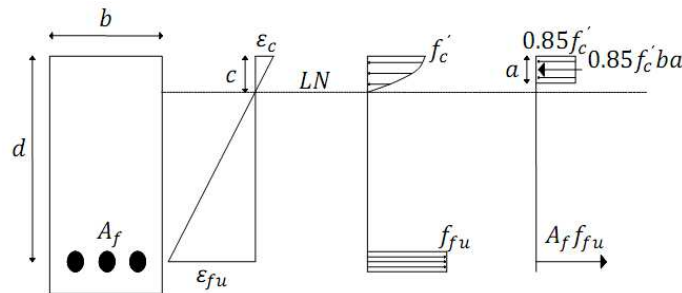


Figura 2 - Diagrama de extensões e tensões na rotura pelas armaduras adaptado por Matos, B [27]

Neste caso, incógnitas como, a extensão máxima do betão e posição da linha neutra, tornam a sua análise bastante complexa. Contudo, nestes casos e segundo o ACI [1], uma maneira simplificada e conservativa de calcular o momento resistente das secções dos elementos de betão, baseia-se na aplicação das seguintes expressões.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \quad (1.11)$$

$$c_b = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) d \quad (1.12)$$

Onde,

ϵ_{fu} - Extensão máxima nos varões de FRP (m/m).

O factor de redução enunciado anteriormente, depende do modo de rotura em questão e pretende proporcionar aos elementos de betão uma reserva de resistência, devido a ausência de ductilidade nos varões de FRP. Dependendo do modo de rotura, recomenda-se a utilização da seguinte expressão.

$$\phi = \begin{cases} 0.55 \text{ se } \rho_f \leq \rho_{fb} \text{ (rotura pelos varões)} \\ 0.3 + 0.25 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \text{ se } \rho_{fb} < \rho_f < 1.4 \rho_{fb} \\ 0.65 \text{ se } \rho_f \geq 1.4 \rho_{fb} \text{ (rotura pelo betão)} \end{cases} \quad (1.13)$$

2.3 Área mínima de FRP

Área mínima de armadura de flexão nos elementos estruturais de betão obtém-se de acordo com seguinte expressão. De notar, que só faz sentido falar-se em armadura

mínima no caso do dimensionamento pela rotura dos varões, pois no caso da rotura por esmagamento do betão, tal está implicitamente garantido.

$$A_{f,\min} = \frac{4,9\sqrt{f_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{330}{f_{fu}} b_w d \quad (1.13)$$

Em que,

$A_{f,\min}$ - Área mínima de FRP resistente à tracção (m²);

b_w - Largura da alma da secção (m).

3 Estados limites de serviço

3.1 Abertura de fendas

Os elementos de betão armados com varões de FRP, apresentam menor rigidez de flexão após a fissuração, pelo que, exibem a maiores aberturas de fendas quando comparado aos elementos de betão armado com varões de aço. De notar, que o modelo analítico de cálculo das aberturas de fendas é independente do tipo de varões longitudinais utilizados, sejam eles aço ou FRP's. Todavia, no seu cálculo, o factor que tem em conta a aderência entre o betão e o elemento à tracção, deve de expressar a realidade de cada tipo de varão. Portanto a máxima abertura de fendas em uma secção, pode ser calculada de acordo com a expressão 1.14.

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{S}{2}\right)^2} \quad (1.14)$$

Em que,

w - Abertura máxima das fendas (m);

β - Rácio entre a distância da linha neutra à fibra extrema traccionada ($h-kd$) e a distância da linha neutra ao centro de gravidade das armaduras de GFRP ($d-kd$) (-);

k_b - Coeficiente de aderência entre o betão e as armaduras em FRP (-);

d_c - Distância entre a fibra extrema traccionada e o centro de gravidade das armaduras em GFRP ($d-kd$) (m);

S - Distância entre o centro de gravidade dos varões longitudinais de FRP (m).

Importa mencionar, que o ACI 440.1R-06 [1] limita a abertura máxima de fendas a 0,5 e 0,7 mm em ambientes interiores e exteriores respectivamente. Já para as estruturas em betão armado com varões de aço, tanto o ACI 318-05 [35] como EC2 [3] limita a abertura máxima de fendas a 0,4 mm. Por ultimo referir, que devido a não corrosibilidade do material, a verificação da abertura de fendas em elementos estruturais armados com FRP's, procede-se mais por razões estéticas do que por razões estruturais e de agressividade do meio ambiente

3.2 Deformação

A deformação nas estruturas deve ser controlada de modo a não comprometer o seu funcionamento e aspecto. Nos elementos de betão armado com varões de FRP's, são esperadas elevadas deformações, em consequência do menor módulo de elasticidade deste material, quando comparado com o aço. Todavia, por vezes maiores deformações não implicam défice de capacidade resistente nestes elementos, tal como muitas vezes é relacionado.

Perante acções estáticas, o cálculo da deformação pode ser realizado segundo o método directo e indirecto.

A utilização do método directo, deve subentender o efeito da perda de rigidez após a fissuração, no cálculo da deformação dos elementos de betão. A inércia da secção dos elementos de betão após a fissuração obtém-se de acordo com a expressão 1.15 e 1.16.

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f A_f d^2 (1-k)^2 \quad (1.15)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (1.16)$$

Em que,

I_{cr} - Momento de inércia da secção fendilhada (m^4);

n_f - Rácio entre o módulo de elasticidade do FRP e o do betão (-).

De notar, que após a fissuração do elemento, a rigidez de flexão das secções depende da grandeza do momento aplicado e varia aproximadamente entre $E_c I_g$ e $E_c I_{cr}$, em que E_c é o módulo de elasticidade do betão à compressão. Pressupondo o baixo módulo de elasticidade dos elementos armados com varões de FRP's e a transição da I_g para I_{cr} das secções, o ACI 440.1R-06 [1], propõe a utilização da expressão 1.17 no cálculo do momento de inércia efectiva da secção.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (1.17)$$

Em que,

I_e - Momento de inércia efectivo (m^4);

M_{cr} - Momento de fendilhação (kN.m);

M_a - Momento actuante na secção (kN.m);

β_d - Coeficiente de redução relativo à área de FRP resistente à tracção (-);

I_g - Momento de inércia da secção não fendilhada (m^4);

O cálculo do coeficiente de redução, relativo à área de FRP resistente à tracção, faz-se de acordo com a expressão 1.18

$$\beta_d = \frac{1}{5} \cdot \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) \leq 1 \quad (1.18)$$

Assim, a deformação instantânea nos elementos de betão, podem ser calculados pelos habituais modelos de análise estrutural, desde que considerado a inércia efectiva (I_e) das secções.

Quanto ao cálculo da deformação a longo prazo (tem em conta os efeitos da fluência e retracção), o ACI 440.1R-06 [1] recomenda a utilização da expressão 1.19 na sua previsão.

$$\Delta_{(cp+sh)} = 0.6\xi(\Delta_i)_{sus} \quad (1.19)$$

Onde,

$\Delta_{(cp+sh)}$ - Flecha de longo prazo para a combinação rara de acções (m);

ξ - Factor dependente das características do material e de carregamento (-);

$(\Delta_i)_{sus}$ - Flecha instantânea devida as cargas estáticas actuantes (m).

Os factores ξ , utilizados no cálculo da deformação a longo prazo, são apresentados no ACI 318 – 05 [35].

4 Resistência ao corte

A resistência ao corte de um elemento de betão é determinada pela seguinte expressão.

$$V_n = V_c + V_f \quad (1.20)$$

Onde,

V_c - Resistência ao corte conferida pelo betão (kN);

V_f - Resistência ao corte conferida pelos estribos de FRP (kN).

Segundo o ACI 440.1R-06 [], a resistência ao corte conferida pelo betão obtém-se pela expressão 1.21.

$$V_c = 5k\sqrt{f_c}b_wd \leq 8\sqrt{f_c}b_wd \quad (1.21)$$

Em que,

k - Rácio entre a profundidade da linha neutra (c) e a altura útil da secção (d) (-).

Quanto ao parâmetro k , este deve ser obtido segundo a expressão 1.16.

Já a resistência conferida pelos estribos de FRP's, obtém-se de acordo com expressão 1.22.

$$V_f = \frac{A_{fv}f_{fv}d}{s} \quad (1.22)$$

Em que,

A_{fv} - Área de armadura transversal de FRP's (cm²);

f_{fv} - Resistência de cálculo à tracção dos estribos de FRP's (MPa);

S - Espaçamento entre os estribos de FRP's (m).

Devido a menor resistência dos FRP's na zona de curvatura da armadura transversal (estribos), a sua tensão de tracção deverá ser limitada de acordo com as seguintes expressões.

$$f_{fv} = 0.004E_f \leq f_{fb} \quad (1.23)$$

$$f_{fb} = (0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3) f_{fu} \leq f_{fu} \quad (1.24)$$

Onde:

f_{fb} - Resistência à tracção dos varões de FRP's em curva;

r_b - Raio da curva (mm);

d_b - Diâmetro do varão do estribo (mm);

f_{fu} - Resistência de cálculo do varão de GFRP à tracção (MPa).

A área de armadura mínima de esforço transversal define-se segundo a expressão seguinte.

$$A_{fv, \min} = 0,35 \frac{b_w s}{f_{fv}} \quad (1.25)$$

Por último referir, que a resistência ao corte por vezes condiciona o dimensionamento dos elementos de betão armado com varões de FRP's, em consequência da fragilidade e da pouca resistência.

Anexo B

Reacções experimentais verificadas nos ensaios

A comparação entre as reacções teóricas elásticas e a reacções experimentais verificadas nos ensaios das várias séries de vigas armadas com varões de aço e GFRP, são apresentadas no presente anexo.

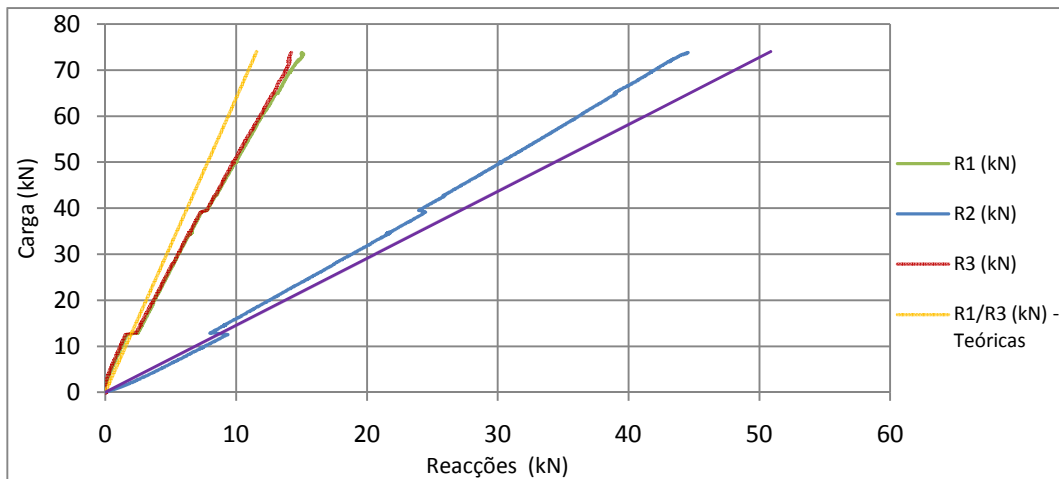


Figura 1 - Evolução das reacções de apoio da viga R em função da carga

Nota: R1 = "Reacção do apoio esquerdo", R2 = "Reacção do apoio central", R3 = "Reacção do apoio direito".

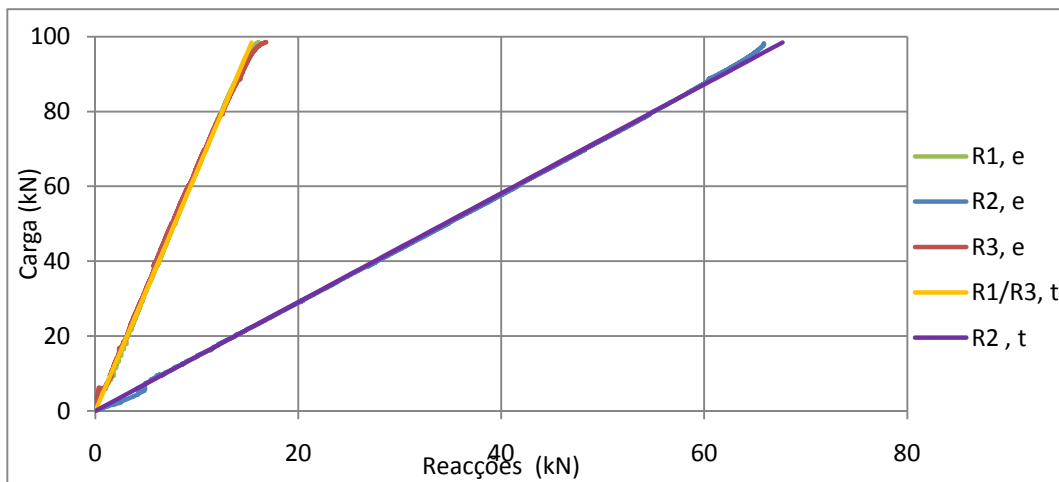


Figura 2 - Evolução das reacções dos apoios da viga G1-a em função da carga

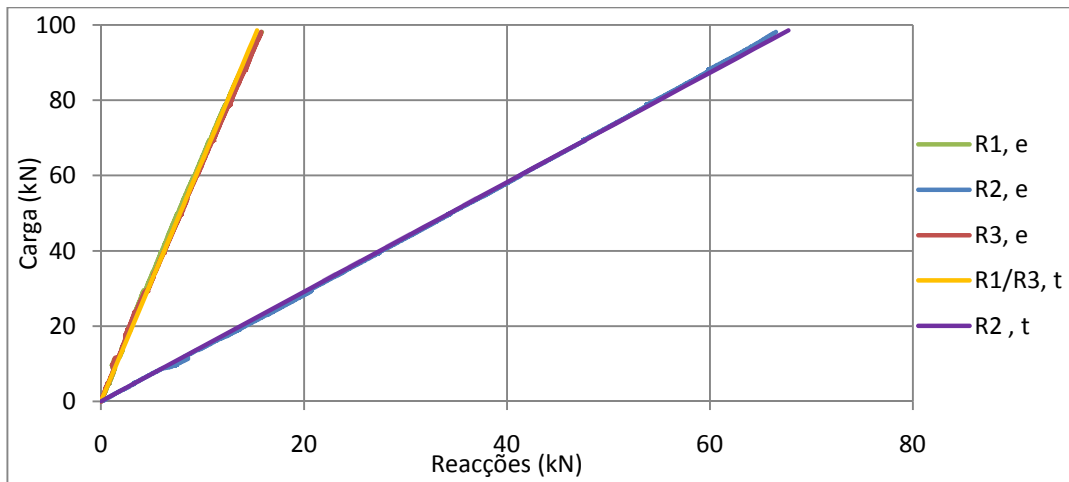


Figura 3 - Evolução das reacções dos apoios da viga G1-b em função da carga

Nota: **R1** = "Reacção do apoio esquerdo", **R2** = "Reacção do apoio central", **R3** = "Reacção do apoio direito".

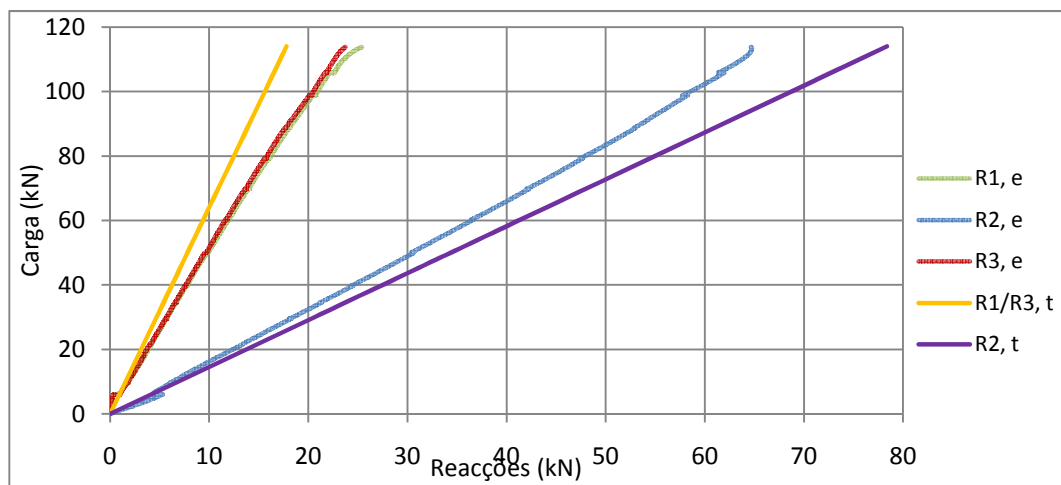


Figura 4 - Evolução das reacções dos apoios da viga G2-a em função da carga

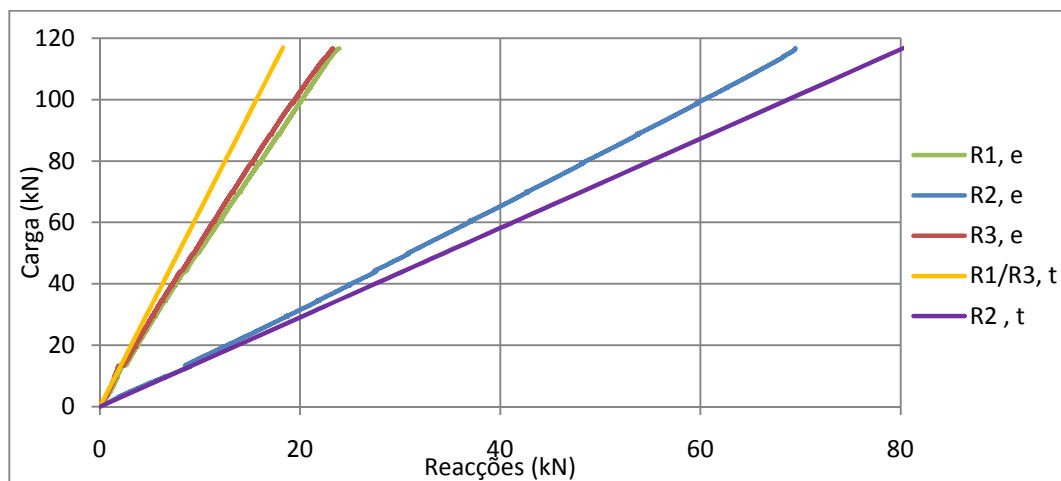


Figura 5 - Evolução das reacções dos apoios da viga G2-b em função da carga

Nota: **R1** = "Reacção do apoio esquerdo", **R2** = "Reacção do apoio central", **R3** = "Reacção do apoio direito".

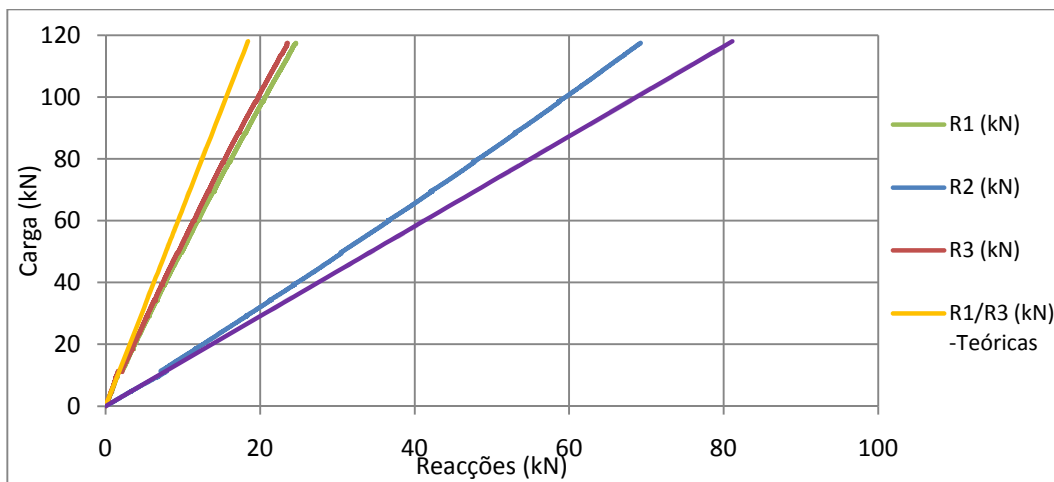


Figura 6 - Evolução das reacções dos apoios da viga G3-a em função da carga

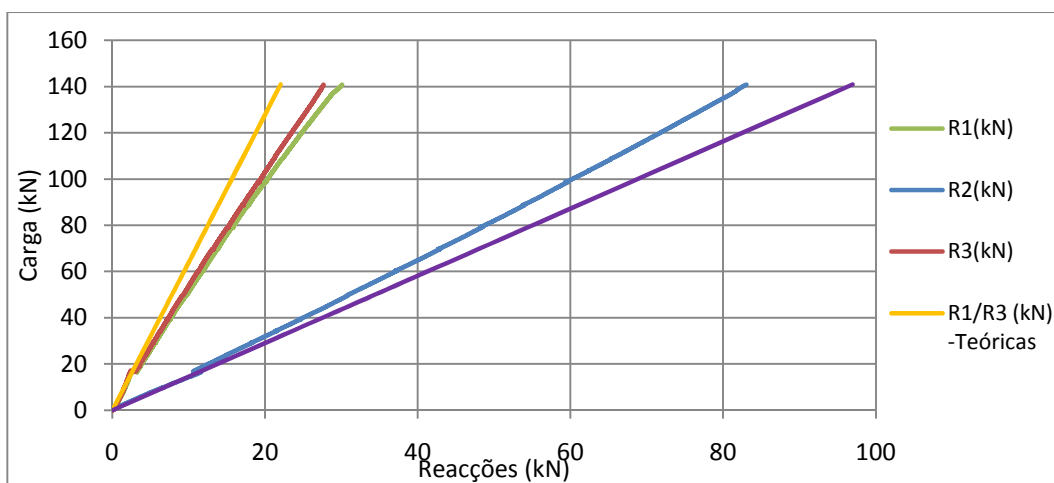


Figura 7 - Evolução das reacções dos apoios da viga G3-b em função da carga

Nota: **R1** = "Reacção do apoio esquerdo", **R2** = "Reacção do apoio central", **R3** = "Reacção do apoio direito".