



Modelação e reforço de vigas de betão armado com laminados de fibra de carbono

RICARDO FILIPE BASTOS DE OLIVEIRA

Outubro de 2013



Instituto Politécnico do Porto
Instituto Superior de Engenharia do Porto

Modelação e reforço de vigas de betão armado com laminados de fibra de carbono

Ricardo Filipe Bastos de Oliveira

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Ramo de Estruturas
(2^o ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor Carlos Rodrigues

Porto, Outubro de 2013

À memória dos meus avós, Rosa e Bastos.

Agradecimentos

A todos os que me acompanharam ao longo da minha vida pessoal e académica, e que tornaram possível a realização deste trabalho, agradeço aqui publicamente.

Primeiro de tudo gostaria de agradecer ao meu orientador, Prof. Doutor Carlos Rodrigues, por todo o conhecimento que me transmitiu e pelos incentivos e inúmeras horas em que esclareceu todas as minhas dúvidas, para além da revisão de texto. O meu obrigado.

Ao Eng^o Paulo Guedes, diretor do Laboratório de Estruturas do ISEP, pela ajuda na realização da campanha experimental.

À Eng^a Fátima Silva pela disponibilidade e ajuda na betonagem das vigas.

Ao LABEST, da FEUP, na pessoa da Eng^a Paula Silva, pela realização dos ensaios de caracterização do betão.

Ao meu colega de curso, André Silva, pela ajuda na montagem e preparação da campanha experimental.

À Joana Almeida pelo fornecimento dos laminados de carbono.

À Sara, por todo o amor, dedicação e compreensão, que me ajudou a encarar todos os dias de escrita desta dissertação.

Por fim, aos meus pais, Paula e Filipe, por toda a educação, bondade e carinho com que me educaram ao longo da minha vida, e por todos os ensinamentos transmitidos, agradeço do fundo do meu coração.

Resumo

Com o atual estado da construção em Portugal, a reabilitação urbana é uma realidade. Com muitos dos edifícios a necessitarem de reforço, procurou-se abordar o comportamento real das estruturas, indo além da típica análise linear elástica.

Desta forma, pretendeu-se aumentar o conhecimento acerca da modelação numérica não-linear de estruturas de betão armado, expondo modelos de cálculo relativamente simples e de fácil compreensão, com o objetivo de servir de base a uma avaliação da capacidade de carga de um elemento estrutural.

O modelo de cálculo foi validado com recurso ao trabalho experimental de Bresler e Scordelis (1963). Analisou-se o comportamento até à rotura de três vigas ensaiadas à flexão. Posteriormente, foi realizado um estudo paramétrico de algumas propriedades do betão com vista à discussão do melhor de ajuste.

Em seguida, já no campo do reforço estrutural, simulou-se numericamente vigas reforçadas com CFRP, com recurso à técnica *EBR* e *NSM*. Comparam-se os resultados numéricos com os ensaios experimentais de Cruz et al. (2011a). Foram também efetuadas algumas variações na área e comprimento dos laminados.

Para finalizar, foi desenvolvida uma campanha experimental com diferentes áreas de reforço. Conceberam-se e executaram-se três vigas de betão armado sobre as quais se instalaram laminados de CFRP. Os resultados experimentais são apresentados e discutidos à luz dos resultados do respetivo modelo numérico.

No cômputo geral, o presente trabalho permitiu aferir a validade de modelos não-lineares na previsão do comportamento efetivo das estruturas até à rotura. Assinala-se a concordância em vários resultados experimentais analisados. Ficaram também patentes os principais fenómenos ligados ao reforço de vigas com CFRP, focados nos respetivos modelos de cálculo e nos resultados experimentais apresentados.

Palavras-chave

Comportamento de vigas à flexão; reforço estrutural; *CFRP*; *EBR*; *NSM*; modelação não-linear; estudo paramétrico; *TNO DIANA*



Abstract

With the actual state of construction in Portugal the urban rehabilitation is a reality.

Considering the great number of buildings needing strengthening, it was sought to approach the structures' real behavior, beyond the typical linear elastic analysis.

Thereby, it was intended to increase the knowledge about non-linear numerical simulation of reinforced concrete structures, exposing numerical models fairly simple and easily understandable, in order to provide the basis for load capacity evaluation of a structural element.

The numerical model was validated against with the experimental work of Bresler e Scordelis (1963). The behavior up to the failure of three beams under flexure was analyzed. Posteriorly, a parametric study including selected concrete properties was undertaken.

In the field of structural strengthening it was simulated CFRP strengthened concrete beams, using EBR and NSM technique. The numerical results were validated against the experimental studies by Cruz et al. (2011a). It was also simulated some changes in the laminates' area and length.

Lastly, an experimental campaign with different strengthening areas was developed. Three R.C. beams strengthened with CFRP laminates was designed and executed. The experimental results are presented and discussed being compared to the numerical simulations.

In the overall, the present work allowed to validate non-linear models in the prediction of the beams' behavior. The results of the numerical simulations are close to the experimental ones. The CFRP beams' behavior is demonstrated in the several numerical and experimental results.

Keywords

RC beams under flexural failure; structural strengthening; CFRP; EBR; NSM; nonlinear analysis; parametric study; TNO DIANA;



Índice

1	Introdução	1
1.1	Objetivos	2
1.2	Estrutura da dissertação	2
2	Revisão Bibliográfica	5
2.1	Introdução	5
2.2	Os compósitos de fibra de carbono como material de reforço	5
2.2.1	Propriedades dos laminados de CFRP	7
2.2.2	Reforço de diversos elementos estruturais com carbono	9
2.2.3	Modos de Rotura	11
2.2.4	Tipos de sistemas de reforço com carbono	13
2.2.4.1	Técnica <i>EBR</i>	15
2.2.4.2	Técnica <i>NSM</i>	15
2.2.4.3	Técnica <i>MF-FRP</i>	15
2.2.4.4	Técnica <i>MF-EBR</i>	15
2.2.4.5	Técnica de laminados pré-esforçados	15
2.3	Regulamentos	15
2.4	Estudos efetuados	16
2.5	Interface betão- <i>CFRP</i>	20
3	Comportamento do betão simples e armado	27
3.1	Introdução	27
3.2	Comportamento do betão simples	28
3.2.1	Comportamento do betão simples à tração	29
3.2.1.1	Mecânica da fratura elástica linear (<i>LEFM</i>)	29
3.2.1.2	Mecânica da fratura não-linear (<i>NLFM</i>)	30
3.2.1.3	Modelos de mecânica da fratura não-linear	32
3.2.2	Comportamento do betão simples à compressão	32
3.2.2.1	Comportamento uniaxial	32
3.2.2.2	Comportamento biaxial	35
3.2.3	Envolvente de rotura do betão	36
3.3	Aderência e comportamento do aço	37
3.4	Modelos numérico de betão armado utilizados no DIANA	40
3.4.1	Betão tracionado: Modelo de múltiplas fendas fixas	40
3.4.1.1	Retenção de tensões de tração - <i>Tension stiffening</i>	43
3.4.1.2	Amolecimento do betão - <i>Tension softening</i>	45
3.4.2	Betão comprimido	48
3.4.3	Coefficiente de <i>Poisson</i>	51
3.4.4	Envolvente de rotura	51

3.4.5	Critério da tensão máxima de tração - Rankine	53
3.4.6	Coefficiente de redução de rigidez de corte	54
3.4.7	Aço	55
3.4.8	Elementos finitos	56
3.4.9	Método de resolução de equações	57
4	Validação do modelo de cálculo com recurso ao <i>DIANA</i>	59
4.1	Introdução	59
4.2	Vigas de Bresler e Scordelis (1963) - série <i>A</i>	59
4.2.1	Caracterização geométrica	60
4.2.2	Caracterização dos materiais	61
4.2.3	Modelação numérica	63
4.2.4	Viga <i>A1</i>	63
4.2.5	Viga <i>A2</i>	65
4.2.6	Viga <i>A3</i>	66
4.3	Estudo paramétrico	68
4.3.1	Resistência à tração f_{ct}	68
4.3.2	Módulo de elasticidade E_c	70
4.3.3	Energia de fratura G_f	72
4.3.4	Energia de fratura de compressão G_c	77
4.3.5	Coefficiente de redução de rigidez de corte β	80
4.4	Parâmetros aconselhados	82
5	Modelação de vigas reforçadas com laminados de fibra de carbono	83
5.1	Introdução	83
5.2	Caracterização das vigas e características materiais	83
5.3	Viga de referência	85
5.4	Viga reforçada com a técnica <i>NSM</i>	88
5.5	Viga reforçada com a técnica <i>EBR</i>	93
5.5.1	Lei de <i>bond-slip</i>	93
5.5.2	Modelação da viga <i>EBR</i>	96
5.6	Influência da área do laminado	102
5.6.1	Viga <i>NSM</i>	102
5.6.2	Viga <i>EBR</i>	104
5.6.3	Considerações	106
5.7	Influência do comprimento do laminado	106
5.7.1	Viga <i>NSM</i>	106
5.7.2	Viga <i>EBR</i>	107
5.7.3	Considerações	108
5.8	Modelo por fases	108
5.8.1	Viga <i>NSM</i>	108
5.8.2	Viga <i>EBR</i>	110
5.8.3	Considerações finais	111

5.9	Considerações finais	111
6	Campanha experimental de reforço de vigas de betão com laminados de carbono	113
6.1	Introdução	113
6.2	Configuração das vigas	113
6.2.1	Ensaio de caracterização material	115
6.2.2	Preparação da superfície e aplicação do reforço	118
6.2.3	Instrumentação	119
6.3	Resultados experimentais	121
6.4	Análise numérica	124
6.5	Considerações finais	128
7	Conclusões e desenvolvimentos futuros	129
7.1	Considerações finais	129
7.2	Desenvolvimentos futuros	130
	Bibliografia	131
	Anexos	135

Lista de Figuras

2.1	Esquema constituinte de um material compósito (Isaac e Ori, 1994)	6
2.2	Orientação das fibras num compósito (Isaac e Ori, 1994)	6
2.3	Resistência à tração de vários materiais com fator de segurança típico (PLC, 2013)	8
2.4	Reforço de diferentes elementos estruturais (Juvandes, 1999)	10
2.5	Modos de ruína de acordo com Juvandes (1999)	12
2.6	Modos de rotura (Buyukozturk e Hearing, 1998)	12
2.7	Técnicas de reforço com recurso a <i>CFRP</i> (Cruz et al., 2011b)	14
2.8	Aplicação das diferentes técnicas (Cruz et al., 2011b)	14
2.9	Aplicação de pré-esforço ao laminado de <i>CFRP</i> (França, 2007)	14
2.10	Estudo comparativo de técnicas com um carregamento monotónico	17
2.11	Estudo comparativo de técnicas com um carregamento cíclico	17
2.12	Comprimentos de colagem utilizados por Täljsten (2002)	18
2.13	Resultados obtidos por Täljsten (2002)	18
2.14	Comparação de laminados com e sem pré-esforço	19
2.15	Modelos testados por Kadhim et al. (2011)	19
2.16	Resultados obtidos via modelo de cálculo	20
2.17	Ensaio de <i>pulloff</i> com e sem carotagem parcial (Rodrigues, 2013)	21
2.18	Betão C20/25 com 1300 bar de pressão	22
2.19	Betão C20/25 com 2100 bar de pressão	22
2.20	Moldes de plástico com 9 níveis de preparação, sendo 1 menos rugoso: 1- Decapagem com ácido; 2-Polimento com discos; 3-projeção com esferas de aço suave (shotblast); 4-escarificação suave; 5-projeção com esferas de aço média; 6-escarificação média; 7-projeção abrasiva; 8-picagem; 9-escarificação forte.	24
2.21	Aspeto final do provete preparado por martelo de agulhas (Juvandes, 2002)	25
3.1	Escalas de análise do betão (Bongers e Rutten, 1998)	28
3.2	Modos de rotura de acordo com a teoria LEFM (eFundu, 2013)	29
3.3	Zona de processamento de fratura do metal e do betão(N - comportamento não-linear; L - zona linear; F - zona de processamento da fratura) (Bazant, 2002)	30
3.4	Diagrama de um provete de betão submetido à tração uniaxial (Adaptado de Vervuurt et al. (1996))	30
3.5	Evolução da zona de processamento da fratura (CEB, 1996)	31
3.6	Efeito de ponte entre fendas (Vervuurt et al., 1996)	31
3.7	Diagrama tensão extensão de um provete de betão submetido à compressão uniaxialmente (Filho, 2003)	33
3.8	Efeito de ponte sob compressão (Bongers e Rutten, 1998)	33
3.9	Propagação de fendas na imediação de agregados (Bongers e Rutten, 1998)	34

3.10	Comparação de ensaios uniaxiais com diferentes condições fronteira (Vonk et al., 1990)	34
3.11	Diagrama tensão-extensão de um provete de betão submetido à compressão biaxialmente (Kupfer e Gerstle, 1973)	35
3.12	Diagrama tensão-extensão de um provete de betão submetido a tração-compressão biaxialmente (Kupfer e Gerstle, 1973)	35
3.13	Envolvente de rotura do betão em estados biaxiais de tensão (adaptado de Diana (2012))	36
3.14	Diagramas tensões-extensões de armaduras correntes (CEN, 2008)	38
3.15	Comparação das curvas <i>bond-slip</i> de aço liso e aço nervurado: A - aderência de natureza química (adesão); B - rotura por corte ao longo do varão; C - Fissuração transversal do betão; D - fissuração longitudinal do betão; E - rotura súbita por fendilhação do betão; F - rotura por corte ao longo das nervuras (Santos, 2012)	38
3.16	Ensaio de aderência de varões lisos e nervurados (adaptado de Pul (2010))	39
3.17	Transferência de esforços num varão nervurado (Pimentel, 2004)	39
3.18	Modelação do betão armado sob tração (Feenstra, 1993))	40
3.19	Modelo de banda fendilhada (Bazant e Oh, 1983)	41
3.20	Formação de fendas fixas (Diana, 2012)	43
3.21	Diagrama de retenção de tensões (Pimentel, 2004)	43
3.22	Esforços, extensões e tensões no aço e no betão na vizinha de uma fenda (Pimentel, 2004)	44
3.23	Lei trilinear de retenção de trações (Barros, 1995)	45
3.24	Região de retenção de tensões numa viga (CEB-FIP, 1993)	45
3.25	Ensaio realizados por Cornelissen et al. (1986)	46
3.26	Diagrama tensão-deslocamento dos ensaios da figura 3.25 (Cornelissen et al., 1986)	46
3.27	Amolecimento linear e não-linear do betão (Borst, 1986)	47
3.28	Diagrama de amolecimento de betão de acordo com Cornelissen et al. (1986)	47
3.29	Comportamento uniaxial do betão comprimido (CEB-FIP, 1993)	49
3.30	Definição do ramo descendente do comportamento uniaxial (CEB-FIP, 1993)	49
3.31	Energia de fratura de compressão (Feenstra, 1993)	50
3.32	Lei adotada para o betão comprimido (Pimentel, 2004)	51
3.33	Crítério de Von Mises (elipse) e Tresca (hexágono) para estados plano de tensão (Kelly, 2012)	52
3.34	Círculo de Mohr para um material com diferente resistência à tração e compressão	52
3.35	Aplicação do círculo de Mohr no betão (Biscaia et al., 2010)	53
3.36	Crítério de Drucker-Prager combinado com critério de Rankine linear	53
3.37	Crítério da tensão máxima de tração (Diana, 2012)	54
3.38	Imbricamento dos agregados (Walraven, 1980)	54
3.39	Efeito cavilha	55
3.40	Recuperação de rigidez do betão - ensaio uniaxial cíclico (Cornelissen et al., 1986)	55

3.41	Modelos numéricos para o aço	56
3.42	Elemento finito <i>CQ16M</i> (Diana, 2012)	56
3.43	Graus de liberdade do elemento finito <i>CQ16M</i> (Diana, 2012)	57
3.44	Esquema do processo iterativo (Diana, 2012)	57
3.45	Método de resolução de Quasi-Newton (Diana, 2012)	58
3.46	Método <i>arc-length control</i> (Diana, 2012)	58
3.47	Método <i>line search</i> (Diana, 2012)	58
4.1	Vigas ensaiadas por Bresler e Scordelis (1963)	60
4.2	Esquema das vigas ensaiada por Bresler e Scordelis (1963)	61
4.3	Modelação da viga A1	64
4.4	Comparação do gráfico força-deslocamento da viga A1	64
4.5	Padrão de fendilhação para o último incremento convergido da viga A1	65
4.6	Modelação da viga viga A2	65
4.7	Comparação do gráfico força-deslocamento da viga A2	66
4.8	Padrão de fendilhação para o último incremento convergido da viga A2	66
4.9	Modelação da viga viga A3	67
4.10	Comparação do gráfico força-deslocamento da viga A3	68
4.11	Padrão de fendilhação para o último incremento convergido da viga A3	68
4.12	Comparação de diferentes valores resistentes de tração da viga A1	69
4.13	Comparação de diferentes valores resistentes de tração da viga A2	69
4.14	Comparação de diferentes valores resistentes de tração da viga A3	70
4.15	Comparação de diferentes módulos de elasticidade da viga A1	71
4.16	Comparação de diferentes módulos de elasticidade da viga A2	71
4.17	Comparação de diferentes módulos de elasticidade da viga A3	72
4.18	Comparação da energia de fratura da viga A1	73
4.19	Comparação da abertura de fendas para diferentes valores de G_f	74
4.20	Comparação da energia de fratura da viga A2	75
4.21	Comparação da abertura de fendas para diferentes valores de G_f	75
4.22	Comparação da energia de fratura da viga A3	76
4.23	Comparação da abertura de fendas para diferentes valores de G_f	77
4.24	Comparação de energia de fratura de compressão da viga A1	78
4.25	Fendilhação da viga A1 com $G_c = 50G_f$	78
4.26	Fendilhação da viga A1 com $G_c = 100G_f$	78
4.27	Comparação de energia de fratura de compressão da viga A2	79
4.28	Fendilhação da viga A2 com $G_c = 50G_f$	79
4.29	Fendilhação da viga A2 com $G_c = 100G_f$	79
4.30	Comparação de energia de fratura de compressão da viga A3	80
4.31	Fendilhação da viga A3 com $G_c = 50G_f$	80
4.32	Fendilhação da viga A3 com $G_c = 100G_f$	80
4.33	Comparação de β da viga A1	81
4.34	Comparação de β da viga A2	81
4.35	Comparação de β da viga A3	82

5.1	Viga de referência [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011b)	84
5.2	Corte da viga de referência [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011b)	84
5.3	Modelação numérica da viga de referência	85
5.4	Curvas força-deslocamento da viga de referência	86
5.5	Comparação do modelo de cálculo da viga de referência	86
5.6	Padrão de fendilhação apresentado por Cruz et al. (2011a) da viga de referência para um deslocamento vertical de 11mm	87
5.7	Padrão de fendilhação da simulação numérica da viga de referência para um deslocamento vertical de 11mm	87
5.8	Padrão de fendilhação da simulação numérica da viga de referência para o último incremento convergido	87
5.9	Tensão instalada na armadura inferior da viga de referência para o último incremento convergido	88
5.10	Corte da viga reforçada com a técnica <i>NSM</i> [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)	88
5.11	Viga reforçada com a técnica <i>NSM</i> , vista de cima [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)	88
5.12	Modelação numérica da viga <i>NSM</i>	89
5.13	Curvas força-deslocamento da viga <i>NSM</i>	89
5.14	Comparação de tensões no laminado da viga <i>NSM</i>	90
5.15	Comparação de modelos de cálculo da viga <i>NSM</i>	91
5.16	Tensão instalada na armadura inferior correspondente à rotura da viga <i>NSM</i>	91
5.17	Padrão de fendilhação apresentado por Cruz et al. (2011a) do modelo 2 da viga <i>NSM</i>	92
5.18	Padrão de fendilhação do modelo de cálculo da viga <i>NSM</i>	92
5.19	Padrão de fendilhação experimental da viga <i>NSM</i> (Cruz et al., 2011a)	92
5.20	Curva genérica força-deslocamento de vigas à flexão (Azevedo, 2008)	93
5.21	Força transmitida em ensaios experimentais comparando com os resultados obtidos pela lei bi-linear (Lu et al., 2005)	94
5.22	Valor de b_f e b_c (Lu et al., 2005)	95
5.23	Lei de bond-slip bi-linear	95
5.24	Corte da viga reforçada com a técnica <i>EBR</i> [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)	97
5.25	Viga reforçada com a técnica <i>EBR</i> , vista de cima [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)	97
5.26	Elemento de treliça <i>L2TRU</i> (Diana, 2012)	97
5.27	Elemento de interface <i>LSIF</i> (Diana, 2012)	98
5.28	Modelação da viga <i>EBR</i>	98
5.29	Deslocamento dos laminados da viga <i>EBR</i> (Cruz et al., 2011a)	98
5.30	Curvas força-deslocamento da viga <i>EBR</i>	99
5.31	Comparação de tensões no laminado da viga <i>EBR</i>	100
5.32	Comparação de modelos de cálculo da viga <i>EBR</i>	100

5.33	Tensão instalada na armadura inferior da viga <i>EBR</i> para o último incremento convergido	101
5.34	Padrão de fendilhação apresentado por Cruz et al. (2011a) da viga <i>EBR</i>	101
5.35	Tensão instalada na armadura inferior da viga <i>EBR</i> para o último incremento convergido	101
5.36	Comparação da área de laminados na viga <i>NSM</i>	102
5.37	Comparação da tensão nos laminados na viga <i>NSM</i> em função da quantidade de reforço	103
5.38	Padrão de fendilhação para a viga <i>NSM</i> com 1 laminado	103
5.39	Padrão de fendilhação para a viga <i>NSM</i> com 3 laminados	103
5.40	Comparação da área de laminados na viga <i>EBR</i>	105
5.41	Padrão de fendilhação com reforço de 1 laminado na viga <i>EBR</i>	105
5.42	Padrão de fendilhação com reforço de 3 laminado na viga <i>EBR</i>	105
5.43	Comparação de diferentes comprimentos de laminados na viga <i>NSM</i>	106
5.44	Comparação da tensão instalada nos laminados para diferentes comprimentos na viga <i>NSM</i>	107
5.45	Comparação de diferentes comprimentos de laminados na viga <i>EBR</i>	107
5.46	Comparação da tensão instalada nos laminados para diferentes comprimentos na viga <i>EBR</i>	108
5.47	Modelo por fases da viga <i>NSM</i>	109
5.48	Comparação da tensão no laminado no modelo por fases da viga <i>NSM</i>	109
5.49	Padrao de fendilhação do modelo por fases da viga <i>NSM</i>	109
5.50	Modelo por fases da viga <i>EBR</i>	110
5.51	Comparação da tensão no laminado no modelo por fases da viga <i>NSM</i>	110
5.52	Padrao de fendilhação do modelo por fases da viga <i>EBR</i>	111
6.1	Secção transversal das vigas ensaiadas [Dimensões em mm]	113
6.2	Alçado das vigas ensaiadas	114
6.3	Montagem da armadura das vigas	114
6.4	Posicionamento longitudinal do reforço instalado	114
6.5	Esquema das vigas ensaiadas	115
6.6	Fotografia do ensaio efetuado	115
6.7	Ensaio de compressão em cilindros	116
6.8	Ensaio do módulo de elasticidade	117
6.9	Ensaio de tração por compressão diametral	117
6.10	Superfície do betão antes e após preparação	118
6.11	Colagem dos laminados	118
6.12	Colagem do extensómetro nos varões	119
6.13	Colagem do extensómetro nos laminados	119
6.14	Posição dos extensómetros (vista de cima)	120
6.15	Posição dos transdutores de deslocamentos	120
6.16	Curvas força-deslocamento dos ensaios experimentais	121
6.17	Padrão de fendilhação da viga de referência	122

6.18	Padrão de fendilhação da V1L	123
6.19	Padrão de fendilhação da V1L (face oposta)	123
6.20	Padrão de fendilhação da V2L	124
6.21	Modelo numérico utilizado	125
6.22	Curva força-deslocamento da simulação da viga de referência	125
6.23	Padrão de fendilhação numérico da viga de referência	125
6.24	Tensão no aço na cedência e na rotura da viga de referência	126
6.25	Curva força-deslocamento da simulação da viga V1L	126
6.26	Padrão de fendilhação da simulação da viga V1L	127
6.27	Curva força-deslocamento da simulação da viga V2L	127
6.28	Padrão de fendilhação da simulação da viga V2L	127

Lista de Tabelas

2.1	Diversos produtos de laminados de CFRP existentes no mercado	7
2.2	Vantagens e desvantagens do <i>CFRP</i> (Cruz et al., 2011b)	8
2.3	Profundidade média de corte no betão	22
2.4	Resultados do ensaio <i>pull-off</i> no betão (tensão resistente à tração)	23
2.5	Resultados do ensaio <i>pull-off</i> na argamassa de reparação	23
3.1	Valor G_{f0} (CEB-FIP, 1993)	48
3.2	Valores médios de G_f para betões correntes (CEB-FIP, 1993)	48
3.3	Valores médios de G_f para betões correntes (CEB-FIP, 2010)	48
3.4	Valores indicativos para definição do comportamento comprimido (CEB-FIP, 2010)	50
3.5	Valor de n (CEB-FIP, 1993)	50
4.1	Comprimento e vão das vigas em análise	60
4.2	Armadura utilizada nas vigas da série <i>A</i>	61
4.3	Caraterísticas do aço utilizado	61
4.4	Caraterização do betão utilizado (valores em MPa)	61
4.5	Características determinadas através de regulamentos (valores em MPa)	62
4.6	Valores utilizados no modelo da viga <i>A1</i>	64
4.7	Valores utilizados no modelo da viga <i>A2</i>	66
4.8	Valores utilizados no modelo da viga <i>A3</i>	67
4.9	Variação do módulo de elasticidade da viga <i>A1</i>	70
4.10	Variação do módulo de elasticidade da viga <i>A2</i>	71
4.11	Variação do módulo de elasticidade da viga <i>A3</i>	72
5.1	Valores utilizados no modelo da viga de referência	85
5.2	Influência da área de laminado com a técnica <i>NSM</i>	102
5.3	Influência da área de laminado com a técnica <i>EBR</i>	104
6.1	Resultados obtidos dos ensaios experimentais	121
6.2	Valores utilizados no modelo numérico	124



Capítulo 1

Introdução

Sabe-se que a vida útil de uma estrutura corrente é projetada, em média, para 50 anos. Tendo em conta que a construção com betão armado em Portugal se massificou no final da década de 40 do século passado, grande parte das estruturas existentes começam a apresentar condições estruturais que podem pôr em causa a sua integridade e segurança.

Apesar do estado de conservação do património privado ser muitas vezes descurado pelos donos, o património público, nomeadamente as obras de arte, são alvo de inspeções obrigatórias regularmente. Consequentemente, destaca-se a importância da manutenção e reforço dessas estruturas.

É no contexto do reforço estrutural, que o reforço com fibra de carbono tem a sua principal aplicação, em estruturas de betão, madeira ou alvenaria. Desta forma, potencia o aumento da capacidade de carga das estruturas e o cumprimento dos critérios de segurança à luz dos regulamentos atuais.

Com a emergente crise económica, a reabilitação de estruturas, e a mudança do tipo de utilização em diversos edifícios, abre-se uma oportunidade no campo do reforço estrutural, onde as fibras de carbono pode ter um papel a desempenhar.

Em Portugal, as obras efetuadas com este material são ainda escassas, devido à pouca experiência dos engenheiros, mas também devido à falta de regulamentação válida em território nacional.

A nível de regulamentos estrangeiros, de destacar as publicações do *American Concrete Institute*, ACI 440.2R, e da *fédération internationale du béton*, fib boletim 14, ambas referentes à técnica *EBR* (colagem externa de laminados).

Neste trabalho pretendeu-se tomar contacto com o reforço estrutural com recurso a laminados de fibra de carbono, a par da modelação numérica não-linear de vigas de betão armado assim reforçadas.

No entender do autor, o conhecimento de modelação não-linear, e a confiança depositada nos modelos de cálculo adotados, permitem avaliar com rigor a capacidade de carga de uma estrutura existente, podendo ser a diferença entre reforçar ou não reforçar.

1.1 Objetivos

Com a realização deste trabalho foram propostos os seguintes objetivos:

- Compilar uma revisão bibliográfica de alguns trabalhos de referência na área do reforço de estruturas de betão armado com compósitos de carbono, e dar o devido enfoque à interface entre o laminado e o betão;
- Compreender o comportamento físico do betão simples e armado;
- Avaliar de que forma os modelos de cálculo podem ser representativos do comportamento até à rotura de vigas de betão armado, com e sem reforço de carbono;
- Desenvolver e analisar modelos de análise não-linear adequados para vigas reforçadas com a técnica *EBR* e *NSM*;
- Avaliar a influência da área e comprimento dos laminados no desempenho de elementos reforçados;
- Desenvolver uma campanha experimental para tomar contacto com a aplicação deste material e aumentar a lista de ensaios experimentais disponíveis.

1.2 Estrutura da dissertação

Com base nos objetivos acima propostos, organizou-se a dissertação em seis capítulos, sendo o primeiro capítulo de introdução ao trabalho desenvolvido.

No Capítulo 2m pretende-se apresentar o material fibra de carbono e abordar alguns estudos já realizados, tendo por base de uma revisão bibliográfica. São também abordados os modos de rotura com fibras de carbono, e os métodos de reforço possíveis.

No Capítulo 3 aborda-se o comportamento do material betão simples e armado, à rotura, à luz da mecânica da fratura. Posteriormente, referem-se as leis de comportamento dos materiais. Para resolver o problema proposto, de análise numérica não-linear de vigas de betão armado sujeitas à flexão, em estados planos de tensão, recorreu-se ao *software* DIANA. Tendo a conta a modelação numérica, apresentam-se com mais enfoque os modelos utilizados nesse programa.

No Capítulo 4, de forma a validar os modelos expostos no capítulo anterior, são simuladas três vigas de betão armado sujeitas a flexão, ensaiadas experimentalmente por Bresler e Scordelis (1963). De forma a compreender a influência dos parâmetros envolvidos foi efetuado um estudo paramétrico complementar.

No Capítulo 5 introduz-se o reforço com laminados de fibra de carbono na simulação de vigas, quer com a técnica *EBR* e *NSM*, reproduzindo o artigo de Cruz et al. (2011a). De forma a modelar corretamente a técnica *EBR* recorreu-se a uma lei de *bond-slip* bi-linear de fácil aplicação. É também efetuada uma análise paramétrica da influência da área e do comprimento

dos laminados.

No Capítulo 6 desenvolve-se uma campanha experimental de vigas de betão até à rotura. Primeiro ensaiou-se uma viga de referência, e, em seguida, duas vigas reforçadas à flexão com colagem externa de laminados, com áreas de reforço diferentes. É também apresentada a simulação numérica destas vigas.

No Capítulo 7, apresentam-se as principais conclusões do trabalho efetuado, para além de se sugerirem alguns trabalhos futuros.



Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1 Introdução

A temática dos compósitos de fibra de carbono, nomeadamente a aplicação ao reforço de estruturas, tem sido alvo de estudos por todo o mundo, tendo-se intensificado na última década.

A engenharia que aborda os materiais compósitos tem sofrido grandes evoluções com a descoberta de novos materiais e novos modos de aplicação.

A principal dificuldade da aplicação deste tipo de materiais no reforço das estruturas de engenharia civil está ainda relacionada com a pouca experiência na sua aplicação e com a falta de uma metodologia de cálculo consistente pois, em Portugal, não existe nenhum regulamento desta temática em vigor.

Neste capítulo é abordado o material fibra de carbono e as propriedades de laminados de fibra de carbono. Explicam-se também as diversas técnicas de reforço e os modos de rotura suscetíveis de ocorrer. Por fim, foca-se a importância da interface e da preparação da superfície do betão.

2.2 Os compósitos de fibra de carbono como material de reforço

As fibras de carbono por si só não possuem características dignas de utilização, mas ao serem combinadas com uma matriz permitem obter um material de elevada resistência, o *CFRP* (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*).

Um material compósito é constituído por uma fase contínua (matriz) e por uma fase dispersa (carga) (Figura 2.1). Devido ao processo de fabrico e às reações químicas existentes é criada uma nova fase, a interface, que assegura a transferência de esforços entre a matriz e a carga.

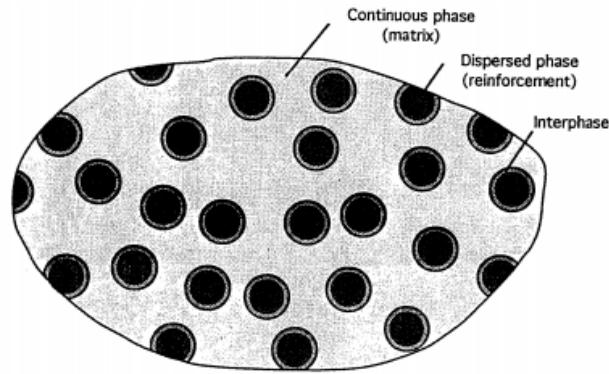


Figura 2.1: Esquema constituinte de um material compósito (Isaac e Ori, 1994)

No fabrico de materiais compósitos é necessário garantir a sua homogeneidade. O teor de fibras existente e a sua orientação afeta a resistência final do produto. Desta forma, é possível obter compósitos com fibras unidirecionais, bidirecionais e multidirecionais (Figura 2.2) (Isaac e Ori, 1994).

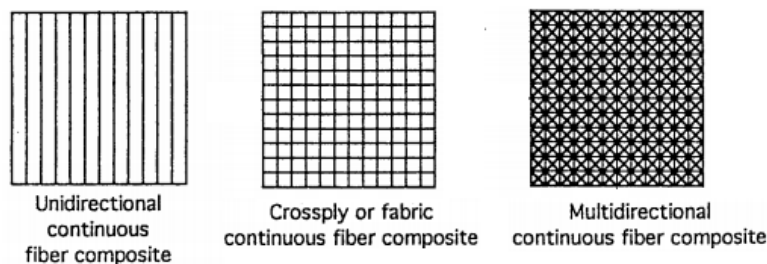


Figura 2.2: Orientação das fibras num compósito (Isaac e Ori, 1994)

A fibra de carbono unidirecional apresenta um comportamento anisotrópico, pelo que a colocação do reforço deve ser sempre efetuada na direção paralela aos esforços, sem existir o mínimo desvio, visto que, na direção ortogonal ou, mesmo enviesado, a resistência é extremamente reduzida.

Quando as fibras são bidirecionais, o compósito apresenta uma configuração em grelha, pelo que é mais indicado para situações onde os esforços apresentam mais que uma direção de solicitação como, por exemplo, uma laje armada em duas direções.

Existem ainda os compósitos multidirecionais, também designados por quadri-direcionais, que são recomendados para reforços sísmicos e utilização em alvenarias.

Os laminados de fibra de carbono comercializados atualmente têm matriz de base polimérica epóxida e cargas de fibras de carbono dispersas na matriz de forma unidirecional. Apenas as mantas e tecidos existem em produtos bi e multi-direcionais.

Este trabalho tem enfoque no reforço estrutural com laminados de *CFRP* unidirecionais.

2.2.1 Propriedades dos laminados de CFRP

A fibra de carbono foi inventada em 1958, nos EUA, mas continha um baixo teor de fibras e diminuta resistência. Apenas na década de 1960, no Japão, conseguiu-se produzir fibras de carbono com um teor de 55% em fibras. O processo de fabrico foi patenteado em 1963 no Reino Unido.

A primeira aplicação comercial de fibras de carbono foi na construção de lâminas para turbos pela empresa *Rolls-Royce*.

Atualmente, é possível encontrar fibras de carbono em aeronaves, automóveis, próteses médicas, bicicletas, barcos, geradores eólicos, entre muitos outros produtos. O mercado do *CFRP* estima-se que tenha um crescimento de 7% ao ano.

Na engenharia civil, o reforço com carbono beneficiou de grande parte da pesquisa desenvolvida na área das chapas metálicas utilizadas no reforço de estruturas há já algumas décadas. Porém, a necessidade de um material resistente à corrosão, proporcionou o estudo das fibras como material de reforço, com a vantagem da corrosão e da extrema leveza (cerca de 5 vezes menos). Embora partilhando a mesma desvantagem, a baixa resistência ao calor, sobretudo devido à temperatura de transição vítrea da resina utilizada na colagem do reforço ao elemento estrutural. Esta temperatura situa-se na ordem dos 80°C que poderão ser alcançados muito facilmente aquando de um pequeno fogo, levando à ruína total do reforço. Ao contrário dos reforços metálicos, o CFRP apresenta também sensibilidade à radiação *UV*.

Tendo em conta a debilidade desta solução de reforço, em estado limite último, a segurança tem que ser garantida pela estrutura inicial e não pelo reforço, de acordo com a generalidade dos códigos atuais.

No que concerne às propriedades mecânicas dos laminados, na tabela 2.1 são apresentados diversos produtos comerciais dos fabricantes *Sika*, *Mapei* e *Mbrace (BASF)*. A resistência à compressão é desprezada.

Tabela 2.1: Diversos produtos de laminados de CFRP existentes no mercado

Referência	Módulo de elasticidade médio (N/mm^2)	Resistência à tração média (N/mm^2)	Alongamento à rotura (%)
Sika Carbodur XS	165.000	2.400	1.20
Sika Carbodur S	165.000	3.100	1.70
Sika Carbodur M	210.000	3.200	1.35
Sika Carbodur H	300.000	1.500	0.45
Mapei Carboplate E170	170.000	3.100	2.00
Mapei Carboplate E200	200.000	3.300	1.40
Mapei Carboplate E250	250.000	2.500	0.90
Mbrace Laminate 165	165.000	2.500	1.30
Mbrace Laminate 170	170.000	3.100	1.60
Mbrace Laminate 210	210.000	3.300	1.40

Pode-se observar que os três fabricantes apresentam produtos dentro da mesma gama de valores, sendo de realçar o alongamento na rotura no Carboplate E170 ser de 2%, o que permite em teoria mobilizar uma maior resistência do reforço e conseqüentemente um maior valor resistente. É de realçar que o coeficiente de dilatação térmica é apenas fornecido pela *Mapei* e pela *Mbrace*, sendo da ordem de $0,6 \times 10^{-6} / ^\circ C$ ao contrário das mantas que têm um coeficiente da ordem de $-1 \times 10^{-6} / ^\circ C$ (contração).

O volume de fibras correntemente utilizado é de cerca de 70%. Este volume é responsável pela capacidade resistente do compósito e pelo seu comportamento frágil, ou seja, o ganho de resistência é alcançado à custa de perda de ductilidade. Isto deve-se ao CFRP apresentar um comportamento elásto-linear até à rotura, não exibindo patamar de cedência, aplicando-se então a lei de Hooke.

Na figura 2.3 é possível comparar a resistência à tração do aço e diversos compósitos, com os fatores de segurança vulgarmente utilizados. É de salientar que os compósitos de carbono, ao contrário de outros compósitos, como os de vidro ou aramida, praticamente não sofrem de efeitos de fluência, sendo aptos para aplicações exigentes em estruturas de engenharia civil, como no caso de reforço de pontes.

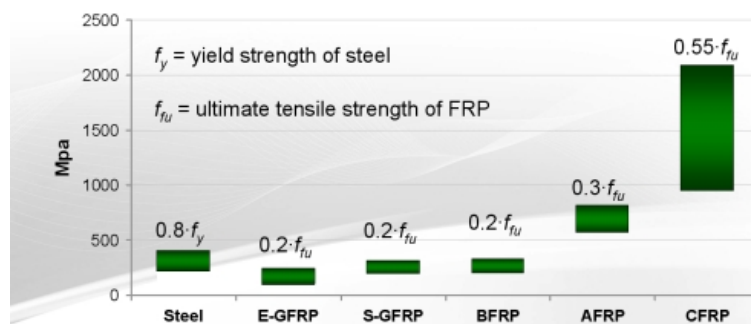


Figura 2.3: Resistência à tração de vários materiais com fator de segurança típico (PLC, 2013)

Na tabela 2.2 encontram-se diversas vantagens e desvantagens deste tipo de reforço:

Tabela 2.2: Vantagens e desvantagens do *CFRP* (Cruz et al., 2011b)

Vantagens	Desvantagens
Aumento da resistência à flexão	Sem patamar de cedência
Aumento da resistência ao corte	Elevado custo inicial
Melhoramento do confinamento	Baixa resistência ao fogo
Redução da deformação	Material relativamente novo
Controlo da fissuração	Suscetível aos <i>UV</i>
Rácio resistência/peso	Resistência é função da orientação das fibras, resina aplicada, tratamento da superfície, comprimento, largura e espessura do reforço
Fácil de aplicar	Existência de diversos regulamentos
Não corrosivo	

2.2.2 Reforço de diversos elementos estruturais com carbono

Existem diversas técnicas de aplicação do sistema de reforço conforme o objetivo pretendido. É possível reforçar elementos ao corte e à flexão e, inclusive, melhorar o comportamento sísmico de uma estrutura com recurso ao CFRP.

Na figura 2.4 encontram-se ilustrados os modos de reforço de diversos elementos estruturais, através de colagem exterior dependendo do fim que se pretenda. É interessante observar que os laminados e as mantas possuem a mesma aplicação, sendo de realçar o caso em que se envolvem as vigas em 3 faces (reforço em U), em que a aplicação de um só laminado não é possível nas arestas das vigas/pilares devido à rigidez da placa de carbono, embora os pilares devam ser arredondados para um aumento da tensão de confinamento e, conseqüentemente, um aumento de resistência.

Conforme referido anteriormente, os tecidos com fibras em diversas direções são utilizados em reforços sísmicos ou de impactos e explosões, à semelhança do que acontece nos coletes à prova de bala em que as fibras de aramida são dispostas em várias direções.

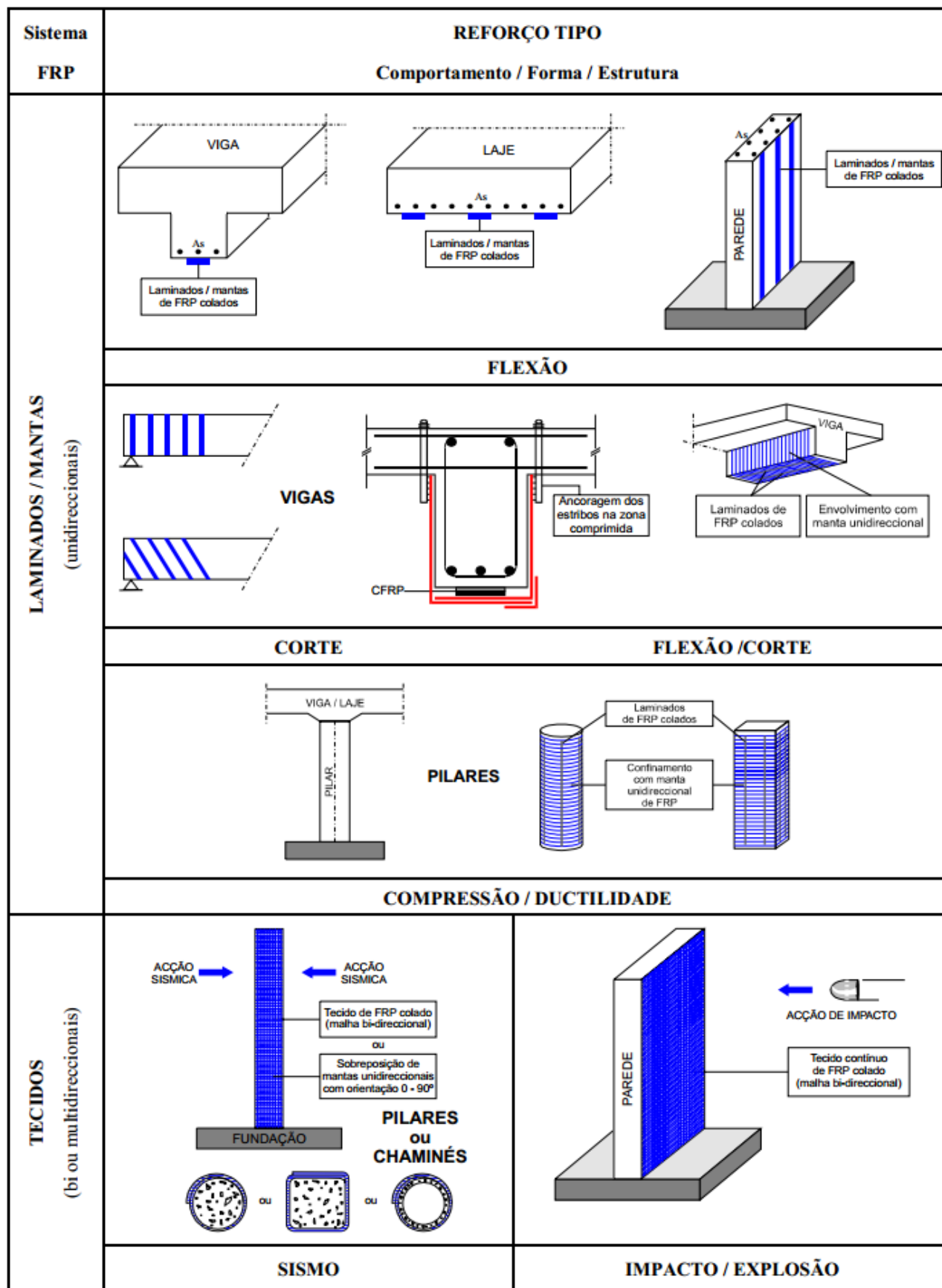


Figura 2.4: Reforço de diferentes elementos estruturais (Juvandes, 1999)

2.2.3 Modos de Rotura

Os modos de ruína estão diretamente relacionados com o valor da resistência à flexão, e costumam vir especificados em quase todos os ensaios experimentais efetuados, pois, é de extrema importância entender o comportamento da junta de ligação e de que modo as forças estão a ser mobilizadas.

Só a partir da observação do modo de rotura via experimental, é possível desenvolver leis de comportamento e métodos de dimensionamento, visto que existem modos indesejáveis de rotura, nomeadamente as roturas frágeis, pois ocorrem sem aviso prévio. Esta é uma área em que, regra geral, a prática precede a teoria.

Os diversos regulamentos existentes limitam os valores de extensões admissíveis nos laminados de forma a evitar roturas frágeis.

De acordo com Juvandes (1999) existem nove modos de ruína possíveis de ocorrer (Figura 2.5):

1. Rotura da secção mais tracionada do laminado;
2. Esmagamento do betão comprimido;
3. Rotura do betão por corte/tração;
4. Destacamento do laminado devido a deslizamentos provocados por uma má preparação, abertura de fendas ou por efeito de extremidade;
5. Corte interlaminar do laminado de CFRP;
6. Rotura das armaduras do betão;
7. Rotura na coesão interna do adesivo;
8. Rotura entre o laminado e o adesivo;
9. Rotura entre o betão e o adesivo.

Os pontos 7, 8 e 9 estão puramente relacionados com a má execução do reforço e a falta de qualidade.

A rotura das armaduras pode ser sucedida pela rotura do CFRP ou pelo esmagamento do betão, sendo este último indesejado.

Em suma, é possível agrupar os modos de ruína em modos tradicionais de rotura do betão, ruína do material de reforço e ruína da interface. Este último modo é o menos estudado e compreendido, pois a influência de fatores como a preparação da superfície, resistência do betão, presença de fendas ou aplicação de primário/resina adequada, influencia de forma

significativa os resultados obtidos, para além de ser o modo mais indesejável, pois demonstra uma rotura prematura não mobilizando o reforço de forma eficiente.

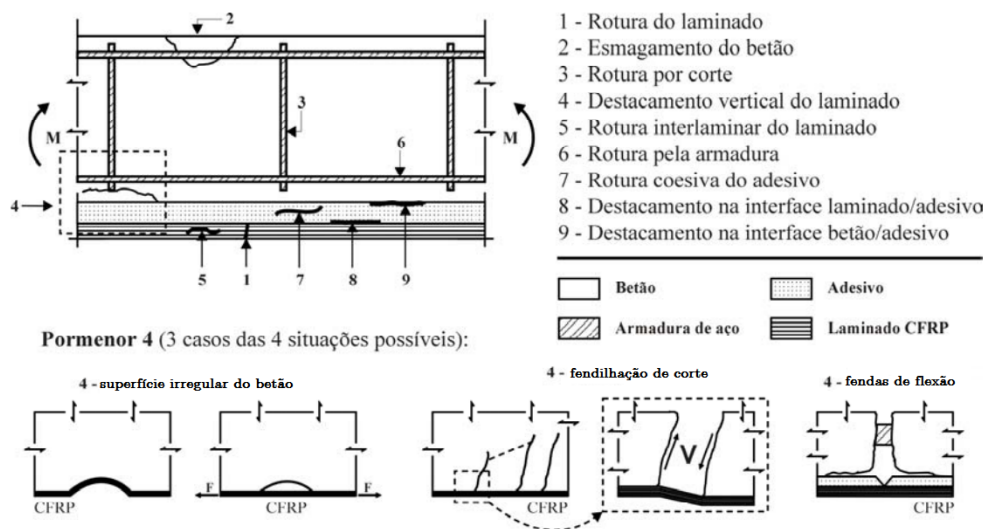


Figura 2.5: Modos de ruína de acordo com Juvandes (1999)

Buyukozturk e Hearing (1998) também identificou seis modos de rotura associados ao reforço com *CFRP* (Figura 2.6)

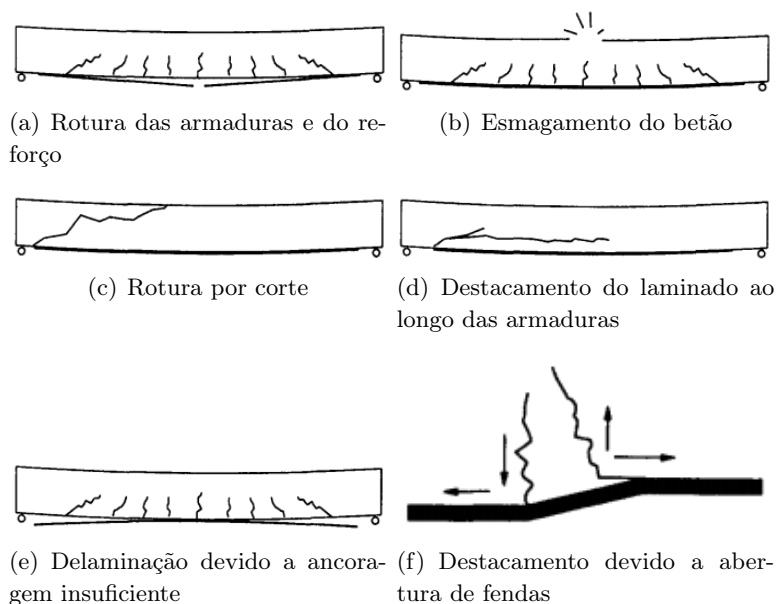


Figura 2.6: Modos de rotura (Buyukozturk e Hearing, 1998)

Acerca desta temática ainda são escassos os estudos que analisam o comprimento de colagem ou a variação dos parâmetros dos laminados, sendo de destacar que o incremento de camadas de laminado e conseqüentemente o acréscimo de rigidez, aumenta a tensão de corte no betão podendo levar à ruína prematura, não sendo um reforço nem económico nem eficaz. Ou seja, existe um compromisso entre a rigidez dada pelo reforço à estrutura que deve ser bem analisado, caso contrário a estrutura reforçada cede prematuramente.

Desta forma, é possível tomar medidas, inclusive os regulamentos contemplam estas situações, limitando determinados valores como por exemplo a extensão máxima do laminado ou a limitação da tensão no aço em serviço. De forma a garantir um bom dimensionamento e o correto funcionamento do reforço, devem ser tomadas as seguintes precauções:

- Limitação da extensão no laminado;
- Verificação da tensão instalada no betão;
- Utilização de resinas adequadas;
- Garantir a qualidade da preparação da superfície do betão;
- Evitar tensões de corte no laminado;
- Limitação da extensão nas armaduras em serviço;
- Garantir a qualidade de execução da colagem;
- Adequabilidade da solução adotada face às características materiais do betão;
- Avaliação do histórico e das cargas instaladas na estrutura;
- Condições ambientais de utilização da estrutura.

2.2.4 Tipos de sistemas de reforço com carbono

O reforço estrutural com chapas metálicas, deu origem à primeira técnica de reforço com fibras de carbono, através da colagem externa de *CFRP* com resinas. Posteriormente foram desenvolvidas outras técnicas de aplicação (Figura 2.7), existindo atualmente os seguintes modos de reforço:

- *EBR* (*External bond reinforcement*) - colagem exterior de mantas ou laminados de carbono;
- *NSM* (*Near-surface mounted*) - introdução de laminados de carbono no betão de recobrimento;
- *MF-FRP* (*Mechanically fastened FRP*) - laminados de carbono ligados mecanicamente à estrutura;
- *MF-EBR* (*Mechanically fastened and external bond reinforcement*) - colagem exterior de laminados carbono com ligação mecânica à estrutura;
- Aplicação de laminados pré-esforçados.

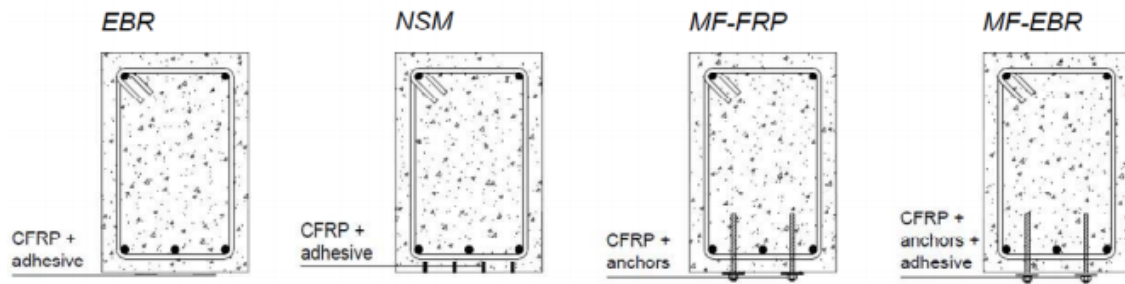


Figura 2.7: Técnicas de reforço com recurso a *CFRP* (Cruz et al., 2011b)

Nas figuras 2.8 e 2.9 encontram-se representadas as diferentes técnicas de reforço.



(a) Aplicação da técnica EBR



(b) Aplicação da técnica NSM



(c) Aplicação da técnica MF-FRP



(d) Aplicação da técnica MF-EBR

Figura 2.8: Aplicação das diferentes técnicas (Cruz et al., 2011b)



Figura 2.9: Aplicação de pré-esforço ao laminado de *CFRP* (França, 2007)

2.2.4.1 Técnica *EBR*

A técnica *EBR* (Figura 2.8(a)) é a técnica mais utilizada no reforço estrutural, e consiste na colagem externa de mantas ou laminados, com recurso a uma resina epóxida. Esta técnica é fácil de executar, embora apresente desvantagens devido à exposição ambiental (incêndios, humidade, temperatura, radiação UV) ou ainda o facto de ser suscetível de vandalismo, colocando em causa a integridade do reforço.

2.2.4.2 Técnica *NSM*

A técnica *NSM* (Figura 2.8(b)) consiste em efetuar um rasgo no betão de recobrimento e introduzir laminados ou varões de *CFRP* no seu interior e preencher com um adesivo. Desta forma, o reforço fica protegido de atos de vandalismo, assim como, assegura um maior proteção contra o fogo e impede a deterioração por radiação *UV*. Assegura também uma maior eficácia do reforço e é de mais rápida execução.

Porém, o estado da arte no que concerne a esta técnica, ainda é bastante prematuro quando comparado com o método tradicional de colagem exterior, embora a técnica *NSM* tenha vindo a apresentar resultados muito promissores.

2.2.4.3 Técnica *MF-FRP*

A técnica *MF-FRP* (Figura 2.8(c)) apresenta como vantagens a execução sem recurso a técnicos especializados, pois o procedimento é semelhante ao tomado para as chapas metálicas, assim como uma rápida execução, uma vez que não requer o tratamento do betão e a estrutura fica reforçada imediatamente, sem quaisquer tempos de cura necessários nas outras técnicas.

2.2.4.4 Técnica *MF-EBR*

A técnica *MF-EBR* (Figura 2.8(d)) foi apresentada por Cruz et al. (2011a) e consiste na colagem de laminados de carbono com ancoragens mecânicas pré-esforçadas. Esta técnica apresenta ganhos de ductilidade muito significativos quando comparado com a técnica *NSM*, embora o valor de carga máxima atingido seja semelhante.

2.2.4.5 Técnica de laminados pré-esforçados

A aplicação de pré-esforço a laminados de carbono (Figura 2.9) permite recuperar alguma deformação existente nos elementos a reforçar, para além de diminuir a abertura de fendas. Porém, é uma técnica de difícil aplicação.

2.3 Regulamentos

Em Portugal, não existe nenhum regulamento aplicável ao reforço de estruturas com *FRP*, porém, em alguns países existem normas e regulamentos aplicáveis, conforme se lista a seguir:

-
- ACI 440.2R - aplicável nos EUA e seguido em países sem regulamento específico;
 - fib boletim 14 - seguido em países sem regulamento específico;
 - CNR-DT 200/R1 - Itália;
 - ISIS Design Manual 4 - Canadá
 - TR55 - Reino Unido
 - SIA 166 - Suíça
 - JSCE - Japão

Nesta dissertação apenas serão referidos alguns aspectos gerais da norma ACI 440.2R-08 a ter em conta no dimensionamento do reforço. Enumeram-se a seguir alguns aspectos:

- Devido à ação do fogo ou vandalismo, a estrutura sem reforço deve ser capaz de aguentar 110% das cargas permanentes e 75% das sobrecargas, de forma a não ocorrer o colapso no caso do reforço se danificar.
- Dependendo do meio ambiente do elemento reforçado, aplica-se um fator ambiental de redução à resistência última do *CFRP*, C_e , que varia entre 0.95 para ambiente interior, e 0.85 para um ambiente agressivo quimicamente.
- De forma semelhante, também a extensão última do *CFRP* é afetada pelo coeficiente C_e .
- A extensão de compressão do betão é limitada a 3‰.
- A tensão no *CFRP* não pode exceder 55% da tensão de rotura.
- Em serviço, a tensão no aço não pode exceder 80% da tensão de cedência.

2.4 Estudos efetuados

Num estudo publicado por Cruz et al. (2011a) foram comparadas diferentes técnicas de reforço com laminados de carbono, para carregamentos monotónicos e cíclicos. Nas figuras 2.10 e 2.11 representam-se alguns resultados alcançados. Pode-se concluir:

- Para um carregamento monotónico, quando comparado com a viga de referência sem qualquer reforço, verificou-se uma melhoria de 37%, 86% e 87% para as técnicas EBR, NSM e MF-EBR respetivamente. De realçar que a diferença notória entre as técnicas NSM e MF-EBR foi a maior ductilidade devido às ancoragens, conforme constatado na figura 2.10.

- No ensaio de fadiga, efetuado com uma frequência de $2Hz$ durante 10^6 vezes, a maior resistência foi registada no uso da técnica NSM, tendo-se verificado um aumento de 101%. Na técnica EBR o aumento foi de 43% e na MF-EBR foi de 84%. Porém, neste tipo de carregamento, o reforço com NSM foi o que apresentou maior ductilidade e resistência (Figura 2.11). De salientar que, comparando com o ensaio monótonico, a técnica NSM aumentou a resistência em 9%, fator para o qual não existe uma explicação lógica, a não ser motivos relacionados com a preparação do ensaio.

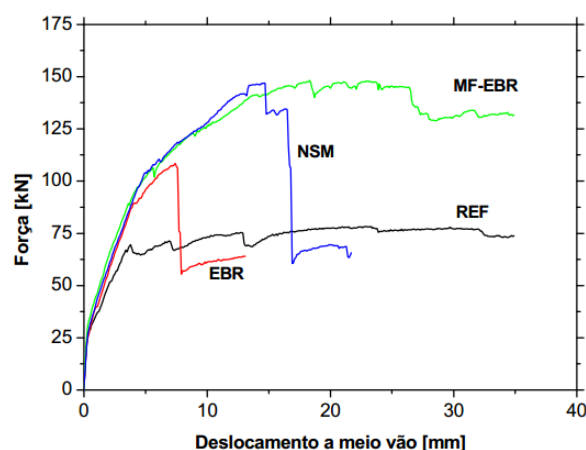


Figura 2.10: Estudo comparativo de técnicas com um carregamento monotónico

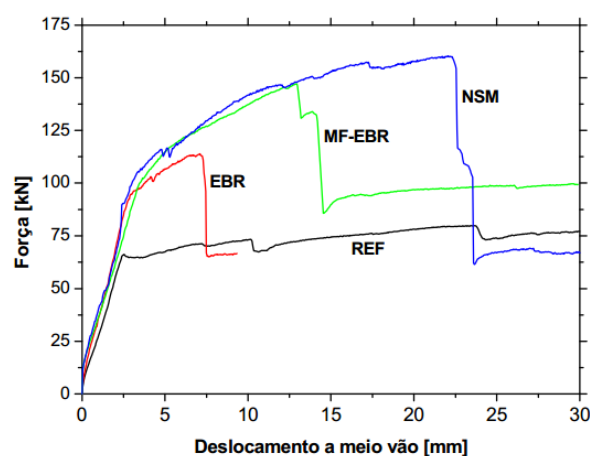


Figura 2.11: Estudo comparativo de técnicas com um carregamento cíclico

Num artigo publicado por Täljsten (2002), no início da investigação com o método *NSM*, concluiu-se que este método era vantajoso do ponto de vista económico e da segurança, permitindo atingir uma dissipação de energia superior. Neste estudo foram analisadas vigas com diferentes comprimentos de ancoragem, utilizando calda de cimento ou resina epóxi para a colagem e posterior comparação de resultados. Este autor estudou também o efeito da temperatura negativa nestes reforços, comparando uma viga a $-30^{\circ}C$ com outra à temperatura ambiente e concluiu que a resistência das vigas não era afetada pela temperatura negativa.

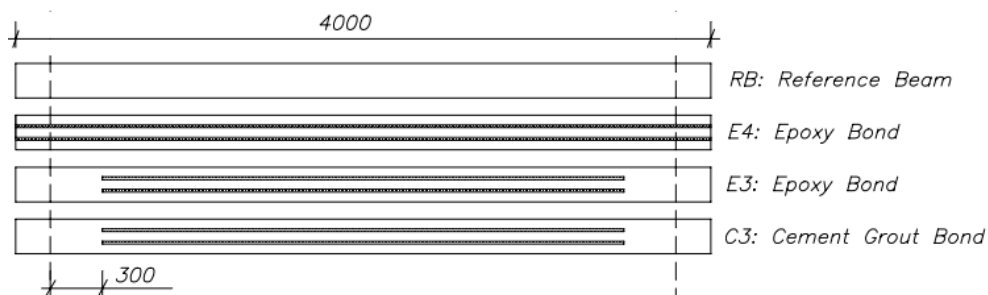


Figura 2.12: Comprimentos de colagem utilizados por Täljsten (2002)

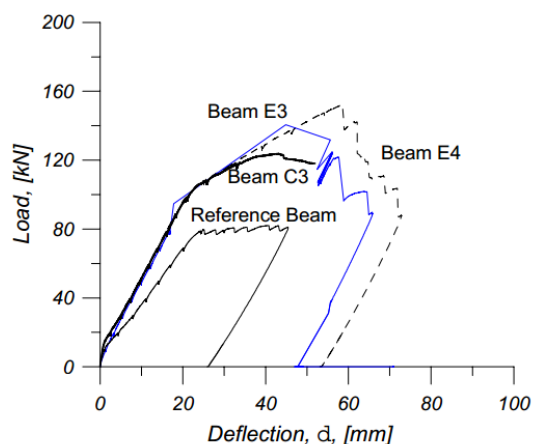


Figura 2.13: Resultados obtidos por Täljsten (2002)

A selagem do laminado com calda de cimento foi o que ofereceu uma menor resistência: cerca de 21% inferior ao mesmo teste efetuado com uma resina epóxi. O comprimento de colagem na totalidade da viga permitiu um aumento de resistência de 15% quando comparado com o modelo que não acompanhava a viga a todo o comprimento e, acima de tudo, permitiu uma maior ductilidade.

Embora não seja possível estabelecer uma comparação direta entre estudos, comparando os resultados da figura 2.10 com a figura 2.13, verificou-se um aumento de resistência da mesma ordem de grandeza com recurso ao método *NSM*.

França (2007) concluiu que o *CFRP* pré-esforçado permite obter menores flechas e suportar uma carga em serviço mais elevada, cerca de 25% superior, quando comparado com o laminado sem pré-esforço, como se pode observar na figura 2.14. De realçar também, que quando comparado com a viga de controlo, a resistência última da viga duplicou com o recurso ao laminado com pré-esforço.

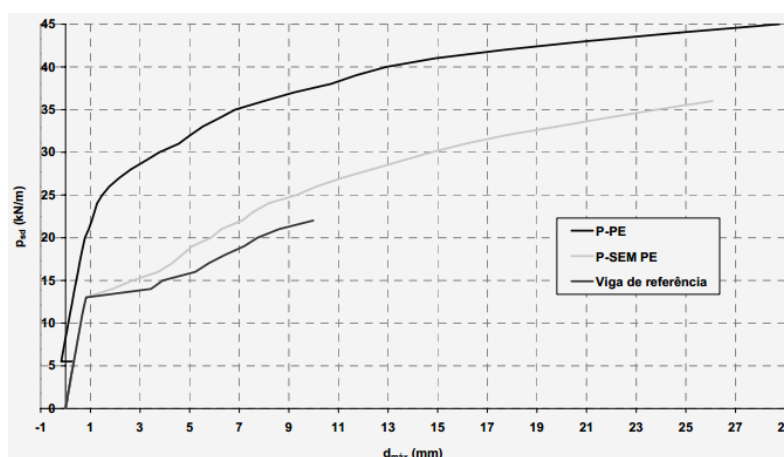


Figura 2.14: Comparação de laminados com e sem pré-esforço

Num outro estudo realizado por Kadhim et al. (2011), relativamente à aplicação de pré-esforço a laminados de carbono, foi abordado de que forma o posicionamento dos laminados afeta a resistência final obtida. Para tal, foram ensaiados dois modelos para validação do modelo de cálculo, de forma a poder-se estudar diversos parâmetros, utilizando sempre a mesma área de reforço. Na figura 2.15 é possível observar os modelos testados neste ensaio.

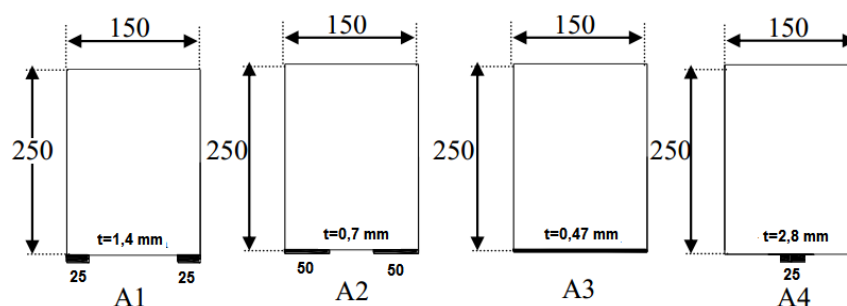


Figura 2.15: Modelos testados por Kadhim et al. (2011)

Os resultados obtidos estão expostos no gráfico da figura 2.16. Constatou-se que antes de aplicação da carga, o pré-esforço dava uma contra-flecha à viga. Após aplicação da carga até à rotura, a viga com o reforço nas extremidades (viga A1) foi a que apresentou melhores resultados, seguido da viga A2, também com reforço próximo das extremidades. Desta forma, é possível concluir que, apesar de existirem vários parâmetros a variar simultaneamente, tudo indica que um reforço nas extremidades é mais eficaz que um reforço no centro da viga, ou mesmo a toda a largura. Mais estudos deveriam ser efetuados, sobretudo experimentais, para validar esta teoria, fixando parâmetros como a espessura, que está provado que aumenta a resistência do reforço até determinado ponto.

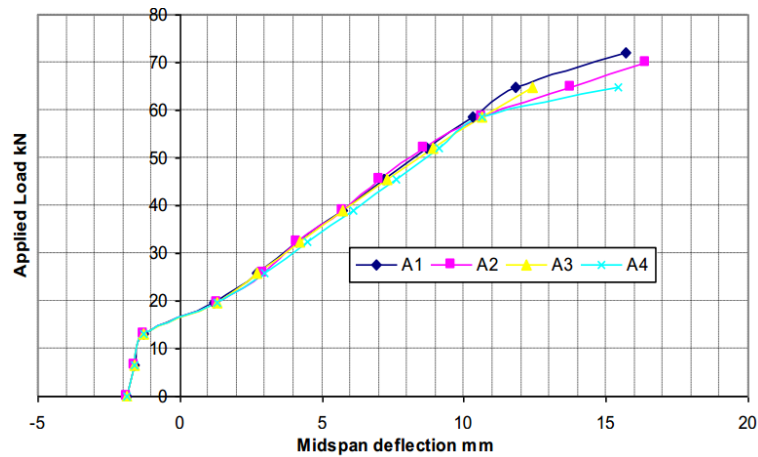


Figura 2.16: Resultados obtidos via modelo de cálculo

2.5 Interface betão-*CFRP*

A interface é fulcral no reforço com *CFRP*, pois é o meio que assegura a transferência de esforços. Está bem documentado, o enorme potencial dos materiais compósitos para reparação e reforço de diversos elementos estruturais, pelo que resta apenas aplicar corretamente esses materiais e estudar a sua interação com a estrutura, de modo a compreender e melhorar a ligação estrutura-compósito que é a parte menos desenvolvida do ponto de vista teórico.

É neste contexto, que a preparação do substrato de betão é essencial para promover a melhor aderência (*bonding*) possível.

A preparação da superfície consiste em limpar a mesma através de diversas técnicas, tais como projeção de jatos de areia, martelo de agulhas, rebarbadoras, jatos de água ou limpeza com químicos. No caso de ser necessário reparar a superfície de betão e/ou armaduras, tal deverá ser feito após a limpeza da superfície e antes da aplicação do reforço. A preparação/limpeza tem dois principais objetivos:

- Remover sujidades e substâncias depositadas como, por exemplo, tintas, colas, fuligem ou calda de cimento;
- Tornar a superfície de betão rugosa para promover uma aderência eficaz e homogênea do reforço. Devem ser identificadas todas as zonas com microfissuração ou soltas e removidas para não se correr o risco de ocorrer um descolamento precoce e localizado.

De realçar que, no caso de armaduras com recobrimento insuficiente, deverá ser estudada uma preparação adequada para não despassivar a armadura ao remover o betão envolvente, assim como a vibração induzida pelo tratamento da superfície deve ser adequada de forma a não induzir danos ao betão.

Para verificar a resistência à tração do betão existem diversos métodos, sendo de destacar o ensaio destrutivo de arranque direto ou tração direta. Apesar de existirem métodos não

destrutivos, como por exemplo o uso de ultrassons, não é um método ainda fiável, apesar do aumento gradual das pesquisas com recurso a esta técnica. Como tal, recorre-se ao ensaio de tração direta, também conhecido como *pull-off*, normalizado pela norma EN 1542 ou pela norma americana ASTM D7522, simples de realizar, necessitando de pouca preparação prévia e efetuado *in-situ*, que tem como objetivo avaliar a capacidade de aderência entre o betão e o reforço. A rotura dá-se pelo elo mais fraco: *CFRP*, substrato ou resina.

Para tal é colado um disco metálico com uma resina epóxida ao substrato, sendo desta forma possível determinar diretamente a tensão resistente à tração e, através de ábacos, relacionar com a tensão resistente à compressão do betão. Existem vários tipos de discos, mas o mais usual são discos de 50mm de diâmetro e o uso de aparelhos calibrados em conjunto com os discos, para possibilitar uma leitura direta da tensão resistente.

A preparação da colagem consiste em efetuar uma carotagem parcial em volta do disco com uma profundidade superior a 15mm, para garantir que apenas se está a mobilizar a superfície por debaixo do dispositivo. Desta forma obtêm-se resultados conservativos, pois não se está a mobilizar o betão envolvente, originando uma concentração de tensões, caso contrário a rotura teria a forma de um cone (Figuras 2.17(a) e 2.17(b) (Rodrigues, 2013)). Deve-se garantir que não existem excentricidades durante o ensaio e que o aparelho extrator se encontra ortogonal à superfície, pois quaisquer excentricidades existentes deturpam os valores obtidos.

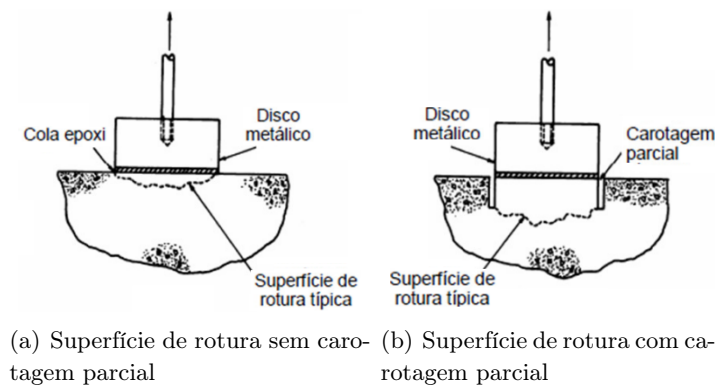


Figura 2.17: Ensaio de *pulloff* com e sem carotagem parcial (Rodrigues, 2013)

Existem diversos estudos que comprovam a influência da preparação da superfície de betão na resistência final obtida pelo elemento reforçado, visto que o mecanismo de transferência de esforços dá-se pela ligação criada entre o betão e o *CFRP*.

Num estudo publicado por Bodnárová et al. (2010) sobre a utilização de jatos de água com elevada pressão no tratamento da superfície de betão, foi estudado de que modo a rugosidade final da superfície afeta a transferência de forças, incidindo sobre a remoção de danos superficiais no betão e adesão da argamassa de reparação. Deste modo, foram ensaiados provetes com vários níveis de acabamento e com betões de diferentes composições, sendo submetidos a ensaios de tração direta. Como o betão é um material frágil e os agregados são mais re-

sistentes que a matriz cimentícia, a principal forma de erosão do betão dá-se pela libertação dos agregados. Ao lavar-se o betão com elevada pressão, sendo o betão um material poroso, a ligação matriz-agregado irá ser destruída. Este efeito é benéfico, pois as camadas superficiais de uma superfície de betão são, por regra, mais fracas, devido a fatores como a existência de bolhas de ar provocadas pela betonagem, má vibração, pela existência de microfissuração e de poucos agregados à superfície, ou ainda, por danos causados por ataques químicos ou recorrentes da utilização.

Desta forma, é possível destruir esta camada menos nobre e expor uma inferior com melhores características para conduzir os esforços.

Os betões ensaiados foram C20/25, C45/55, C45/55 autonivelante e C45/55 com dosagem errada dos ingredientes, aumentando ligeiramente o rácio água/cimento. Todos foram compactados numa mesa vibratória com parâmetros fixos e curados durante 28 dias nas mesmas condições. Os provetes tinham dimensões de 100x100x400mm, sendo tratados com jatos de água com pressão de 1300 e 2100 bar e caudal máximo de 17 litros por minuto, tendo sido posteriormente medida a profundidade de corte com recurso a um microscópio eletrónico. Os resultados são apresentados na tabela 2.3. Na figura 2.18 e 2.19 é possível observar-se o aspeto de um provete antes e após tratamento da superfície com jato de água de elevada pressão.

Tabela 2.3: Profundidade média de corte no betão

Tipo betão	Profundida média de corte a 1300 bar [mm]	Desvio padrão a 1300 bar [mm]	Profundida média de corte a 2100 bar [mm]	Desvio padrão a 2100 bar [mm]
C20/25	1,58	0,66	3,64	1,85
C45/55	0,95	0,71	2,26	0,94
C45/55 auto	1,19	0,70	1,98	1,07
C45/55 errado	1,43	0,59	3,19	1,19



Figura 2.18: Betão C20/25 com 1300 bar de pressão



Figura 2.19: Betão C20/25 com 2100 bar de pressão

Como seria de esperar, os resultados do ensaio *pull-off* comprovam a eficácia desta técnica. Porém, é de realçar que esta técnica só é adequada se existir microfissuração generalizada ou danos nas camadas superficiais de betão, sendo desaconselhada para casos de mera limpeza,

pois obriga a nivelar a superfície com argamassa de reparação antes da aplicação do reforço. Para os casos correntes uma simples limpeza com jatos de areia tem demonstrado bons resultados.

No estudo em análise são apresentados os resultados de arranque direto no betão (Tabela 2.4) e os resultados após reparação com argamassa do tipo *Mapei Planitop 100* (Tabela 2.5).

Tabela 2.4: Resultados do ensaio *pull-off* no betão (tensão resistente à tração)

Tipo betão	Não tratado [MPa]	Tratamento de 1300 bar [MPa]	Tratamento de 2100 bar [MPa]
C20/25	2.25	3.10 (+38%)	3.80 (+69%)
C45/55	3.05	3.40 (+11%)	4.05 (+33%)
C45/55 auto	3.18	4.00 (+16%)	4.10 (+29%)
C45/55 errado	2.00	2.80 (+40%)	2.80 (+40%)

Tabela 2.5: Resultados do ensaio *pull-off* na argamassa de reparação

Tipo betão	Não tratado [MPa]	Tratamento de 1300 bar [MPa]	Tratamento de 2100 bar [MPa]
C20/25	0.75	2.05 (+173%)	1.65 (+120%)
C45/55	1.20	1.50 (+25%)	2.15 (+79%)
C45/55 auto	0.60	1.25 (+108%)	1.65 (+175%)
C45/55 errado	1.15	1.35 (+17%)	1.45 (+26%)

Analisando os resultados obtidos, concluiu-se que uma maior rugosidade traduz-se numa maior tensão resistente, com a exceção do betão C20/25 aquando no ensaio *pull-off* na argamassa de reparação, que apresentou uma menor resistência com um tratamento mais abrasivo. Isto deve-se às especificidades da argamassa, pois as argamassas de reparação não devem ter mais que 2 ou 3mm de espessura por camada, ou seja, com um tratamento de 2100 bar, a rugosidade obtida era, em média, superior a 3.6mm o que obriga a mais que uma camada e isso afeta negativamente a resistência à tração do conjunto.

Outra conclusão muito importante deste estudo é que, sem tratamento a rotura deu-se pela junta do material novo/antigo e, após tratamento, a rotura ocorreu pela camada do material de reparação.

Seria interessante efetuar um estudo económico para se poder determinar se o incremento de resistência obtido altera significativamente a quantidade de argamassa ou primário que terá de ser aplicado, assim como o tempo necessário para nivelar a superfície e colar o reforço, visto que a rugosidade do betão é bastante superior com tratamentos mais agressivos. A escassez de estudos extensivos a vários métodos de preparação envolvendo laminados de carbono não permite obter muitas informações sobre o método de preparação mais adequado, pois as conclusões variam conforme os estudos visto que nem todos os métodos são testados simultaneamente ou em situações comparáveis.

De forma a poder-se determinar um nível de preparação da superfície, o *ICRI* (*International*

Concrete Repair Institute) definiu uma escala visual dividida em 9 níveis para identificar a preparação da superfície de betão, conforme se ilustra na figura 2.20.

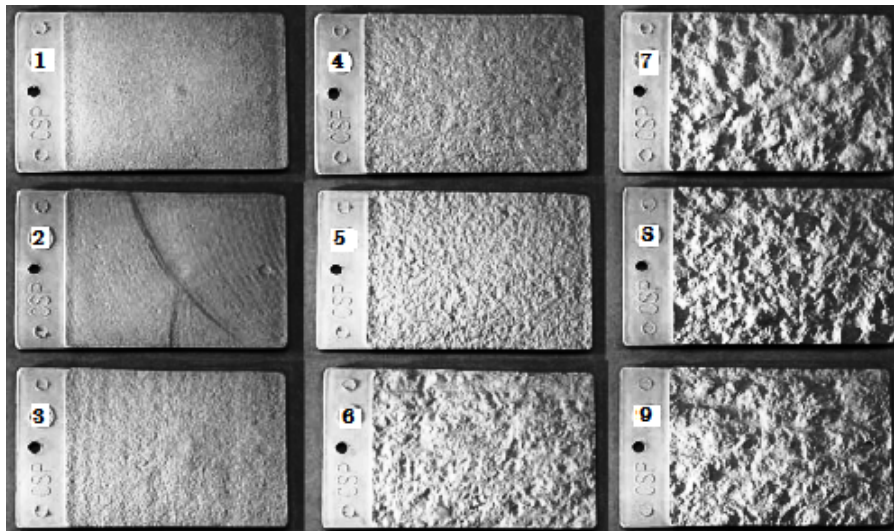


Figura 2.20: Moldes de plástico com 9 níveis de preparação, sendo 1 menos rugoso: 1-Decapagem com ácido; 2-Polimento com discos; 3-projeção com esferas de aço suave (shotblast); 4-escarificação suave; 5-projeção com esferas de aço média; 6-escarificação média; 7-projeção abrasiva; 8-picagem; 9-escarificação forte.

Esta escala é muito subjetiva e depende sobretudo da experiência do técnico responsável pela análise pelo que era desejável a criação de métodos quantitativos e não qualitativos.

Mais recentemente foram desenvolvidos instrumentos e procedimentos adequados para quantificar a rugosidade de uma superfície através de um *scanner* 3D, pese embora a dificuldade de aplicar estes métodos fora do ambiente laboratorial. Resta apenas replicar o método a aplicar na obra em laboratório e retirar conclusões sobre a melhor forma de preparação.

De salientar que hoje em dia, grande parte do trabalho de preparação, ainda é efetuado por trabalhadores e não por máquinas com parâmetros definidos, pelo que é impossível obter um trabalho uniforme conforme se pode constatar pelo valor do desvio-padrão da tabela 2.3.

O perfil mais usual para aplicação de CFRP, quando apenas é necessário efetuar uma limpeza superficial corresponde ao molde 5, cerca de 1.5mm. É importante garantir uma superfície uniforme para proporcionar uma correta aderência do laminado sendo admissíveis variações de 10mm sob uma régua de 2m, de acordo com a generalidade dos fabricantes de laminados de *CFRP*.

Num trabalho desenvolvido por Juvandes (1999) foram publicados resultados comparativos de técnicas de preparação para aplicação de laminados através de decapagem com martelo de agulhas e escarificação com esmeril. Na figura 2.21 observa-se a marcação prévia da zona a aplicar o laminado e o aspeto final após o tratamento com recurso ao martelo de agulhas.

Este autor concluiu, através de ensaios *pull-off*, que o uso de argamassas de reparação tem

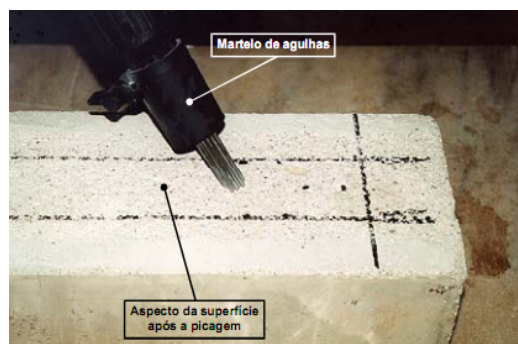


Figura 2.21: Aspecto final do provete preparado por martelo de agulhas (Juvandes, 2002)

uma enorme importância na aderência e distribuição de tensões no substrato o que conduz a uma maior tensão resistente ao arranque, devido ao facto de se impregnar no betão e aumentar a coesão entre agregados.

Ainda de acordo com o referido autor a tensão de aderência ao betão no ensaio de arrancamento por tração é aceitável para valores médios de tensão de tração iguais ou superiores a 1.4 MPa segundo o ACI 440F e a 1.5 MPa propostos pelo CEB-GTG 21, caso contrário não é conveniente efetuar o reforço exterior com colagem. Estes valores indicativos vêm ao encontro ao estipulado pelos fabricantes *Sika*, *Mapei* e *Mbrace* que exigem 1.5 MPa como mínimo, sendo o valor recomendado de 2 MPa.



Capítulo 3

Comportamento do betão simples e armado

3.1 Introdução

O estudo do betão até à rotura recorre a formulações da mecânica da fratura. Devido à complexidade dos fenómenos envolvidos, depara-se, no entanto, com a existência de diversas teorias e formulações. Porém, a definição de leis comportamentais adequadas é essencial para se aprofundar o conhecimento acerca do comportamento último das estruturas, quer seja considerando o betão armado como a unidade, quer seja considerando um nível mais detalhado, em que se consideram os comportamentos separadamente da matriz cimentícia, da matriz agregados e do aço e/ou reforço. Esta última formulação é impraticável do ponto de vista de projeto e reforço, sendo utilizada apenas no âmbito de algumas investigações. A avaliação macroscópica das propriedades do betão merece hoje em dia particular destaque e desenvolvimento.

A utilização de modelos assentes na fratura dos materiais e nas leis constitutivas de cada um deles, permite estudar o comportamento de como todos estes componentes interagem entre si. Este realismo acrescido permite a obter uma otimização do material aplicado, com fatores de segurança mais realistas e estruturas mais económicas. Por outro lado, são acrescidas as dificuldades de cálculo e os resultados obtidos podem variar drasticamente da realidade caso as leis adotadas não sejam representativas da peça, ou caso não se averigüe corretamente as propriedades materiais.

Utilizar este tipo de procedimento em projeto é extremamente delicado, devido às grandes incertezas inerentes a uma obra de engenharia, daí ser prática corrente recorrer-se a uma análise linear elástica, onde se assume o material não fissurado e com os tradicionais coeficientes de segurança. No entanto, na reabilitação de estruturas, em que é possível definir com rigor suficiente os parâmetros constituintes de um dado elemento, como por exemplo a posição e quantidade de armaduras e as características do betão, consegue-se alcançar resultados que recorrendo a um método tradicional ficariam muito aquém da realidade da estrutura, podendo ser a diferença entre reabilitar e/ou reforçar, ou então, apenas ensaiar e modelar com base numa análise não-linear e verificar a segurança, eventualmente. O grande obstáculo a esta prática, deve-se sobretudo à falta de experiência e conhecimento na área da modelação numérica não-linear.

As formulações teóricas, à semelhança de muitas outras áreas da engenharia civil, e engenharia em geral, são feitas sobretudo a partir de procedimentos experimentais.

Todos os modelos e propostas apresentadas neste capítulo, são válidas para estados planos de tensão. Para se poder recorrer a estados planos de tensão, a profundidade do elemento tem que ser reduzida quando comparada com as outras dimensões. Assim, garante-se que não ocorrem variações de tensões no eixo fora do plano, e que as tensões estão contidas no plano da peça. Isto implica, obviamente, que a força aplicada tem que estar no plano da estrutura.

Estes modelos foram utilizados nas simulações numéricas dos capítulos seguintes com recurso ao *software* DIANA. Será dada a devida importância aos processos de fendilhação do betão, à energia de fratura e ao comportamento não-linear.

De destacar na bibliografia em português, a dissertação de mestrado de Mário Pimentel com o tema "Modelação e Análise de Estruturas Laminares de Betão: Possibilidades e Desafios" que serviu de suporte à elaboração deste capítulo.

3.2 Comportamento do betão simples

Pretende-se apresentar o comportamento do betão simples sob um ponto de vista físico, quando submetido a um carregamento monótono, assim como o processo de fendilhação quando submetido a esforços de tração e compressão.

O comportamento do betão pode ser categorizado em três níveis, considerando diferentes profundidades de análise:

- microscópico - onde se analisam as propriedades da pasta de cimento e o comportamento individual das moléculas constituintes, assim como a interface porosa criada entre os agregados e a pasta de cimento;
- mesoscópico - uma escala intermédia, onde o betão é considerado como a mistura dos agregados com a pasta de cimento. A interface entre a pasta de cimento e os agregados não é contabilizada, assumindo um comportamento isotrópico, podendo-se extrapolar algumas conclusões desta escala para a macroscópica;
- macroscópico - o betão é considerado um material homogéneo e as leis de comportamento estudadas nesta dissertação são definidas para este nível de observação, com o objetivo de caracterizar a envolvente e processos de rotura.

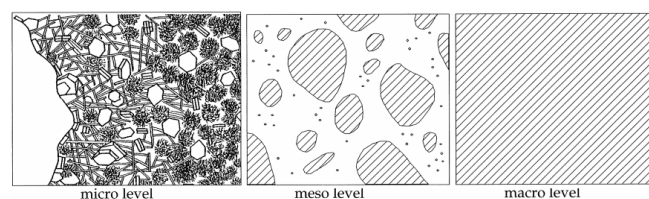


Figura 3.1: Escalas de análise do betão (Bongers e Rutten, 1998)

3.2.1 Comportamento do betão simples à tração

O objetivo da mecânica da fratura é o de reproduzir a não-linearidade devido à rotura provocada por perda de coesão, consequência dos esforços de tração (Faria, 1994). Podem ser distinguidas duas abordagens relativamente à formação de fendas no betão: mecânica da fratura elástica-linear e mecânica da fratura não-linear. A primeira permite estudar a propagação das fendas mas não a sua formação, enquanto a segunda permite abordar de forma mais realista, mas complexa, a estabilidade/propagação das fendas e a sua formação.

3.2.1.1 Mecânica da fratura elástica linear (*LEFM*)

A mecânica da fratura elástica linear pressupõe que o material seja isotrópico e linear, pelo que as tensões são determinadas através da teoria da elasticidade. Assim que a tensão instalada atinge o valor resistente do betão, dá-se a propagação da fenda a partir da extremidade da fenda previamente aberta.

De acordo com a *LEFM* existem três modos possíveis de propagação de fendas (Figura 3.2):

- Modo I - modo de abertura, a tensão atuante é normal ao plano da fenda;
- Modo II - corte no plano da fenda;
- Modo III - corte fora do plano da fenda.

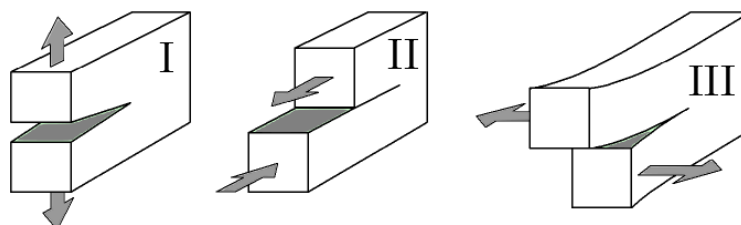


Figura 3.2: Modos de rotura de acordo com a teoria LEFM (eFundu, 2013)

No entanto, no caso do betão, mesmo após a tensão de pico, é possível a fenda continuar a propagar-se com uma energia menor, através de diferentes mecanismos, como por exemplo, o efeito de ponte (Figura 3.6). Esta teoria não considera este modo de propagação pelo que não é totalmente adequada para um material com as características do betão, que exhibe uma zona de escoamento. Devido à existência de uma zona de processamento da fratura, distribuída ao longo da peça, existe uma capacidade de dissipação de energia não-linear, conforme as fendas se vão abrindo e fechando. Desta forma, apenas pode ser utilizada com rigor em situações de rotura frágil e em que a região de fratura se encontra confinada a uma pequena área, como no caso dos metais (Figura 3.3). Esta teoria pressupõe ainda que a força se pode concentrar num ponto, pelo que a tensão é infinita, traduzindo-se num fenómeno físico impossível de ocorrer.

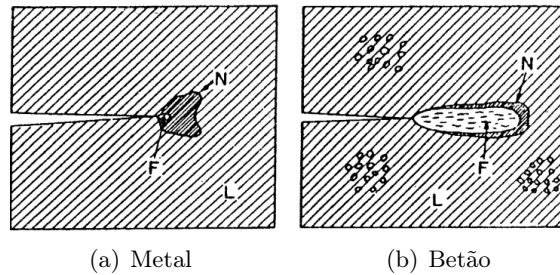


Figura 3.3: Zona de processamento de fratura do metal e do betão(N - comportamento não-linear; L - zona linear; F - zona de processamento da fratura) (Bazant, 2002)

3.2.1.2 Mecânica da fratura não-linear (NLFM)

Ao contrário dos pressupostos da mecânica da fratura elástica linear, o processo de fissuração do betão, na mecânica da fratura não-linear, não ocorre num único ponto.

À medida que as tensões no betão aumentam, até ao valor máximo resistente, apenas existe microfendilhação uniforme, correspondente a uma extensão linear (Figura 3.4 - A). Com o aumento da força exercida, a microfendilhação aumenta na zona mais esforçada da peça, atingindo o valor máximo, e concentra-se numa região confinada a um determinado comprimento, designado largura de banda (Figura 3.4 - B). Com o evoluir da extensão do betão, observa-se um comportamento não-linear no diagrama, ocorrendo a abertura de uma fenda macroscópica (Figura 3.4 - C), ponto a partir do qual a resistência do betão fica gravemente comprometida.

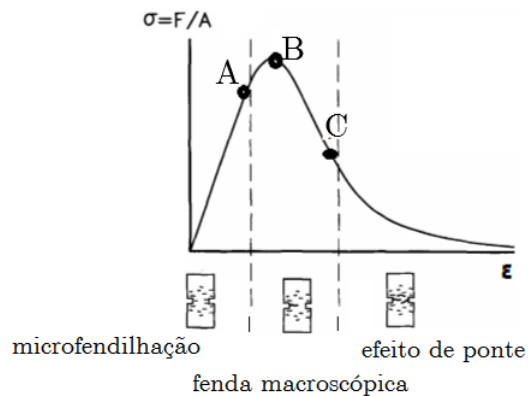


Figura 3.4: Diagrama de um provete de betão submetido à tração uniaxial (Adaptado de Vervuurt et al. (1996))

A zona de processamento da fratura (ZPF), pode ser resumida pela figura 3.5 e correlacionada com os pontos A, B e C da figura 3.4. No início da microfendilhação generalizada, o betão responde de forma linear acompanhando a sollicitação (Figura 3.5 - A). Com o aumento da carga aplicada começa a formar-se numa largura de banda h (Figura 3.5 - B), uma determinada zona com uma extensão acima da média do restante provete, prevendo-se que a abertura da fenda ocorrerá dentro desta região. A partir do ponto B, a largura de banda h vai diminuindo cada vez mais, até que se concentra numa região muito reduzida. Este comportamento,

enquadrando a figura 3.4, corresponde ao amolecimento verificado, pois a extensão aumenta na zona de formação da fenda macroscópica, enquanto que as outras zonas descarregam.

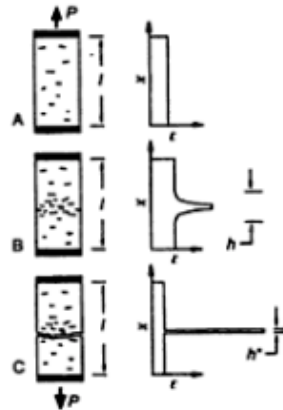


Figura 3.5: Evolução da zona de processamento da fratura (CEB, 1996)

Observando ainda a figura 3.5, constata-se que a zona de processamento da fratura permite que a microfendilhação ocorra gradualmente antes de originar uma fenda visível à superfície, daí se verificar no patamar descendente uma linearidade no início do troço.

Num betão de resistência corrente, a microfendilhação apresenta-se mais irregular quanto maior for a dimensão dos agregados, o que origina uma superfície de fratura mais irregular e com maior capacidade dissipativa, que pode ser observada no ramo descendente de um ensaio de tração, apresentando um traçado mais suave e prolongado quanto maior a irregularidade (Pimentel, 2004). Esta irregularidade é facilmente explicada pelos processos de transferência de tensões existentes: o imbricamento dos agregados (Figura 3.38) e o efeito de ponte entre fendas (Figura 3.6). Como tal, pode-se concluir que o tamanho dos agregados, a distância média entre os agregados e a força de adesão dos agregados à pasta de cimento, e consequentemente, a interface criada entre ambos, influencia a forma como as fendas se vão gerar e propagar.

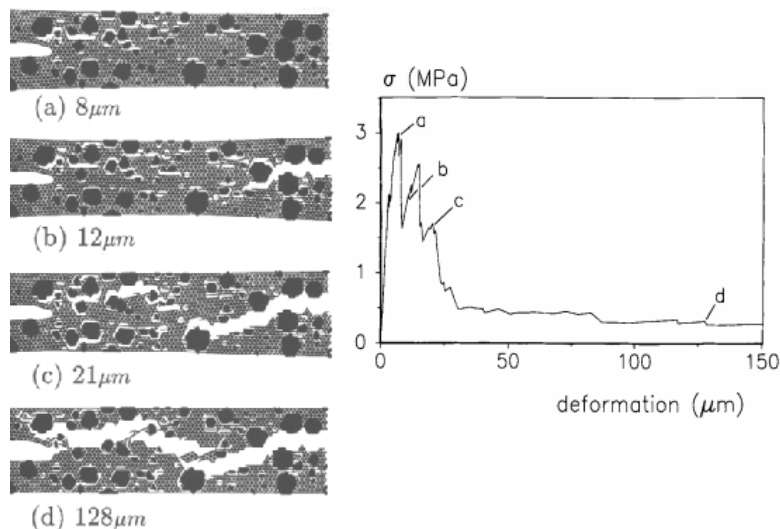


Figura 3.6: Efeito de ponte entre fendas (Vervuurt et al., 1996)

3.2.1.3 Modelos de mecânica da fratura não-linear

Existem diversos modelos baseados na teoria da *NLFM*. Neste trabalho não será dada profundidade a este tema, sendo apenas enumerados alguns modelos existentes. Com mais detalhe pode-se encontrar em Pimentel (2004) uma revisão de todos estes modelos e os seus pressupostos. Na secção 3.4 será analisado, com mais profundidade, o modelo de banda fendilhada.

Os modelos existentes classificam-se através do critério de formação de fendas, sendo de destacar os seguintes:

- Modelo de fenda fictícia (Hillerborg et al., 1976);
- Modelo de banda fendilhada (Bazant e Oh, 1983);
- Modelos não locais (Bazant e Lin, 1988).

3.2.2 Comportamento do betão simples à compressão

O comportamento do betão à compressão é extremamente complexo devido ao betão ser um material heterogéneo. A aplicação de uma tensão uniaxial uniforme, resulta em tensões locais multiaxiais e não uniformes, pelo que se distingue a fratura do betão comprimido em estados de tensão hidrostáticos e não hidrostáticos (Pimentel, 2004).

Nos estados de tensão não hidrostáticos, a direção da tensão local máxima é coincidente com a direção da tensão aplicada. Nos estados hidrostáticos, a orientação da fratura é aleatória pois a direção da tensão local não é definida.

3.2.2.1 Comportamento uniaxial

O ensaio uniaxial de compressão é o mais utilizado para caracterizar a resistência à compressão do betão, assim como obter outras propriedades através de relações empíricas, como por exemplo, a resistência à tração e o módulo de elasticidade.

Através de um ensaio uniaxial de um provete de betão à compressão é possível relacionar a tensão com a extensão (Figura 3.7(a)). No início da solitação, até cerca de 30% da tensão máxima de compressão f_c , o comportamento é linear. A partir desse ponto e até se alcançar o valor máximo resistente f_c , o comportamento começa a apresentar-se não-linear, pois o declive da reta diminui, estando diretamente relacionado com a diminuição da rigidez do provete devido à microfendilhação. Após o valor máximo ser excedido, ocorre o amolecimento do betão até à extensão última ε_u , que corresponde ao esmagamento do provete.

Na figura 3.7(b) está representada a variação da deformação volumétrica (medida da compressibilidade do provete) com a tensão. Pode-se constatar que até se atingir cerca de 0.8 a 0.9 da tensão máxima f_c o comportamento é linear. Após esse valor, o sentido da variação de volume inverte-se devido à criação de vazios entre fendas, resultando num aumento de volume

(Filho, 2003).

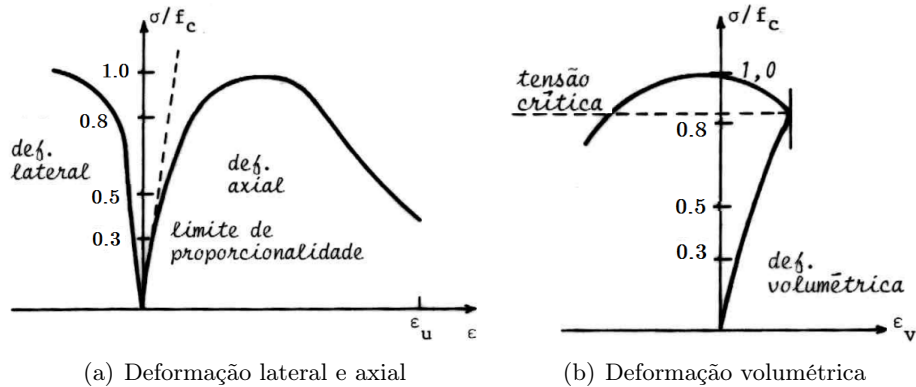


Figura 3.7: Diagrama tensão extensão de um provete de betão submetido à compressão uniaxialmente (Filho, 2003)

Estas três curvas apresentadas na figura 3.7, à semelhança do comportamento em tração, estão intimamente relacionadas com o processo de formação de fendas.

Durante a fase elástica do betão, a microfendilhação existente não se propaga e permanece estável. Entre 0.3 a $0.5f_c$, a microfendilhação começa a aumentar devido à concentração de tensões de tração na extremidade das fendas. Nesta altura, as fendas propagam-se mesmo que seja mantida uma tensão constante. A partir de 0.5 até $0.8f_c$, as fissuras que envolvem os agregados começam a ligar-se devido ao efeito de ponte, podendo mesmo fendilhar pelo agregado se a tensão atuante foi maior que a resistência dos agregados, que estão confinados pela matriz cimentícia (Figura 3.8).

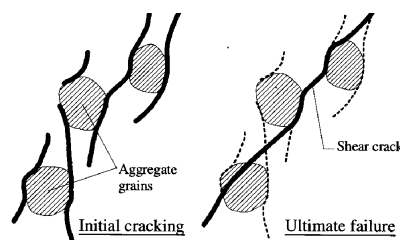


Figura 3.8: Efeito de ponte sob compressão (Bongers e Rutten, 1998)

Com o aumento da tensão exercida no betão, a partir de aproximadamente $0.8f_c$, a microfendilhação da matriz cimentícia, começa a ligar-se a outras microfendas, e o sistema de fendas torna-se instável, pois mantendo a tensão exercida continua a ocorrer a propagação de fendas. Quando se atinge f_c ocorre o esmagamento do betão, e é nesta zona com máxima tensão de compressão que se processa a fratura, levando à formação de uma fenda macroscópica.

Num betão corrente, a resistência dos agregados à compressão é muito superior à resistência do betão (é comum um agregado apresentar resistência superior a 100 MPa à compressão).

Desta forma, assim que a extremidade de uma fenda intersecta um agregado pára. Depois disso, ocorrem três possibilidades (Figura 3.9): atravessar o agregado ①; contornar o agregado pelo lado comprimido ②; contornar pelo lado tracionado ③. Como a resistência à tração é muitíssimo inferior, a energia necessária para forma uma fenda de tração também o é, pelo que a probabilidade de a fenda ocorrer pelo lado tracionado é bastante mais elevada.

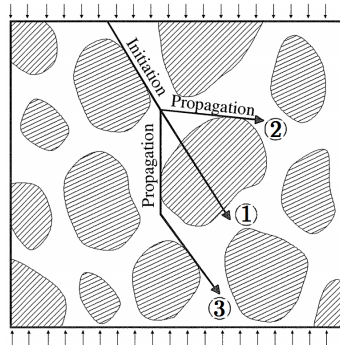


Figura 3.9: Propagação de fendas na imediação de agregados (Bongers e Rutten, 1998)

Outro factor a considerar nos ensaios de compressão uniaxial, reside nas condições fronteira e dimensões dos provetes. A presença de restrições pode provocar fendas inclinadas em relação à carga aplicada, resultando em tensões de corte. Na figura 3.10 estão representados ensaios com provetes de várias geometrias, utilizando *teflon* ou aço como superfície intermédia entre o prato de aplicação da força e o provete. Como se pode constatar, os resultados são algo distintos, sendo discutível a obtenção de uma curva de comportamento representativa do material na estrutura.

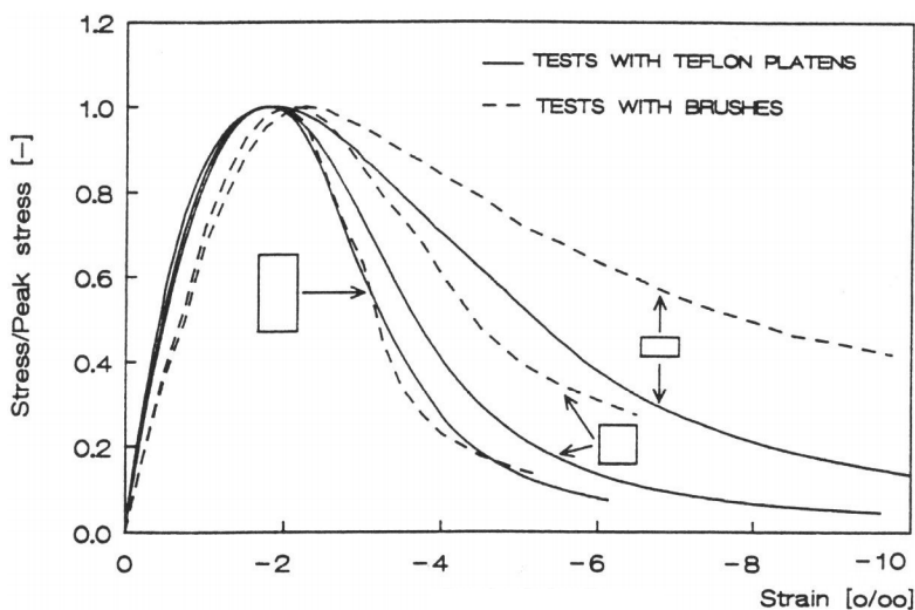


Figura 3.10: Comparação de ensaios uniaxiais com diferentes condições fronteira (Vonk et al., 1990)

3.2.2.2 Comportamento biaxial

No caso de ensaios biaxiais de compressão, o processo de fendilhação é em tudo semelhante ao referido no comportamento uniaxial.

No que respeita à resistência, quando o betão é submetido à tração em ensaios uniaxiais ou biaxiais, a resistência obtida é praticamente a mesma. O mesmo não se verifica quando se compara um ensaio uniaxial do betão à compressão com um ensaio biaxial de compressão (Figura 3.11), sendo de esperar diferenças na ordem de 16 a 20% (Faria, 1994).

Observando ainda a figura 3.11, para o caso $\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{-1}{0}$ obtém-se exatamente o mesmo que um ensaio uniaxial de compressão, como seria de esperar. Aumentando a compressão no provete de forma biaxial, o confinamento provocado conduz ao aumento da resistência e da extensão última. Num ensaio biaxial de tração-compressão (Figura 3.12), a resistência à compressão diminui de forma quase linear, conforme se aumenta a tensão de tração (Filho, 2003).

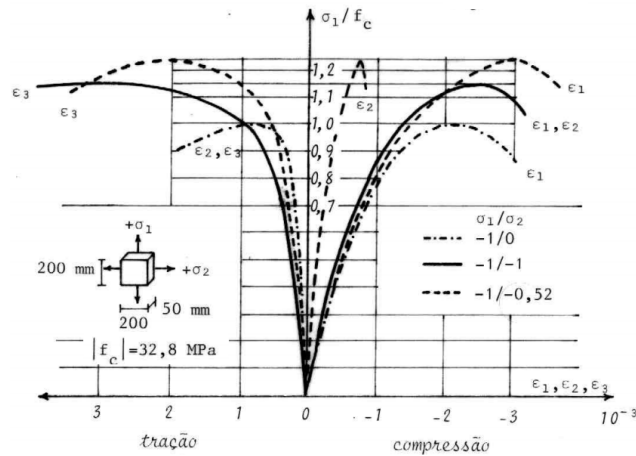


Figura 3.11: Diagrama tensão-extensão de um provete de betão submetido à compressão biaxialmente (Kupfer e Gerstle, 1973)

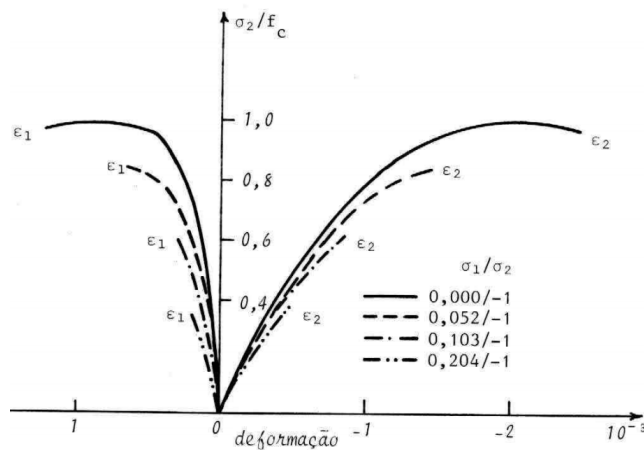


Figura 3.12: Diagrama tensão-extensão de um provete de betão submetido a tração-compressão biaxialmente (Kupfer e Gerstle, 1973)

3.2.3 Envolvente de rotura do betão

Através do que foi exposto anteriormente, fica patente que é necessário caracterizar a envolvente de rotura do betão de forma a prever todas as situações. O modelo escolhido deve contabilizar o incremento de resistência conforme o estado de tensão axial presente na secção, assim como, definir a rotura de forma adequada quer em trações, quer em compressões, visto que as tensões resistentes de tração são da ordem de $\frac{1}{10}$ das de compressão.

A envolvente de rotura é caracterizada em ordem da tensão resistente de compressão f_c . Esta envolvente foi determinada após o trabalho de Kupfer e Gerstle (1973), que ensaiaram diferentes betões, de forma a definir uma envolvente que melhor se ajustasse ao comportamento verificado em ensaios biaxiais.

Observando a figura 3.13, é possível avaliar o estado de tensão de um ponto, sabendo as duas tensões principais, σ_1 e σ_2 .

A reta $\sigma_1 = \sigma_2$ corresponde ao estado de tensão hidrostático. Nos próximos pontos procura-se interpretar a envolvente representada na figura 3.13.

- Relação $\frac{\sigma_1}{f_c} = 0.2$ e $\frac{\sigma_2}{f_c} = 0.2$, o ponto está fora da envolvente pelo que a secção está em rotura;
- Relação $\frac{\sigma_1}{f_c} = -0.4$ e $\frac{\sigma_2}{f_c} = -0.6$, o ponto está dentro da envolvente comprimida, a secção está em segurança;
- Relação $\frac{\sigma_1}{f_c} = 0$ e $\frac{\sigma_2}{f_c} = 0.1$, apesar do ponto estar dentro da secção, o material está sob tração, o que é indesejado.

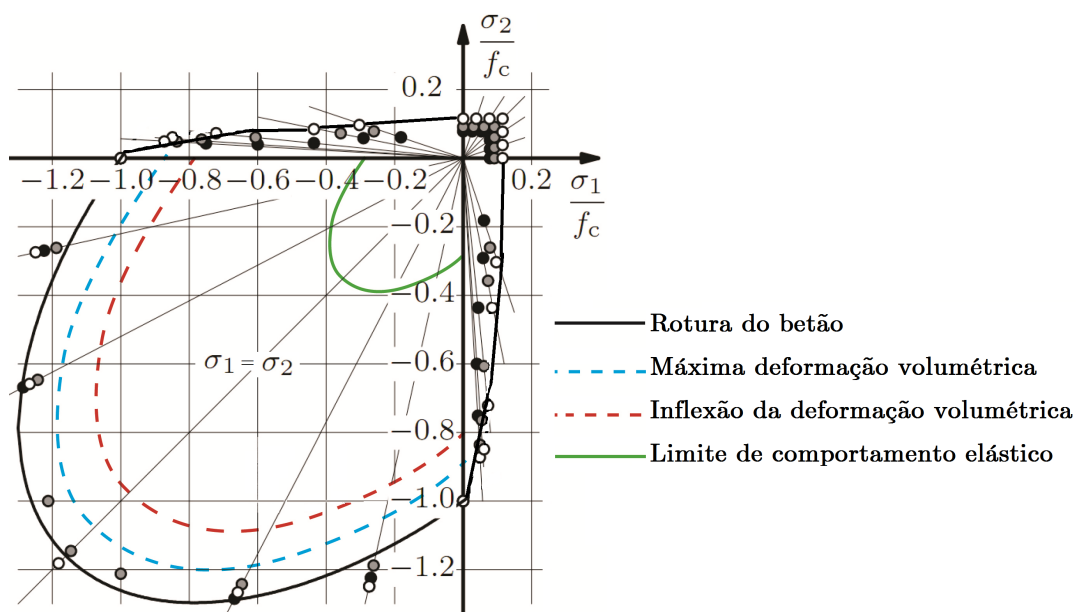


Figura 3.13: Envolvente de rotura do betão em estados biaxiais de tensão (adaptado de Diana (2012))

Nessa mesma figura, note-se ainda o limite do comportamento elástico do betão, assim como a deformação volumétrica, de acordo com o comportamento uniaxial à compressão exposto na figura 3.7. De salientar também o facto da rotura do betão corresponder ao verificado na figura 3.11. Desta forma, a envolvente de rotura, define corretamente o comportamento do betão.

Caso o betão esteja sob estados de tensão multiaxiais, acresce a dificuldade de definir a envolvente, para além de determinar exatamente o valor das tensões principais assim como as suas direções. Por isso, o dimensionamento é efetuado segundo a experiência adquirida em laboratório e não como o desejado, seguindo leis teóricas de comportamento.

3.3 Aderência e comportamento do aço

A aderência do aço ao betão é um aspeto elementar do comportamento de uma peça de betão armado, sendo necessário garantir a transferência de tensões do betão para a armadura, sobretudo em esforços de flexão e tração. Conforme analisado nas secções anteriores, o betão simples é um material frágil e inadequado para este tipo de esforços, pelo que o funcionamento do conjunto, betão e aço, é essencial para garantir a segurança da estrutura.

Em Portugal, na década de 1960, os varões mais utilizados, A24, eram obtidos através do processo de laminação a quente, com uma tensão de cedência de 235 MPa, uma tensão de rotura de 362 MPa e apresentavam uma extensão após rotura de 22%. Com a evolução no processo de fabrico dos varões, começaram a aparecer os varões A40T, endurecidos a frio por torção, com tensão de cedência 392 MPa, tensão de rotura de 470 MPa e uma extensão após rotura de 8%.

Em 1967 foi publicado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), após uma série de estudos sobre a fendilhação e deformação de vigas, motivada pela questão da aderência dos varões (QSP, 2005). Apenas na década de 1970 começaram a ser utilizados de forma mais corrente varões nervurados, existindo portanto muitas estruturas com varões lisos. Não é do âmbito deste trabalho, a caracterização e estudo das leis de aderência entre os varões e o betão, sendo apenas explicado os mecanismos de aderência, para justificar a escolha do modelo numérico utilizado na secção 3.4.7.

Na figura 3.14 é possível observar o comportamento distinto de um aço endurecido a frio e um laminado a quente. De salientar, a maior resistência e fragilidade de um aço trabalhado a frio, e na menor resistência e maior ductilidade de um aço tratado a quente, assim como a diferença do comportamento elástico e a existência de um patamar de cedência. O EC2 CEN (2008) especifica os critérios de ductilidade necessários, de forma a ser permitido utilizar um determinado tipo de aço.

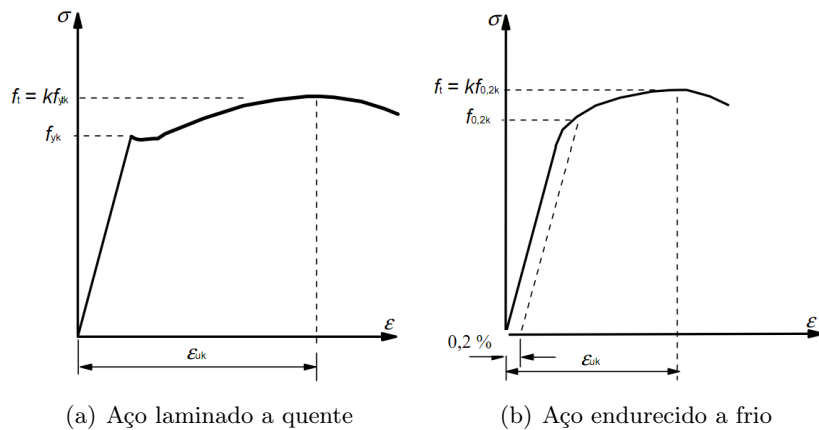


Figura 3.14: Diagramas tensões-extensões de armaduras correntes (CEN, 2008)

Para além desta diferença de comportamento, devido ao processo de fabrico, existe também diferenças no que diz respeito ao mecanismo de transmissão de tensões entre varões lisos e varões nervurados.

Os mecanismos de transferência entre o aço e o betão são garantidos através de ligações químicas (adesão), mecânicas para varões nervurados e por atrito, no caso de varões lisos (a parcela mecânica é extremamente reduzida, existindo apenas ao nível microscópico, provocado pelas irregularidades inerentes ao processo de fabrico). Na figura 3.15 observa-se a diferença genérica entre a aderência de um varão nervurado e de um varão liso, assim como as diferentes fases de funcionamento, durante um ensaio de arrancamento. De destacar, o patamar exibido pelos varões lisos, sinónimo de um funcionamento por atrito. Realça-se também o facto da adesão do varão ao betão ser rompida assim que existe microfendilhação na interface. As linhas a tracejado representam o comportamento quando não existe confinamento suficiente, nomeadamente motivado pela falta de recobrimento ou por uma baixa percentagem de armadura transversal.

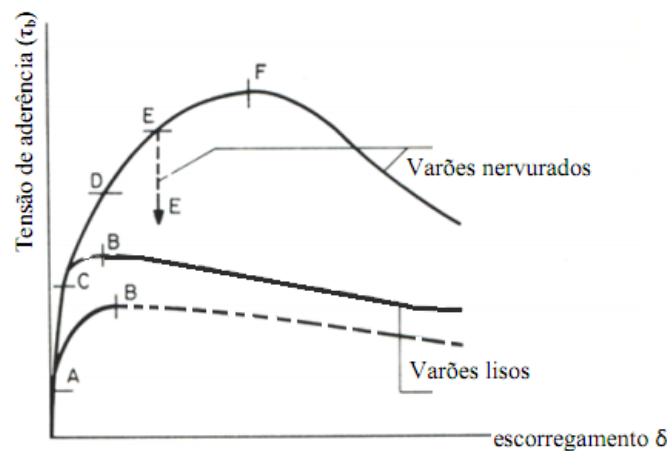


Figura 3.15: Comparação das curvas *bond-slip* de aço liso e aço nervurado: A - aderência de natureza química (adesão); B - rotura por corte ao longo do varão; C - Fissuração transversal do betão; D - fissuração longitudinal do betão; E - rotura súbita por fendilhação do betão; F - rotura por corte ao longo das nervuras (Santos, 2012)

No gráfico da figura 3.16 encontra-se representada a tensão de aderência entre varões lisos e nervurados de diâmetro $\phi 8$, $\phi 10$ e $\phi 12$ durante um ensaio monotónico de arrancamento. Este tipo de ensaios permite a formulação de leis de aderência (*bond-slip*). Para todos os provetes de ensaio foi considerando um comprimento de amarração igual a 30ϕ e o betão era de classe C30. Resultados complementares podem ser encontrados no artigo de Pul (2010).

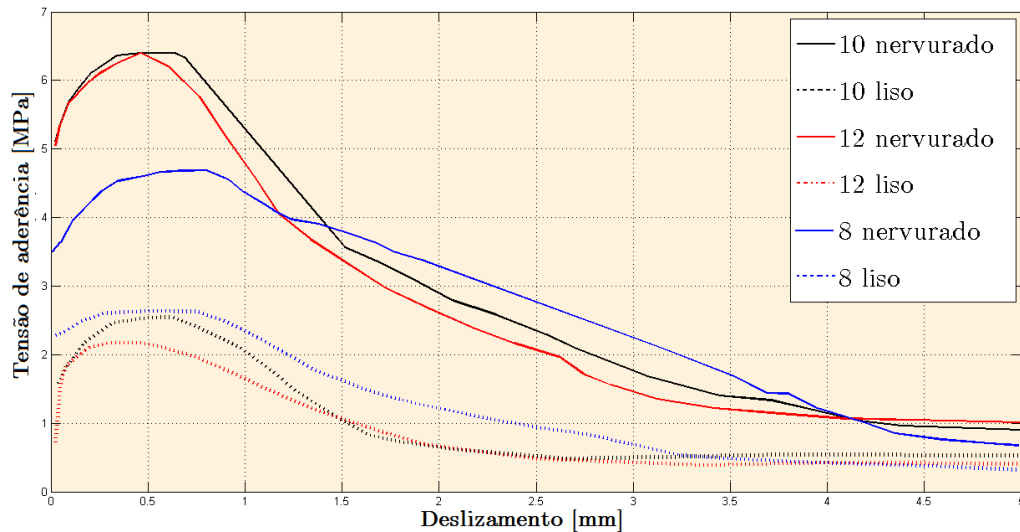
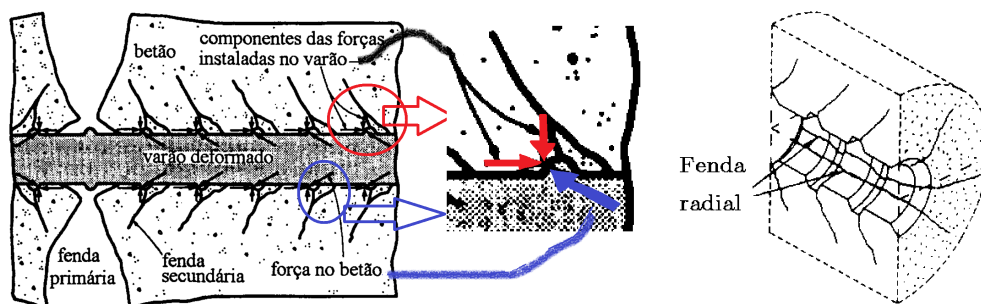


Figura 3.16: Ensaio de aderência de varões lisos e nervurados (adaptado de Pul (2010))

Comparando o funcionamento dos varões lisos com os varões nervurados constata-se o seguinte:

- Varões lisos: A transferência de tensões para um escorregamento (*slip*) reduzido dá-se por aderência. Para valores mais elevados, é o atrito entre o aço e o betão envolvente que garante a transferência de esforços.
- Varões nervurados: A aderência (*bond*) ao betão envolvente é superior devido à maior superfície de contacto provocada pela existência das nervuras. Após esta ligação se quebrar, o funcionamento é garantido pelas nervuras do varão, mobilizando de forma radial o betão envolvente (Figura 3.17(b)).



(a) Pormenor do mecanismo de transferência

(b) Fendas radiais derivadas das trações introduzidas pelas nervuras

Figura 3.17: Transferência de esforços num varão nervurado (Pimentel, 2004)

Pode-se encontrar mais informação acerca da aderência dos varões ao betão, inclusive de varões corroídos, na publicação Bulletin 10 da fib (2000).

3.4 Modelos numérico de betão armado utilizados no DIANA

Nas secções 3.2 e 3.3 apresentou-se o comportamento separadamente do betão sob tração e compressão, assim como o mecanismo de aderência do aço ao betão. O que se verifica na realidade, é que o comportamento do betão armado não é a soma destas componentes isoladamente, mas sim uma combinação desses fatores, resultando num material com comportamentos diferentes, dependente da armadura presente na secção em análise (Figura 3.18).

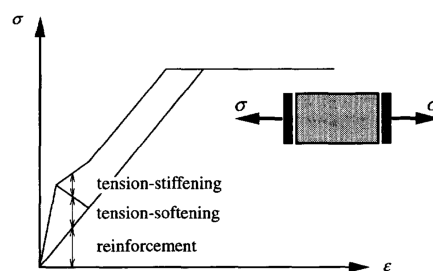


Figura 3.18: Modelação do betão armado sob tração (Feenstra, 1993)

O estudo efetuado no presente trabalho, consiste numa análise em estados plano de tensão com recurso ao *software DIANA*. Este *software* permite a discretização de uma peça em elementos finitos, efetuando uma análise de deslocamentos.

Para o betão tracionado, o modelo escolhido assenta na teoria da largura de banda fendilhada por Bazant e Oh (1983). Este modelo baseia-se na decomposição de extensões com possibilidade de formação de múltiplas fendas fixas (*Multi-Directional Fixed Crack Model*). Para o betão comprimido, o modelo utilizado é o proposto no ModelCode90 CEB-FIP (1993) e para a envolvente de rotura adotou-se o critério de *Drucker-Prager*. O aço foi modelado como perfeitamente aderente.

3.4.1 Betão tracionado: Modelo de múltiplas fendas fixas

Existem dois conceitos distintos acerca da modelação do betão tracionado: fenda discreta e fenda distribuída. No conceito de fenda discreta, quando a tensão resistente é ultrapassada, os nós da malha de elementos finitos são desligados para simular a fissuração, originando uma descontinuidade, que por sua vez obriga à criação de uma nova malha sempre que se excede a tensão resistente, não sendo, por isso, eficiente do ponto de vista computacional.

No conceito de fenda distribuída, aplicado nesta dissertação, e onde a teoria da banda fendilhada se enquadra, o betão é tratado como um material verdadeiramente contínuo, com a possibilidade de abertura de fendas, mas contabilizando os efeitos de transferência entre

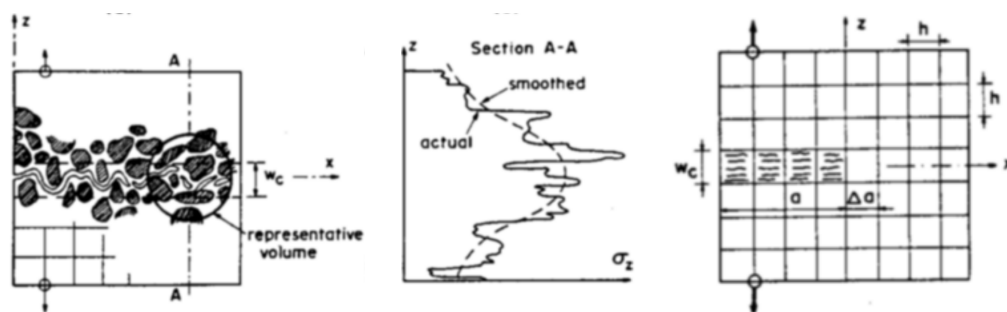
fendas, nomeadamente efeito de ponte, imbricamento dos agregados e efeito cavilha, assim como a distribuição de tensões e extensões a toda a superfície (Borst, 1987). Na figura 3.19 ilustra-se o efeito pretendido.

O conceito por detrás do modelo de múltiplas fendas fixas é o artigo de Bazant e Oh (1983) sobre o modelo de banda fendilhada. Este modelo adequa-se para o estudo de um material heterogéneo, constituído por agregados e que exibem amolecimento devido à microfendilhação. O modelo supõe uma distribuição de extensões constantes ao longo de uma largura de banda finita (à semelhança da zona de processamento da fratura) e apenas considera o modo I de rotura (Figura 3.2).

A largura de banda fendilhada é justificada pela natureza aleatória da constituição do betão, dada a sua heterogeneidade. Tipicamente, para betões normais, a largura de banda mínima é 3 vezes o diâmetro do agregado ($h = 3d_{max}$). Desta forma, pretende-se "homogenizar" o betão num material contínuo para uma análise mais simplificada.

No artigo de Bazant e Oh (1983) são apresentados argumentos para a validade desta teoria:

- O amolecimento do betão ocorre numa determinada largura de material e não numa zona localizada num ponto ou numa linha (teoria da fenda discreta).
- Atendendo ao facto do betão tracionado ser um material não plástico, é possível associar uma energia de fratura G_f como propriedade material, relacionada diretamente com o tamanho dos agregados, à semelhança da largura de banda.
- A lacuna de apenas se considerar o Modo I de fratura, não se revela problemática pois as fendas no betão são, maioritariamente, de abertura e só depois ocorre a rotura por outras modos, ou seja o Modo I prevalece.



(a) Caminho percorrido pela fenda (b) Tensões na secção A-A (efetivas e aproximadas por uma função) (c) Formação da banda fendilhada

Figura 3.19: Modelo de banda fendilhada (Bazant e Oh, 1983)

Na figura 3.19(a), é possível observar o caminho tortuoso percorrido pela fenda entre os agregados e o gráfico das tensões efetivas na secção (Figura 3.19(b)). Essas tensões podem ser

aproximadas por uma função, de forma a simplificar o cálculo numérico. Na figura 3.19(c) observa-se a caracterização da largura de banda do modelo, onde irá ocorrer a abertura da fenda.

A decomposição das extensões recorre à divisão da extensão total ε , na soma da parcela extensão elástica ε_e e extensão da fenda ε_{cr} . Decompondo a parcela referente às fendas, torna-se possível determinar várias fendas que ocorrem simultaneamente. Desta forma, a parcela plástica ε_p pode ser combinada separadamente (Diana, 2012).

No modelo de banda fendilhada existe o conceito de fenda fixa e de fenda rotativa. Conforme o nome do modelo indica, nesta dissertação foi utilizado o modelo de fendas fixas. Para melhor se perceber o conceito de fendas fixas e qual a sua vantagem comparativamente às fendas rotativas, apresentam-se os dois conceitos:

- Fenda fixa - Assim que a tensão na secção ultrapassa a tensão resistente, abre-se uma fenda com a direção normal à tensão principal, permanecendo inalterada, mesmo que a direção da tensão principal se altere. Existem também tensões de corte entre fendas, permitindo a combinação da fendilhação com outros efeitos, como por exemplo, a fluência e retração.
- Fenda rotativa - A orientação da fissura é coincidente com a direção principal da extensão, rodando quando esta direção se altera. Isto leva a que não existam tensões de corte no plano da fenda (Faria, 2011).

Desta forma, pode-se afirmar que o modelo escolhido para modelação é o mais exato para simular o comportamento do betão tracionado.

No modelo de fendas fixas, quando é utilizado um modelo de retenção de tensões (*tension stiffening*), é possível a abertura de uma segunda fenda no mesmo ponto de integração. Isto deve-se ao facto do valor da tensão retida e o valor da tensão de corte instalada, poder provocar uma rotação dos eixos normais de tensão, pelo que quando se verificam duas condições seguintes, abre-se uma nova fenda: é excedida a tensão máxima definida (*tension cut-off*) e o ângulo entre a direção principal de tração e a direção normal a uma fenda anteriormente existente é superior a um determinado valor, designado ângulo limite (*threshold angle*, Figura 3.20). O ângulo limite definido foi de 60° , permitindo a abertura de 3 fendas no mesmo ponto de integração, evitando, desta forma, divergências numéricas que costumam ocorrer quando o ângulo definido é de 30° , ou seja, com a possibilidade de abertura de 6 fendas (considerando uma variação de tensões de 180° , correspondente a estados planos de tensão).

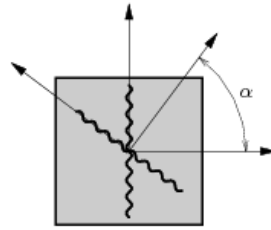


Figura 3.20: Formação de fendas fixas (Diana, 2012)

3.4.1.1 Retenção de tensões de tração - *Tension stiffening*

O fenómeno de retenção de tensões é de extrema importância para se modelar corretamente zonas armadas sob tração. Este comportamento não pode ser desprezado em seções armadas, pois a rigidez da estrutura é subestimada (CEB-FIP, 1993).

Este fenómeno ocorre quando a formação de uma banda fendilhada, e consequente abertura de fendas, é controlada pela aderência da armadura, sendo todas as forças de tração equilibradas pela armadura presente. Nas regiões entre fendas, através dos mecanismos de aderência, os esforços no betão são transmitidos para o aço. Desta forma, na presença de armadura em quantidade suficiente na zona tracionada do betão (de modo a apresentar fendilhação com espaçamento regular), o comportamento do betão é mais rígido nesta zona.

Modelando o aço com aderência perfeita ao betão envolvente, assume-se que a extensão do aço é igual à extensão do betão, existindo, portanto, uma compatibilidade total entre deformações. Através de um ensaio de um tirante com controlo de deslocamentos obtém-se um diagrama como o da figura 3.21.

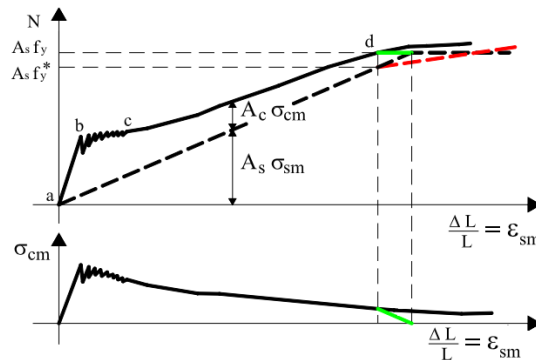


Figura 3.21: Diagrama de retenção de tensões (Pimentel, 2004)

No diagrama superior observa-se a contribuição isoladamente do betão e do aço, sendo de destacar a relação inversa entre a contribuição do aço e do betão na fase inicial e final do diagrama. No troço a-b, a rigidez do tirante é máxima, antes de se atingir o valor resistente à tração f_t . No troço b-c ocorre o início da fendilhação, e o aço e o betão exibem comportamentos inversos, nomeadamente força, extensão e tensão instaladas (Figura 3.22). Neste troço é essencial a presença de armadura mínima para garantir a continuidade entre fendas: $\rho_{min} = \frac{f_t}{f_y}$. A uma distância igual ao comprimento máximo de aderência, $l_{s,max}$, o deslizamento entre o betão e o aço é nulo, pelo que a tensão no betão é igual à tensão resistente de

tração f_t . Para além disso, a fenda que se abre dentro deste comprimento, é apenas influenciada pela extensão do betão e do aço abrangido por este comprimento. No troço c-d, as fendas continuam a abrir mas não se formam novas fendas, e o acréscimo de rigidez verificado neste tramo é devido ao betão entre fendas. A partir do ponto d, a armadura entra em cedência (Pimentel, 2004).

No diagrama da figura 3.21 está representada a relação da tensão média no betão armado com a extensão média do tirante. Desta forma, simula-se na secção de betão armado o comportamento conjunto do aço e do betão.

Na figura 3.22 é possível observar os comportamentos do aço e do betão separadamente, durante a abertura de uma fenda. Este efeito apenas se sente até ao limite do comprimento máximo de aderência.

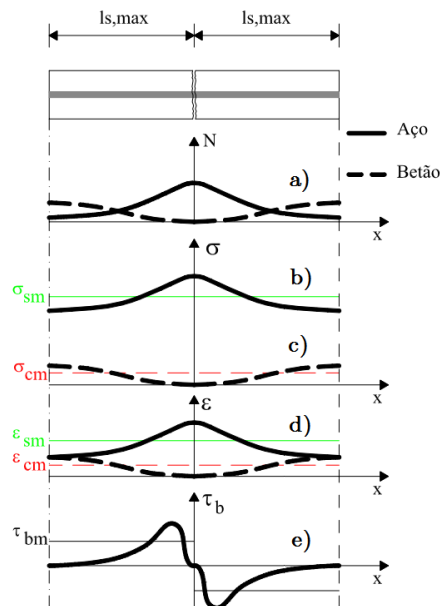


Figura 3.22: Esforços, extensões e tensões no aço e no betão na vizinhança de uma fenda (Pimentel, 2004)

Analisando os diferentes comportamentos constata-se o seguinte:

- Na zona onde ocorre a abertura da fenda, as tensões de tração são equilibradas apenas pela armadura (Figura 3.22-a) e conseqüentemente, a tensão é máxima no aço (Figura 3.22-b) e mínima no betão (Figura 3.22-c), assim como as extensões (Figura 3.22-d).
- As tensões de corte são máximas imediatamente antes da zona onde ocorre a abertura da fenda. Este fenómeno deve-se ao esmagamento localizado da armadura contra o betão (este fenómeno encontra-se descrito na secção 3.4.6 e pode ser resumido pela Figura 3.39).

A lei adotada para representar a retenção de tensões de tração, consiste num diagrama trilinear (Figura 3.23). Este diagrama é mais flexível e indicado para modelação do comportamento altamente não linear, como é o caso do processo de fendilhação (Barros, 1995).

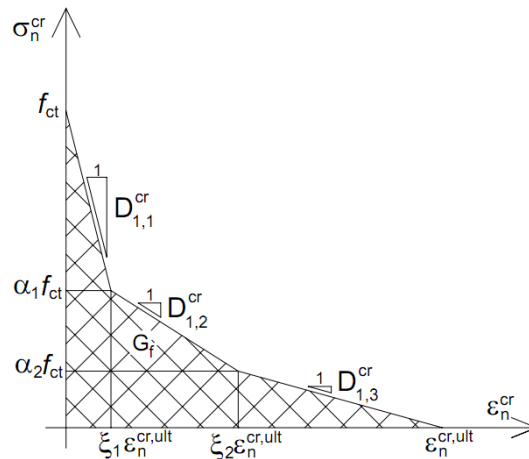


Figura 3.23: Lei trilinear de retenção de trações (Barros, 1995)

Os valores adotados para definição do diagrama foram de $\alpha_1=0.4$, $\alpha_2=0.1$, $\xi_1=0.1$ e $\xi_2=0.9$ (Resende e Cerqueira, 2005). O valor de ϵ_n^{cr} foi feito coincidir com a cedência da armadura de flexão. Também se definiu um ponto distante com tensão nula e extensão elevada de acordo com os requisitos do *software DIANA*. Esta extensão foi tida como correspondente à rotura do aço.

A região de retenção de tensões vem indicada no ModelCode 1990 (CEB-FIP, 1993) estando representada na figura 3.24. Como a profundidade do eixo neutro, x , varia, pois depende do esforços instalados, utiliza-se a expressão $2.5(h - d)$.

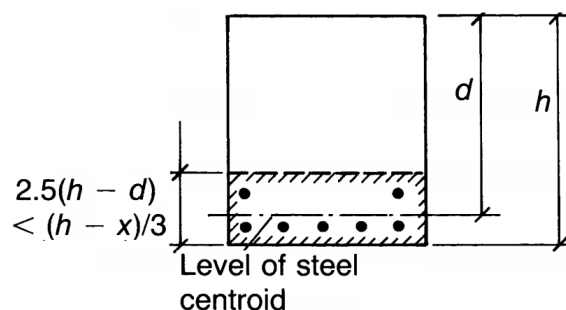


Figura 3.24: Região de retenção de tensões numa viga (CEB-FIP, 1993)

3.4.1.2 Amolecimento do betão - *Tension softening*

A zona de amolecimento do betão ocorre, por exclusão de partes, na região onde não se considera a retenção de tensões de tração. Isto deve-se ao facto da armadura de tração só influenciar uma pequena região da viga. O amolecimento do betão é uma característica do material, conforme explicado na secção 3.2.1.2, dependendo diretamente da resistência à tração f_t e da energia de fratura, G_f . Numericamente, existe ainda outro parâmetro h , correspondente à largura de banda e define-se através da malha de elementos finitos. O parâmetro h pode ser estimado a partir da área do elemento finito, A , de forma que $h = \sqrt{A}$.

A energia de fratura corresponde à energia necessária para a formação e abertura de todas

as microfendas que irão constituir uma fenda macroscópica de área unitária. Uma fenda com uma abertura superior a cerca 0.16mm, deixa de ter superfície de contacto, não transmitindo tensões entre faces da fenda (Bazant e Oh, 1983), (Cornelissen et al., 1986). No trabalho desenvolvido por Cornelissen et al. (1986), foram ensaiados provetes com controlo de deslocamentos, de forma a determinar a melhor curva de ajuste ao amolecimento característico do betão, conforme explicado anteriormente. De forma a caracterizar o betão para comportamentos monotónicos e cíclicos, realizaram-se quatro tipos de ensaios (Figura 3.25), que incluíram mudança de sinal da tensão aplicada para caraterizar o comportamento pós-pico e a recuperação de rigidez.

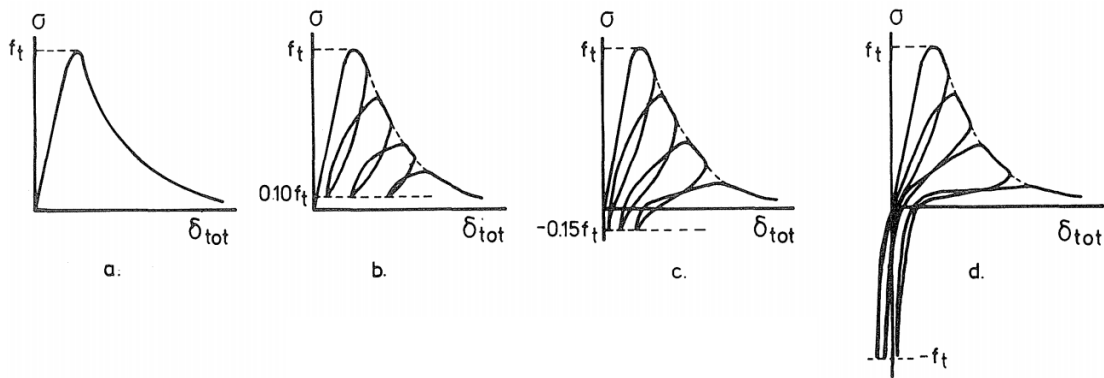


Figura 3.25: Ensaios realizados por Cornelissen et al. (1986)

Na figura 3.26 estão apresentados os diagramas tensão-deslocamento dos ensaios efetuados, nos quais é possível constatar que a envolvente da curva do comportamento pós-pico é muito aproximada para um carregamento monótonico ou cíclico, assim como para um determinado betão, existe uma relação única entre a abertura de fendas e a tensão máxima, independentemente das tensões e extensões experimentadas pelo betão (Cornelissen et al., 1986). Note-se que os gráficos *a*, *b*, *c* e *d* da figura 3.25 estão em concordância com as curvas da figura 3.26.

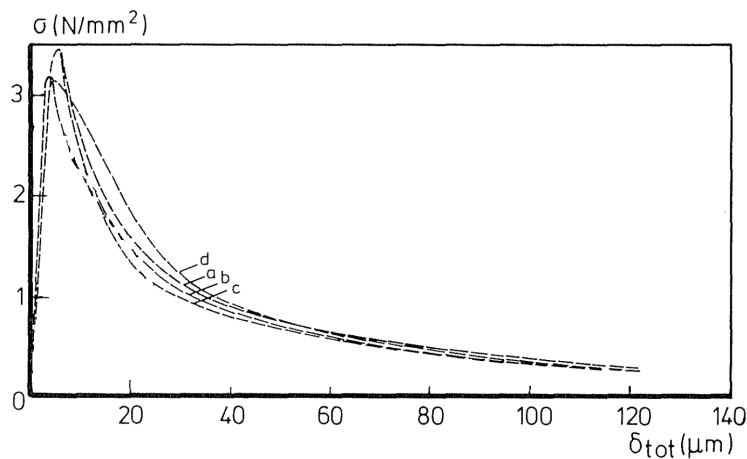


Figura 3.26: Diagrama tensão-deslocamento dos ensaios da figura 3.25 (Cornelissen et al., 1986)

O comportamento verificado pode ser explicado pela junção da parcela linear e pela parcela

não-linear (Figura 3.27). Porém, segundo a bibliografia, este modelo é de difícil implementação numérica, para além de introduzir algum erro nas simulações devido à existência de módulos de rigidez diferentes conforme a fase do material.

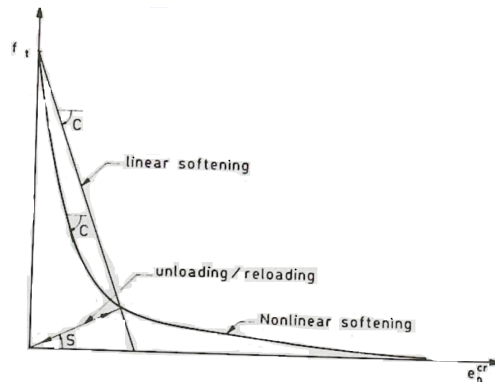


Figura 3.27: Amolecimento linear e não-linear do betão (Borst, 1986)

Sendo assim, optou-se pelo modelo de Cornelissen et al. (1986) (Figura 3.28), sendo de fácil implementação, bastando saber o valor de f_t e de G_f . Enquanto o valor de f_t é fácil de caracterizar, existindo diversos ensaios e relações empíricas bastante precisas, o mesmo não se pode afirmar do valor de G_f .

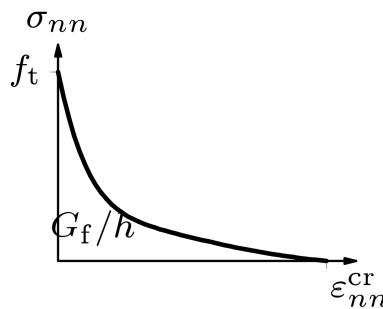


Figura 3.28: Diagrama de amolecimento de betão de acordo com Cornelissen et al. (1986)

A energia de fratura do betão tracionado pode ser quantificada graficamente pela área sob o diagrama de um ensaio uniaxial de tração até à rotura, excluindo a parcela elástica (Figura 3.28). Esse ensaio permite determinar analiticamente o valor de G_f através da expressão 3.1, onde h é a largura de banda e σ a tensão de tração.

$$G_f = h \int_0^{\epsilon_{nn}^{cr}} \sigma_{nn} d\epsilon^{cr} \quad (3.1)$$

No ModelCode 1990 (CEB-FIP, 1993) e no ModelCode 2010 (CEB-FIP, 2010) encontram-se duas abordagens bem distintas na quantificação da energia de fratura.

No MC90 (CEB-FIP, 1993) o parâmetro G_f (Tabela é determinado considerando o valor médio da resistência à compressão f_{cm} [MPa], e ainda uma parcela G_{f0} [Nmm/mm²] (Tabela 3.1) que é função da dimensão máxima do agregado d_{max} . O valor obtido de energia de

fratura depende também de outros fatores (razão água-cimento, idade do betão, temperatura e humidade de cura) não considerados na equação 3.2, pelo que é aceitável um desvio de $\pm 30\%$.

$$G_f = 1000G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} [Nm/m^2] \quad (3.2)$$

Tabela 3.1: Valor G_{f0} (CEB-FIP, 1993)

d_{max} (mm)	G_{f0} (Nmm/mm ²)
8	0.025
16	0.030
32	0.058

Na tabela 3.2 encontram-se os valores médios de G_f para os betões mais correntes, de acordo com o MC90 CEB-FIP (1993).

Tabela 3.2: Valores médios de G_f para betões correntes (CEB-FIP, 1993)

Max. aggregate size d_{max} (mm)	G_F (Nm/m ²)							
	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
8	40	50	65	70	85	95	105	115
16	50	60	75	90	105	115	125	135
32	60	80	95	115	130	145	160	175

O MC2010 (CEB-FIP, 2010) (Tabela 3.3) é muito menos explícito neste assunto indicando apenas a equação 3.3, não considerando a dimensão dos agregados, conduzindo a valores muito díspares do MC90 (CEB-FIP, 1993).

$$G_f = 73f_{cm}^{0.18} [Nm/m^2] \quad (3.3)$$

Tabela 3.3: Valores médios de G_f para betões correntes (CEB-FIP, 2010)

G_F (Nm/m ²)							
C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
125	133	141	147	152	156	160	163

3.4.2 Betão comprimido

O MC90 propõe uma lei para o betão comprimido uniaxialmente com efeito de amolecimento, para cargas de curta-duração.

Representa-se na figura 3.29 a lei proposta.

Para um carregamento uniaxial de compressão, até ser atingido o valor máximo f_c , o comportamento pode ser descrito pelo ramo ascendente da figura 3.29, definido pela equação 3.4. O ramo descendente (Figura 3.30) pode ser definido de forma aproximada, a uma reta entre f_c e um ponto com as coordenadas $(0.2f_c; n\varepsilon_{ci,f})$ (ver Tabela 3.5).

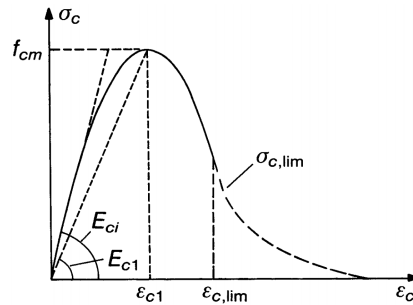


Figura 3.29: Comportamento uniaxial do betão comprimido (CEB-FIP, 1993)

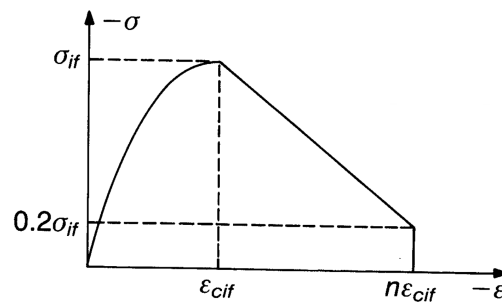


Figura 3.30: Definição do ramo descendente do comportamento uniaxial (CEB-FIP, 1993)

$$\sigma_c(\varepsilon) = -f_{cm} \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \eta} \right) \text{ para } |\varepsilon| < |\varepsilon_{c,lim}| \quad (3.4)$$

onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = \frac{E_{ci}}{E_{c1}}$$

ε_{c1} é a extensão correspondente à tensão máxima f_{cm}

$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}}$ é o módulo secante da origem à tensão máxima f_{cm}

$E_{ci} = E_{cm}$ é o módulo de elasticidade do betão

k é o número de plasticidade

Na falta de dados experimentais podem ser utilizados os valores da tabela 3.4:

Tabela 3.4: Valores indicativos para definição do comportamento comprimido (CEB-FIP, 2010)

Betão	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
E_{ci} [GPa]	27.1	30.3	33.6	36.3	38.6	40.7	42.6	44.4
E_{c1} [GPa]	11.1	13.3	16.5	20.0	23.2	26.2	28.9	31.4
ε_{c1} [‰]	-1.8	-2.1	-2.3	-2.4	-2.5	-2.6	-2.7	-2.8
$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.4	-3.3	-3.2	-3.1
k	2.44	2.28	2.04	1.82	1.66	1.55	1.47	1.41

O valor de n é obtido na tabela 3.5 em função da classe do betão.

Tabela 3.5: Valor de n (CEB-FIP, 1993)

Betão	C20	C40	C60	C80
n	3	2	1.5	1.2

A lei adotada é em tudo semelhante à apresentada no MC90, com a ligeira variação do ramo descendente ser definido por um parâmetro energético, G_c , à semelhança do que ocorre no betão tracionado (Figura 3.31).

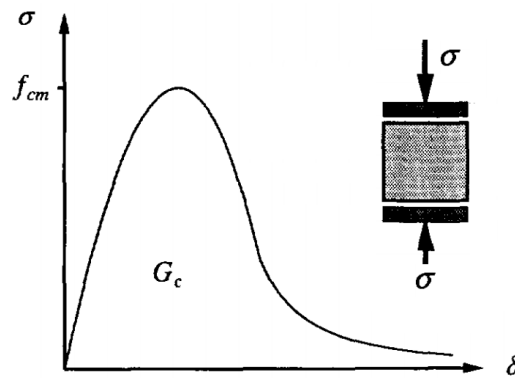


Figura 3.31: Energia de fratura de compressão (Feenstra, 1993)

A lei utilizada no modelo de cálculo introduz, conforme referido, o parâmetro G_c . Este parâmetro é definido como a energia de fratura de compressão, que ocorre durante o processamento da microfendilhação conforme exposto em 3.2.2.1, sendo portanto, uma característica material, com valores estimados dentro do intervalo $[10000; 25000]$ Nm/m² ou 50 a 100 vezes superior a G_f (Feenstra, 1993).

Sendo assim, a lei adotada tem o formato da figura 3.32, sendo a extensão última definida pela equação 3.5.

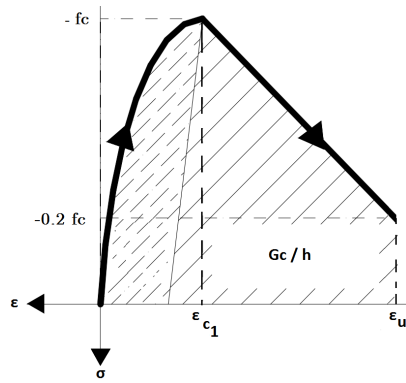


Figura 3.32: Lei adotada para o betão comprimido (Pimentel, 2004)

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{c1} + \frac{f_c}{E_{ci}} - \frac{2G_c}{f_c h} \quad (3.5)$$

3.4.3 Coeficiente de *Poisson*

No modelo adotado, o coeficiente de Poisson, ν_c , é fixo para qualquer estado de carga. Uma aproximação mais exata do ponto de vista comportamental, seria a adoção de um coeficiente de Poisson nulo após a formação de uma fenda, como acontece no modelo de fendas rotativas (Feenstra, 1993).

O MC90 CEB-FIP (1993) para tensões entre $-0.5f_{ck} < \sigma_c < f_{ctk}$ indica o intervalo de 0.1 a 0.2.

O MC2010 CEB-FIP (2010) estabelece um intervalo de tensões de $-0.6f_{ck} < \sigma_c < 0.8f_{ctk}$ e um coeficiente de Poisson entre 0.14 a 0.26. Indica também que para estados limite último, e considerando a formação de fendas, o coeficiente adotado deve ser 0.20.

O valor adotado neste trabalho foi de $\nu_c = 0.20$.

3.4.4 Envolvente de rotura

O modelo utilizado para definir a envolvente do betão foi o critério de Drucker-Prager. Apenas será apresentado de forma resumida e gráfica este modelo, sendo recomendada a consulta do livro de Chen e Han (1988).

Para se compreender o critério de Drucker-Prager é necessário apresentar o critério de Von Mises. O critério de Von Mises, ou teoria da energia de distorção máxima, em estados planos de tensão, está representado na figura 3.33 por uma elipse, assim como o critério de Tresca (hexágono). Ambos os critérios, sob tensões hidrostáticas, correspondem a um comportamento elástico, que não é válido para o caso do betão. Desta forma, apenas se consegue representar corretamente materiais ductéis, como por exemplo, o aço. Interpretando a mesma figura, o ponto A corresponde à tração uniaxial, o ponto B à tensão hidrostática e o ponto C ao corte

puro.

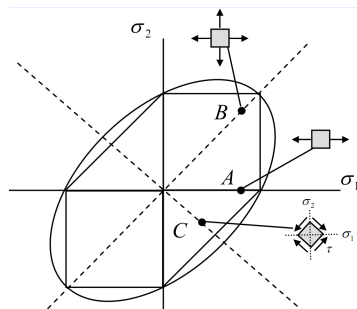


Figura 3.33: Critério de Von Mises (elipse) e Tresca (hexágono) para estados plano de tensão (Kelly, 2012)

Apesar do betão ser um material isotrópico (as características materiais não dependem de nenhuma direção de sollicitação), é dependente da tensão hidrostática, para além da resistência à tração ser muito inferior à resistência à compressão. Desta forma, o modelo de Drucker-Prager utilizado neste trabalho é uma modificação do critério de Von Mises, com a introdução do parâmetro da tensão hidrostática.

O critério de Drucker-Prager é em tudo semelhante ao de Mohr-Coloumb, em analogia com o de Tresca e Von Mises. Ou seja, o critério de Mohr-Coloumb, graficamente, inscreve-se dentro da elipse de Drucker-Prager. Porém, o critério de Drucker-Prager tem como vantagem ser mais simples, ou seja, não existem os lados vincados do hexágono, o que pode ser problemático quando não se sabe que tensões se encontram instaladas em determinada secção (Chen e Han, 1988).

Representando o círculo de Mohr para um material com comportamento distinto conforme o sentido das tensões, como o betão, observa-se um círculo com maior diâmetro, correspondente a maior resistência à compressão, e um círculo menor no lado das tensões de tração, correspondente a uma menor resistência (Figura 3.34).

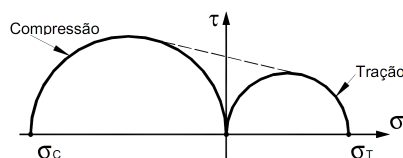


Figura 3.34: Círculo de Mohr para um material com diferente resistência à tração e compressão

Particularizando, para além do valor resistente à tração, basta definir o ângulo de atrito ϕ e a coesão c (equivalente à resistência a tensões tangenciais) para se caracterizar a envolvente de rotura em estados planos de tensão (Figura 3.35). Note-se que as tensões máximas definidas são de tração, compressão e tangencial.

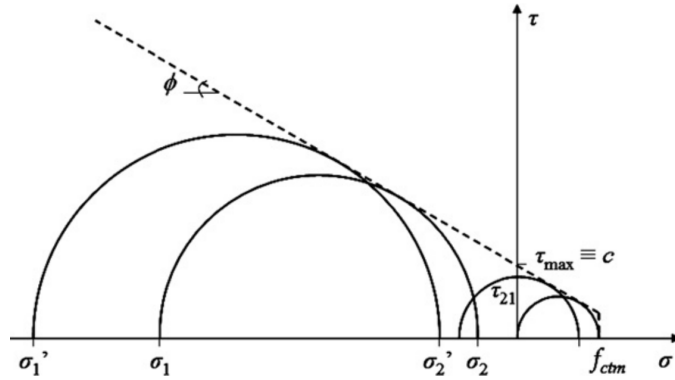


Figura 3.35: Aplicação do círculo de Mohr no betão (Biscaia et al., 2010)

Para um betão de classe corrente, a relação entre a resistência à compressão uniaxial e biaxial, conforme referido na secção 3.2.2.2, é de 16 a 20%, de onde resulta $c=0.42f_{cm}$ e $\phi = 10^\circ$ (Diana, 2012). No plano das tensões, o critério de Drucker-Prager é representado por uma elipse, à semelhança de Von Mises, sendo combinado com o critério da tensão máxima de tração da secção 3.4.5 para definir a envolvente na totalidade (Figura 3.36). De salientar que esta envolvente definida no modelo de cálculo, vai ao encontro à experimental da figura 3.13.

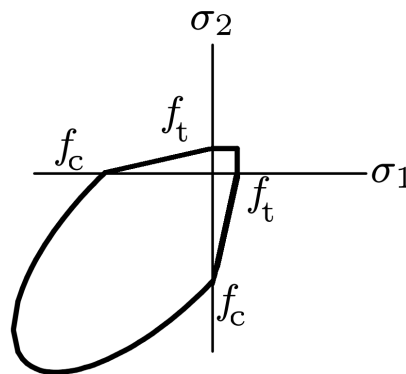


Figura 3.36: Critério de Drucker-Prager combinado com critério de Rankine linear

3.4.5 Critério da tensão máxima de tração - Rankine

O critério da tensão máxima de Rankine (*tension cut-off*) estabelece que a fratura de modo I tem início quando um valor estabelecido é ultrapassado, ou seja, assim que as tensões principais de tração excedem o valor definido em ensaios uniaxiais, forma-se uma banda fendilhada. Desta forma, podem-se adotar dois tipos de diagramas: constante (Figura 3.37(b)) e linear (Figura 3.37(a)). No diagrama constante, abre-se uma fenda quando a tensão principal de tração ultrapassa a resistência à tração f_t . No diagrama linear, a fenda abre-se assim que o menor dos valores seja alcançado: f_t ou $f_t(1 + \sigma/f_c)$ com σ sendo a tensão principal atuante.

Relacionando com a envolvente de rotura experimental do betão (Figura 3.13) constata-se que o melhor ajuste é conseguido utilizando um diagrama linear, pelo que todas as simulações recorrem a este diagrama.

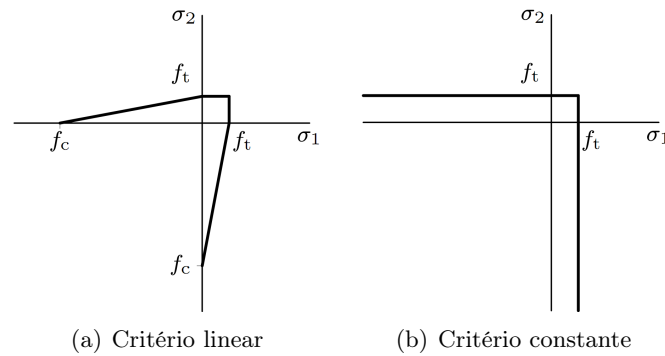


Figura 3.37: Critério da tensão máxima de tração (Diana, 2012)

3.4.6 Coeficiente de redução de rigidez de corte

O coeficiente de redução de rigidez de corte β (*constant shear retention*), tem como objetivo simular alguns comportamentos característicos do betão, nomeadamente: imbricamento dos agregados (*aggregate interlock*), efeito cavilha (*dowel effect*) e recuperação da rigidez por efeito unilateral (*unilateral effect* - figura 3.40).

Devido ao efeito de imbricamento dos agregados (Figura 3.38), quando a matriz cimentícia fendilha e se abre uma fenda macroscópica, as tensões de corte são transmitidas pelo contacto dos agregados que a rodeiam. É através deste mecanismo que são efetuadas as transferências de tensões de corte. Na publicação de Walraven (1980) encontra-se um estudo muito abrangente acerca deste efeito.

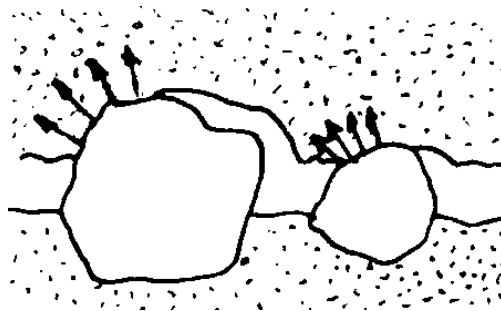


Figura 3.38: Imbricamento dos agregados (Walraven, 1980)

O efeito cavilha, apenas se faz sentir, quando a fenda existente atinge uma largura tal que os agregados deixam de estar sob tensão, de forma que não transmitem tensões de corte. Nesta fase, na proximidade das armaduras do betão, as tensões são transmitidas por efeito cavilha provocado pelo varão de armadura e a sua aderência. Conforme a abertura da fenda, o efeito provocado na armadura pode ser de corte (Figura 3.39 a)), flexão (Figura 3.39 b)) ou formação de rótulas plásticas (Figura 3.39 c)). Este efeito só se faz sentir muito perto do estado limite último.

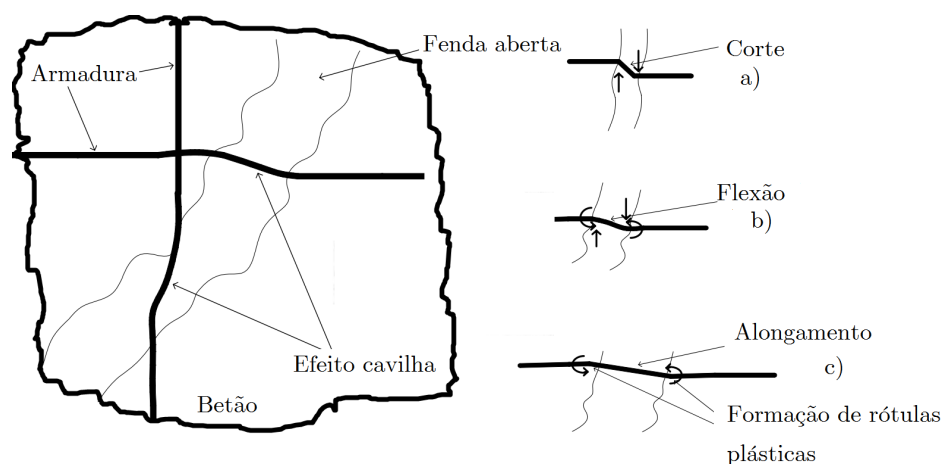


Figura 3.39: Efeito cavilha

A recuperação da rigidez no betão (Figura 3.40) é facilmente explicada por um ensaio cíclico uniaxial, efetuado após se atingir o máximo de resistência do betão (comportamento pós-pico), quando se passa dum carregamento de tração para compressão e vice-versa. Desta forma, algumas fendas abrem e fecham conforme a tensão instalada na secção, enquanto outras ficam permanentemente abertas devido ao imbricamento dos agregados, pelo que é essencial que o modelo tenha "memória" do dano causado na secção (Faria, 1994).

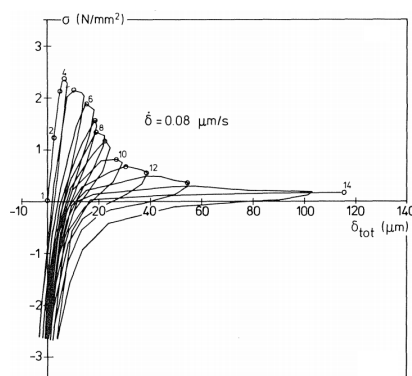


Figura 3.40: Recuperação de rigidez do betão - ensaio uniaxial cíclico (Cornelissen et al., 1986)

O valor de β varia entre 0 e 1, sendo $\beta = 0$ correspondente a uma fenda completamente aberta sem efeito de imbricamento dos agregados, e $\beta = 1$ corresponde a uma fenda completamente fechada. O valor mais usual em estruturas de engenharia civil é de $\beta = 0.1$

Uma das limitações do modelo utilizado, é o facto do parâmetro β ser fixo, não variando conforme a abertura de fendas.

3.4.7 Aço

A aderência do aço foi considerada perfeita, havendo total compatibilização de deslocamentos entre a armadura e o betão envolvente, como descrito anteriormente.

O diagrama adotado para o aço é sempre dependente dos ensaios de caracterização material,

pois só desta forma é possível definir a curva de comportamento do aço de forma correta. Sendo assim, no caso de existirem dados experimentais, é usual utilizar um diagrama linear elástico-plástico com endurecimento (Figura 3.41(a)). Caso contrário, recorre-se a um diagrama linear elástico-perfeitamente plástico (Figura 3.41(b)).

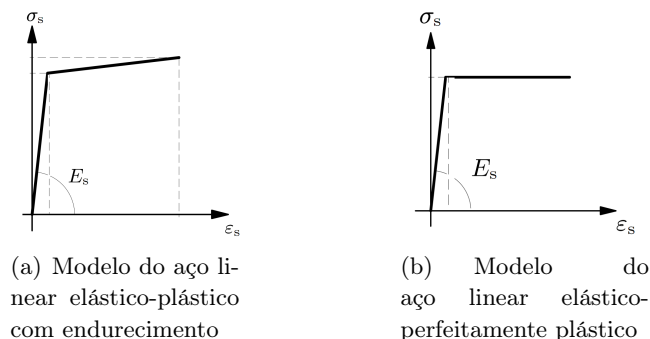


Figura 3.41: Modelos numéricos para o aço

3.4.8 Elementos finitos

Os elementos finitos assumem um papel fulcral neste tipo de cálculo pois permitem compatibilizar deslocamentos de nós através de uma malha de elementos definida pelo utilizador.

Como em grande parte dos problemas presentes em engenharia civil, não existe uma solução exata, recorre-se ao uso de *softwares* assentes em métodos de elementos finitos, para obter uma aproximação da solução das equações que constituem o problema.

Na análise efetuada, conforme referido, recorre-se a estados planos de tensão, para a análise de vigas submetidas à flexão até à rotura, pelo que se recorre a elementos finitos bidimensionais.

Com estes pressupostos, de acordo com a terminologia do *DIANA*, o elemento finito utilizado em todas as simulações para caracterização das vigas foi o elemento *CQ16M* (Figura 3.42). Trata-se de um elemento quadrilátero com 8 nós, 2 pontos de integração de Gauss e recurso à interpolação quadrática e possui dois graus de liberdade de translação por nó (Figura 3.43). A escolha do elemento é recomendada para análises não-lineares monotónicas pelo manual do utilizador do Diana (2012), ao contrário do elemento mais tradicional com 4 nós.

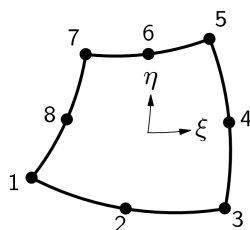


Figura 3.42: Elemento finito *CQ16M* (Diana, 2012)

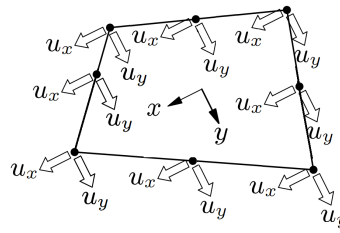


Figura 3.43: Graus de liberdade do elemento finito $CQ16M$ (Diana, 2012)

3.4.9 Método de resolução de equações

O processo de procurar a solução do problema consiste numa abordagem iterativa, até divergir ou solucionar o problema, estando esquematizado na figura 3.44, um exemplo simples de controlo de deslocamentos, apenas com convergência da norma da força.

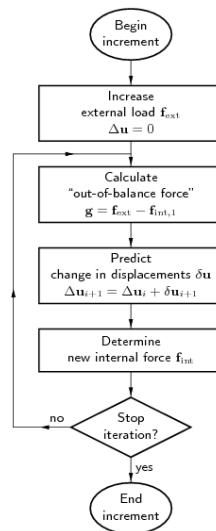


Figura 3.44: Esquema do processo iterativo (Diana, 2012)

Neste estudo, de forma a obter-se a solução mais aproximada possível, foi exigida a convergência da norma a nível energético, força e deslocamentos. Desta forma, pretende-se associar uma divergência numérica a uma rotura da viga, diminuindo o fator da incerteza numérica do modelo utilizado.

O método de resolução das equações que compõem o problema, consistiu no método de *Quasi-Newton*, também conhecido por método secante (Figura 3.45). Este método têm a vantagem computacional de não ser necessário formular uma nova matriz rigidez a cada iteração, pelo que é mais rápido do que o método de *Newton-Raphson*.

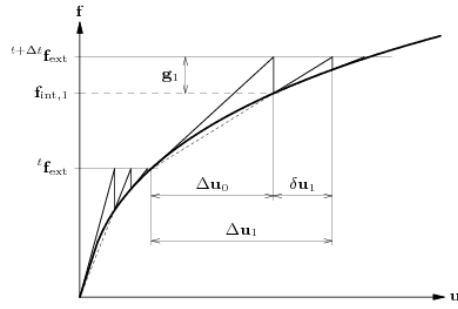


Figura 3.45: Método de resolução de Quasi-Newton (Diana, 2012)

De forma a evitar divergências numéricas e conseguir captar a carga última de forma mais exata, recorreu-se ao método *arc-length control* (Figura 3.46) e *line search* (Figura 3.47).

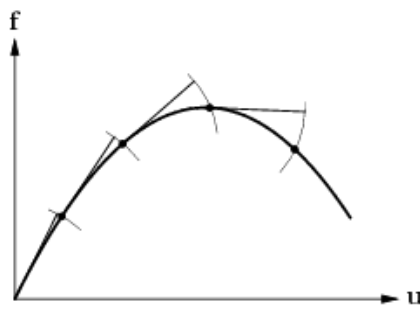


Figura 3.46: Método *arc-length control* (Diana, 2012)

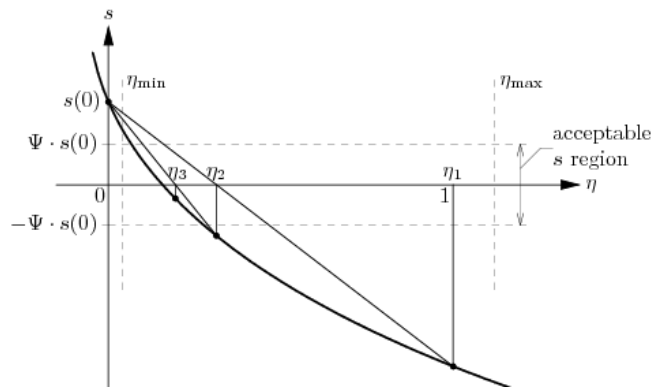


Figura 3.47: Método *line search* (Diana, 2012)

Em Diana (2012) pode-se encontrar a formulação matemática que suporta estas teorias.

No capítulo seguinte é efetuada a modelação de vigas de betão armado sujeitas a flexão, e de forma a compreender melhor os parâmetros envolvidos, é também efetuado um estudo paramétrico.

Capítulo 4

Validação do modelo de cálculo com recurso ao *DIANA*

4.1 Introdução

De forma a validar as teorias adotadas na secção 3.4, foram modeladas algumas vigas ensaiadas por Bresler e Scordelis (1963). As vigas foram ensaiadas à flexão até à rotura, sem qualquer tipo de reforço. A escolha deste modelo deveu-se ao facto deste artigo ter sido alvo de estudo por diversos autores, como ferramenta de comparação de modelos numéricos, sendo os resultados aceites e válidos.

Todas as análises efetuadas consistiram em análises de comportamento não-linear físico. Este tipo de análise apenas tem em linha de conta o comportamento material conforme descrito nas secções anteriores. Não foi considerado qualquer efeito de segunda ordem, visto não previsível a ocorrência de grandes deformações, que conduzam a instabilidades ou que afetem o ensaio efetuado, ou seja, não foi considerada a não-linearidade geométrica.

Para além da consideração das propriedades médias dos materiais expostas na bibliografia, de forma a avaliar a relevância dos diversos parâmetros expostos na secção 3.4, foi também efetuado um estudo paramétrico. Este estudo incluiu a variação da resistência à tração, módulo de elasticidade, energia de fratura, energia de fratura de compressão e do coeficiente de redução de rigidez.

4.2 Vigas de Bresler e Scordelis (1963) - série A

Na década de 1960 foram efetuados doze ensaios à flexão de vigas de betão armado simplesmente apoiadas, com três modos de rotura distintos: rotura por esforço transversal, rotura por flexão/compressão na zona de aplicação da carga e rotura por esforço transversal/compressão na zona de aplicação da carga.

Neste trabalho, selecionaram-se para análise alguns destes resultados experimentais, com particular interesse, nas vigas que revelaram uma rotura por flexão/compressão na zona de aplicação de carga. A rotura por esforço transversal apenas se verificou em vigas sem estribos, pelo que não foram alvos de estudo nesta dissertação.

Sendo assim, a série de vigas alvo de modelação numérica foi a série A (Figura 4.1). Esta escolha deveu-se à existência de dois modos de rotura distintos, designadamente por rotura por flexão/compressão na zona de aplicação da carga e rotura por esforço transversal/compressão

na zona de aplicação da carga, assim como uma relação $\frac{h}{b}$ relativamente comum (1.8) associada a vãos de diferentes comprimentos.

4.2.1 Caracterização geométrica

Na figura 4.1 e na tabela 4.1 encontra-se a definição da geometria das vigas em análise.

Definem-se três vigas, A1, A2 e A3, com vãos de 3.66m, 4.57m e 6.40m, respetivamente.

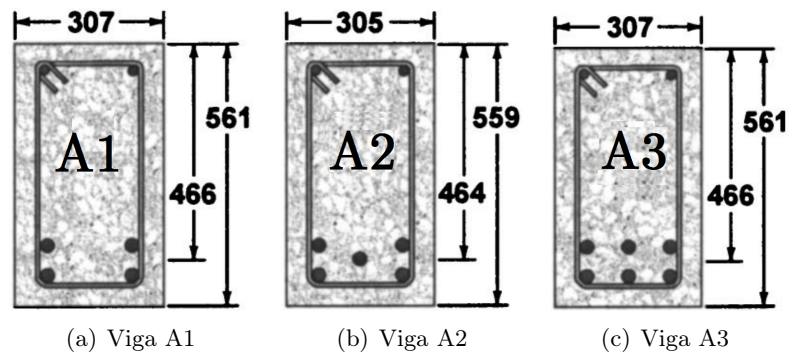


Figura 4.1: Vigas ensaiadas por Bresler e Scordelis (1963)

Tabela 4.1: Comprimento e vão das vigas em análise

Viga	Comprimento [m]	Vão [m]
A1	4.10	3.66
A2	5.01	4.57
A3	6.84	6.40

Na figura 4.2 encontra-se um esquema das vigas ensaiadas. A instrumentação adotada consistia em extensómetros e um defletómetro centrado com o ponto de aplicação da carga para medição de deslocamentos verticais. As chapas utilizadas nos apoios tinham como objetivo evitar uma concentração de tensões localizadas que conduzissem a uma ruína prematura. As armaduras longitudinais inferiores foram fixadas com um sistema mecânico para impedir deslizamentos em relação ao betão e os estribos foram fechados por soldadura.

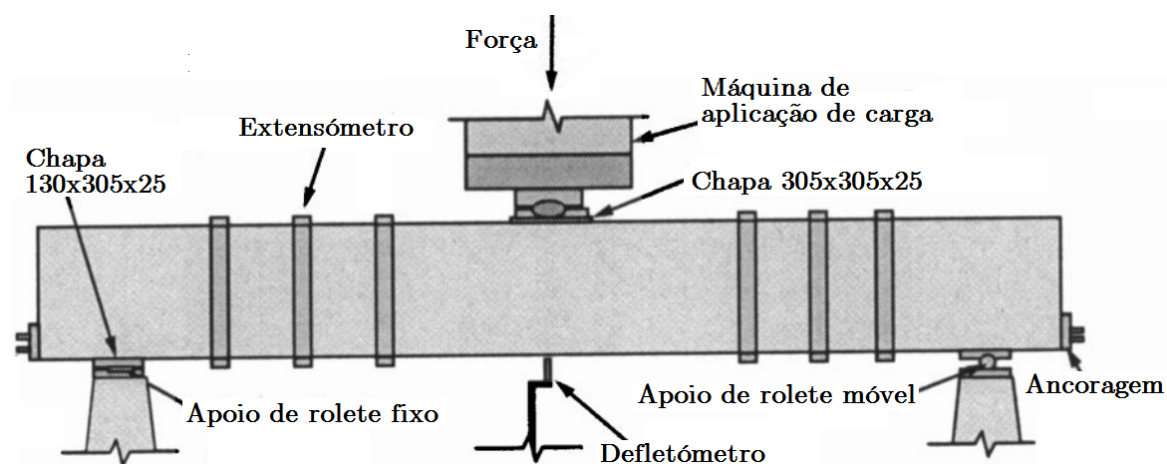


Figura 4.2: Esquema das vigas ensaiadas por Bresler e Scordelis (1963)

Na tabela 4.2 encontram-se as quantidades e dimensões dos varões utilizados.

Tabela 4.2: Armadura utilizada nas vigas da série A

Armaduras	Viga A1	Viga A2	Viga A3
Superior	2 $\phi 12.7$ (2.53 cm^2)	2 $\phi 12.7$ (2.53 cm^2)	2 $\phi 12.7$ (2.53 cm^2)
Inferior	4 $\phi 28.7$ (25.88 cm^2)	5 $\phi 28.7$ (32.34 cm^2)	6 $\phi 28.7$ (38.82 cm^2)
Estribos (2 ramos//0.200)	$\phi 6.4$ ($3.22 \text{ cm}^2/\text{m}$)	$\phi 6.4$ ($3.22 \text{ cm}^2/\text{m}$)	$\phi 6.4$ ($3.22 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Nota: os estribos, na zona de aplicação de carga e apoios, o afastamento é de 0.100m ($6.44 \text{ cm}^2/\text{m}$)

4.2.2 Caracterização dos materiais

Através de ensaios de caracterização material do aço foram obtidos os seguintes valores:

Tabela 4.3: Características do aço utilizado

Varão	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E_s [GPa]	ε_{sy} [%]
$\phi 6.4$	325	430	190	1.71
$\phi 12.7$	345	542	201	1.72
$\phi 28.7$	555	933	218	2.55

Nota: a extensão correspondente à rotura foi estimada em 10%

Foram também ensaiados provetes representativos do betão de cada uma das vigas, tendo-se obtidos os seguintes resultados:

Tabela 4.4: Caracterização do betão utilizado (valores em MPa)

Viga	f_{cm}	f_r
A1	24.1	3.86
A2	24.3	3.73
A3	35.1	4.34

Na tabela 4.5 encontram-se os valores determinados de acordo com expressões de regulamentos.

Tabela 4.5: Características determinadas através de regulamentos (valores em MPa)

Viga	f_{ctm} -MC90	f_{ctm} -EC2	E_{cm} -EC2
A1	3.21	1.91	28600
A2	3.11	1.93	28700
A3	3.62	2.71	32060

O valor de f_r diz respeito ao ensaio de tração por flexão. Para determinação da resistência à tração, f_{ctm} , o MC90 CEB-FIP (1993) apresenta a equação 4.1, em que f_r corresponde ao valor médio do ensaio de tração por flexão em MPa e h_b à altura da viga em milímetros. Na tabela 4.5 indicam-se os valores estimados (f_{ctm} -MC90).

$$f_{ctm} = f_r \frac{1.5 \left(\frac{h_b}{100}\right)^{0.7}}{1 + 1.5 \left(\frac{h_b}{100}\right)^{0.7}} \quad (4.1)$$

Atendendo às características médias de betões desta classe, o valor de tração obtido é anormalmente elevado. Utilizando a expressão do EC2 CEN (2008) para determinação da resistência à tração média, f_{ctm} (equação 4.2), os valores obtidos seriam inferiores, conforme se apresenta na tabela 4.5 (f_{ctm} -EC2).

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} [\text{MPa}] \quad (4.2)$$

As condições de cura indicadas, envolvendo mantas molhadas e valores de humidade muito elevados, abrandou a retração plástica, bem como o tipo de agregados e cimento usado, podem justificar este desvio.

Devido à falta de ensaios experimentais, o valor do módulo de elasticidade foi determinado de acordo com a equação 4.3, apresentada no EC2 CEN (2008). Na realidade, verifica-se que o módulo de elasticidade apresenta uma grande variação de resultados, não dependendo exclusivamente da resistência à compressão do betão, mas também da compacidade do betão, da natureza dos agregados, do tipo de cimento utilizado, assim como da idade do ensaio. Desta forma, não sendo do âmbito desta dissertação um estudo acerca dos diferentes módulos de elasticidade do betão, apenas será avaliada a sua influência no comportamento das vigas.

A metodologia seguida pelo EC2 CEN (2008), à semelhança do MC90 CEB-FIP (1993), explicita que em função dos agregados o valor do módulo de elasticidade pode sofrer alterações. Desta forma, a equação 4.3 é válida para agregados de quartzo. Não sabendo a origem dos agregados, o valor de E_c pode ser alterado: para agregados de calcário deve ser reduzido em 10%, para agregados de grés em 30% e para agregados de basalto deve ser aumentado em 20%.

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} [\text{MPa}] \quad (4.3)$$

Todos os valores ensaiados foram os utilizados no modelo de cálculo, tendo sido os restantes

determinados com recurso a fórmulas expressas em regulamentos.

4.2.3 Modelação numérica

O modelo de cálculo utilizado nas simulações efetuadas encontra-se exposto na secção 3.4. Nas tabelas 4.6, 4.7 e 4.8, encontram-se os valores utilizados nos modelos das vigas A1, A2 e A3, respetivamente.

Nas três vigas, o apoio da esquerda foi restringido nas direções X e Y , e o apoio da direita na direção Y . As chapas nos apoios e na zona de aplicação de carga foram modeladas com um comportamento elástico-linear.

No ensaio original, as vigas foram carregadas com controlo de força. Foi aplicado cerca de 30% da carga última, e em seguida descarregadas. Voltaram a ser carregadas com controlo de forças com incrementos de 40kN, e de 20kN na parte final. Devido ao processo de controlo de força ter sido manual, existe uma grande incerteza relacionada com o tempo de aplicação da carga em cada incremento, assim como a velocidade de aplicação. Este facto é da maior importância devido à fluência do betão, sendo uma das justificações para uma modelação menos conseguida no caso da viga A1. Ao ser aplicada uma carga elevada com o betão ainda húmido e não sendo efetuado um ensaio com controlo de deslocamentos, a deformação plástica imposta às vigas, afetou a sua resistência final.

A força foi aplicada pontualmente na chapa de distribuição de carga, configurando o carregamento como monotónicamente crescente até à rotura, recorrendo ao controlo de deslocamentos em incrementos de 0.10mm até 1mm, de 0.25mm até 3.5mm e de 0.8mm até à rotura.

No que diz respeito à fendilhação das vigas, não foi possível apresentar o padrão de fendilhação do ensaio experimental pelo que o padrão apresentado apenas diz respeito ao modelo de cálculo, não sendo possível tirar quaisquer ilações.

4.2.4 Viga A1

O modelo numérico da viga A1 está representado na imagem 4.3. A vermelho localiza-se a região onde foi aplicado o modelo de retenção de tensões e a azul a zona de amolecimento do betão. A viga foi dividida em 968 elementos (11x88), resultando num valor de $h = \sqrt{A} = 49mm$.

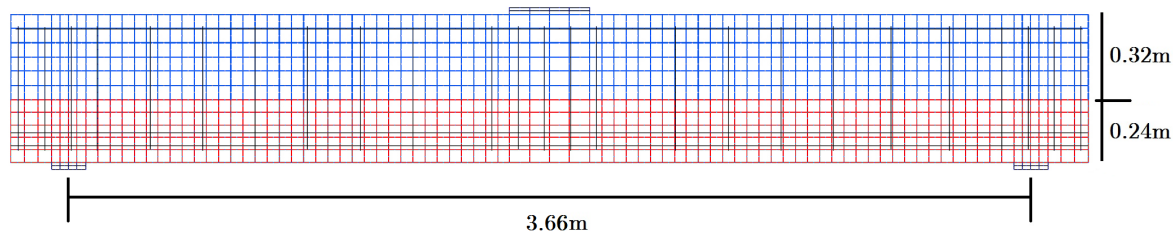


Figura 4.3: Modelação da viga A1

Conforme se observa na figura 4.4, o melhor ajuste conseguido apenas reproduz o comportamento, aproximadamente, durante 1mm de deslocamento, correspondendo ao início da fissuração da viga. Em serviço, o modelo apresenta-se ligeiramente mais rígido, devido à pré-carga que foi aplicada no ensaio experimental, correspondendo a aproximadamente 30% da carga de rotura, que provocou a rotura da adesão do varão ao betão, não tendo sido contabilizada no modelo, pois foi efetuado um ensaio até à rotura monotónicamente crescente. A partir dos 4mm, o modelo de cálculo revela-se mais rígido, afastando-se do comportamento experimental. A carga de rotura experimental deu-se para 467kN com um deslocamento vertical de 14.2mm, enquanto a rotura numérica ocorreu para uma carga de 530kN e um deslocamento de 11.5mm. Isto corresponde a um rácio relativamente à carga de rotura $\frac{\text{experimental}}{\text{numérico}} = 1.13$. A rotura experimental ocorreu devido a corte e esmagamento.

O melhor ajuste foi conseguido com recurso aos valores mínimos indicados pelas leis/regulamentos, à exceção da energia de fratura de compressão ($f_{ct_{min}}$, $E_{cm} - 30\%$, $G_f - 30\%$ e $G_c = 100G_f$). Na tabela seguinte encontram-se os valores utilizados.

Tabela 4.6: Valores utilizados no modelo da viga A1

$f_{cm} = 24.1 \text{ MPa}$	$f_{ct} = 2.25 \text{ MPa}$
$G_f = 38.87 \text{ Nm/m}^2$	$G_c = 3887 \text{ Nm/m}^2$
$E_c = 20.02 \text{ GPa}$	$\beta = 0.1$

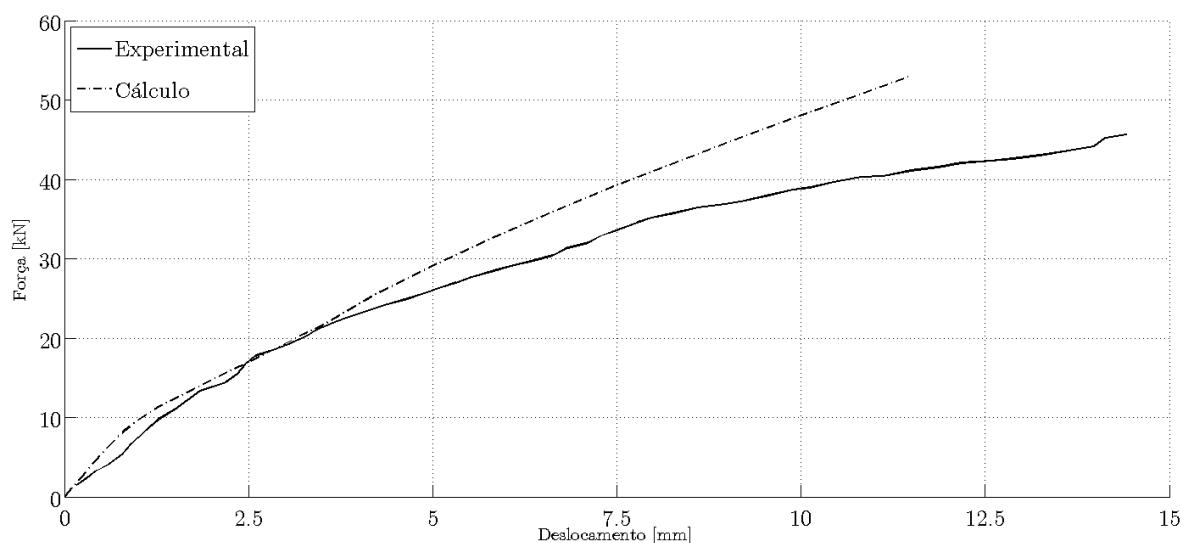


Figura 4.4: Comparação do gráfico força-deslocamento da viga A1

Na figura 4.5 encontra-se o padrão de fendilhação para o último incremento que convergiu, estando representado sobre a viga deformada. Pode-se observar a zona esmagada do betão perto das chapas de aplicação da carga, assim como fendas de corte ao longo da armadura superior.

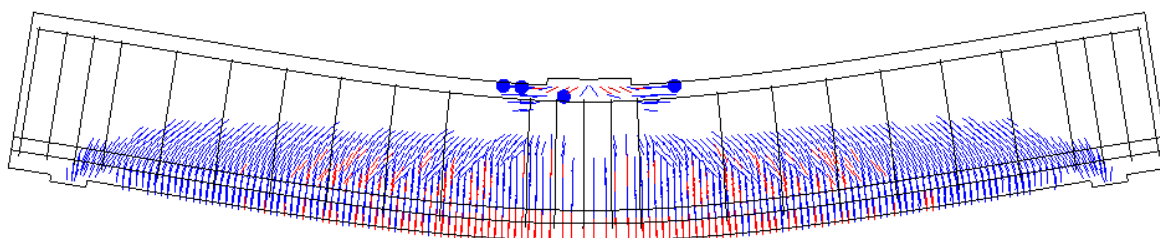


Figura 4.5: Padrão de fendilhação para o último incremento convergido da viga A1

O ajuste conseguido nesta viga ficou muito aquém do esperado, tendo o modelo apresentado uma rigidez muito superior ao comportamento verificado experimentalmente. Isto pode dever-se ao ensaio experimental ter sido efetuado com controlo de forças com uma duração de carga mal controlada, provocando a fluência do betão, assim como o facto de se considerar aderência perfeita entre o aço e o betão no modelo de cálculo, não existindo degradação da ligação e consequente perda de rigidez.

4.2.5 Viga A2

O modelo numérico da viga A2 está representado na imagem 4.6. A vermelho localiza-se a região onde foi aplicado o modelo de retenção de tensões e a azul a zona de amolecimento do betão. A viga foi dividida em 968 elementos (11×88), resultando num valor de $h = \sqrt{A} = 54\text{mm}$.

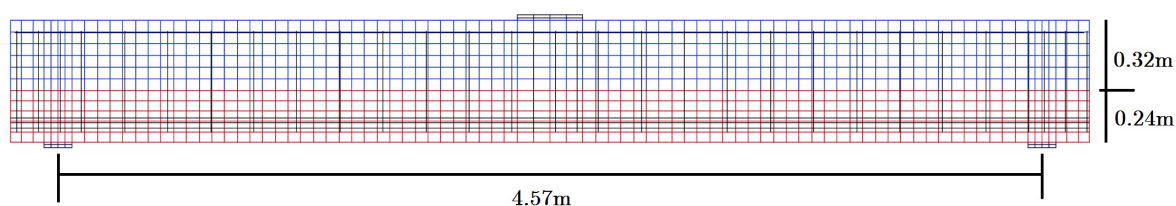


Figura 4.6: Modelação da viga viga A2

A simulação efetuada desta viga conseguiu reproduzir o comportamento de uma forma bastante fiel ao verificado no ensaio experimental. Em serviço, verifica-se que o modelo é mais rígido que o experimental, à semelhança da viga A1 e pelos mesmos motivos. A carga última atingida foi simulada de forma perfeita, tendo-se verificado 489kN no ensaio experimental e 487kN no modelo numérico, o que corresponde uma diferença inferior a 0.5%. No que respeita à ductilidade da viga, no modelo de cálculo a rotura ocorreu para 17.2mm e no ensaio ocorreu para 22.9mm. Esta diferença de ductilidade pode ser atribuída ao método de ensaio, conforme referido anteriormente, pois o controlo da força foi manual. O modo de rotura experimental foi o mesmo da viga A1.

Estes resultados foram alcançados considerando exatamente o mesmo modelo numérico da viga A1, o que indica a possibilidade do ensaio experimental da viga A1 ter sido mal conseguido.

O melhor ajuste foi conseguido com os seguintes valores:

Tabela 4.7: Valores utilizados no modelo da viga A2

$f_{cm} = 24.3 \text{ MPa}$	$f_{ct} = 2.18 \text{ MPa}$
$G_f = 39.10 \text{ Nm/m}^2$	$G_c = 3910 \text{ Nm/m}^2$
$E_c = 20.09 \text{ GPa}$	$\beta = 0.1$

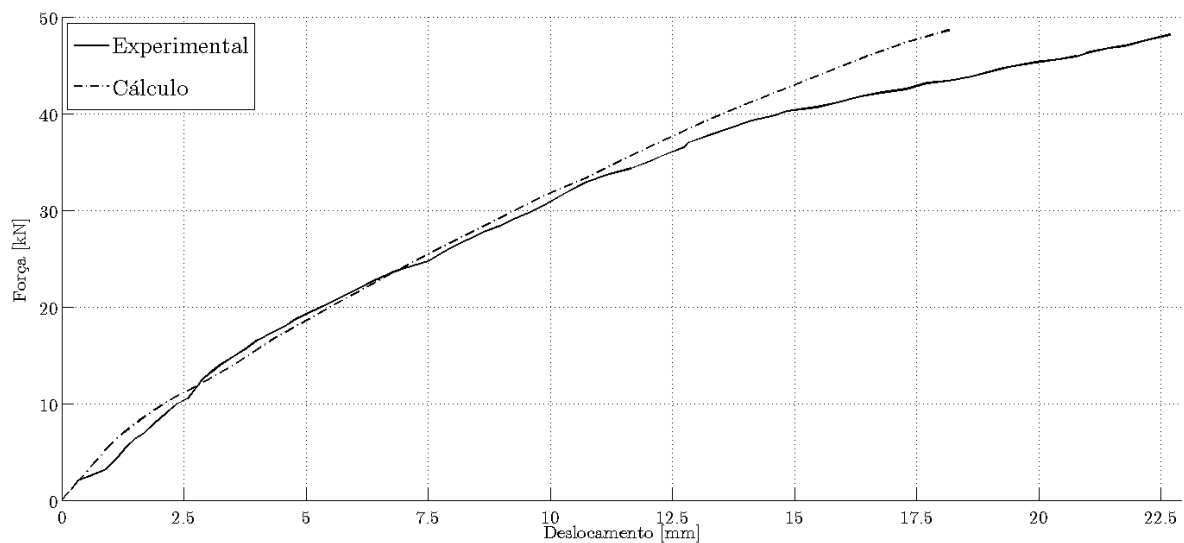


Figura 4.7: Comparação do gráfico força-deslocamento da viga A2

Na figura 4.8, está representada a viga deformada sobreposta com o padrão de fendilhação correspondente ao último incremento de carga antes da rotura. É possível observar fendas de corte ao longo da armadura superior, assim como ao longo da face superior da viga. Comparativamente à viga A1, as fendas de flexão na zona central da viga apresentam uma maior profundidade.

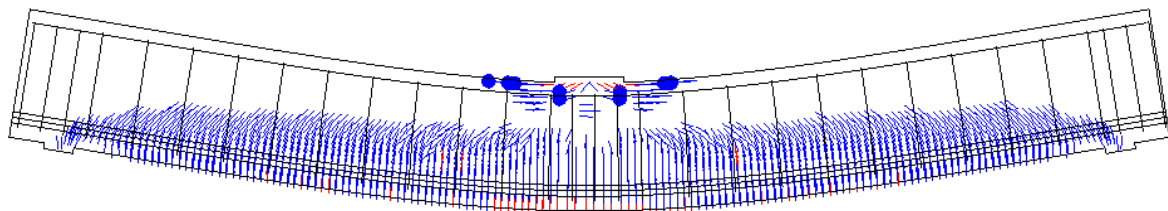


Figura 4.8: Padrão de fendilhação para o último incremento convergido da viga A2

4.2.6 Viga A3

O modelo numérico da viga A3 está representado na imagem 4.9. A vermelho localiza-se a região onde foi aplicado o modelo de retenção de tensões e a azul a zona de amolecimento do

betão. A viga foi dividida em 968 elementos (11x88), resultando num valor de $h = \sqrt{A} = 63\text{mm}$.

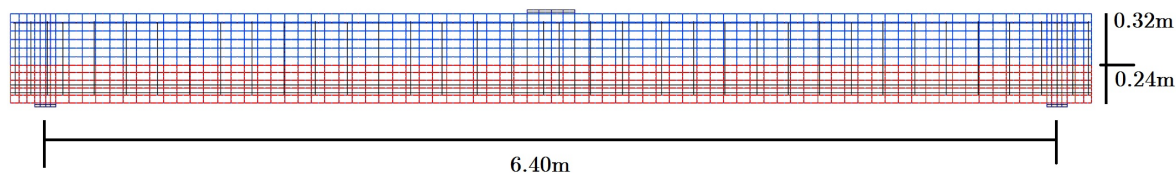


Figura 4.9: Modelação da viga viga A3

Nesta viga foi possível alcançar uma correspondência perfeita entre o modelo de cálculo e o ensaio experimental, à exceção da fase de serviço da viga, à semelhança da viga A1 e A2, devido à pré-carga nos ensaios experimentais.

A partir do início da fendilhação macroscópica, o ajuste conseguido pelo modelo numérico apresenta uma correspondência perfeita, conseguindo simular não só a carga de rotura mas também a ductilidade da viga. No ensaio experimental a rotura deu-se para 467kN correspondendo a um deslocamento vertical de 36.3mm e no modelo a rotura ocorreu para 467kN e 36mm. Devido ao betão desta viga ser de classe diferente da viga A1 e A2, torna-se complicado tirar ilações do modelo utilizado. Contudo, tentando extrapolar o modelo utilizado na viga A1 e A2, o ajuste da viga A3 foi conseguido com recurso a valores semelhantes da viga A1 e A3, tendo apenas variado o valor do módulo de elasticidade ($E_{cm} - 10\%$) e o valor de G_f utilizado foi o valor médio obtido pelo MC90 CEB-FIP (1993). De resto, manteve-se o valor mínimo da resistência à tração $f_{ct,min}$ e de $G_c = 100G_f$, assim como $\beta=0.1$.

O melhor ajuste foi conseguido com os seguintes valores:

Tabela 4.8: Valores utilizados no modelo da viga A3

$f_{cm} = 35.1 \text{ MPa}$	$f_{ct} = 2.53 \text{ MPa}$
$G_f = 72.25 \text{ Nm/m}^2$	$G_c = 7225 \text{ Nm/m}^2$
$E_c = 28.85 \text{ GPa}$	$\beta = 0.1$

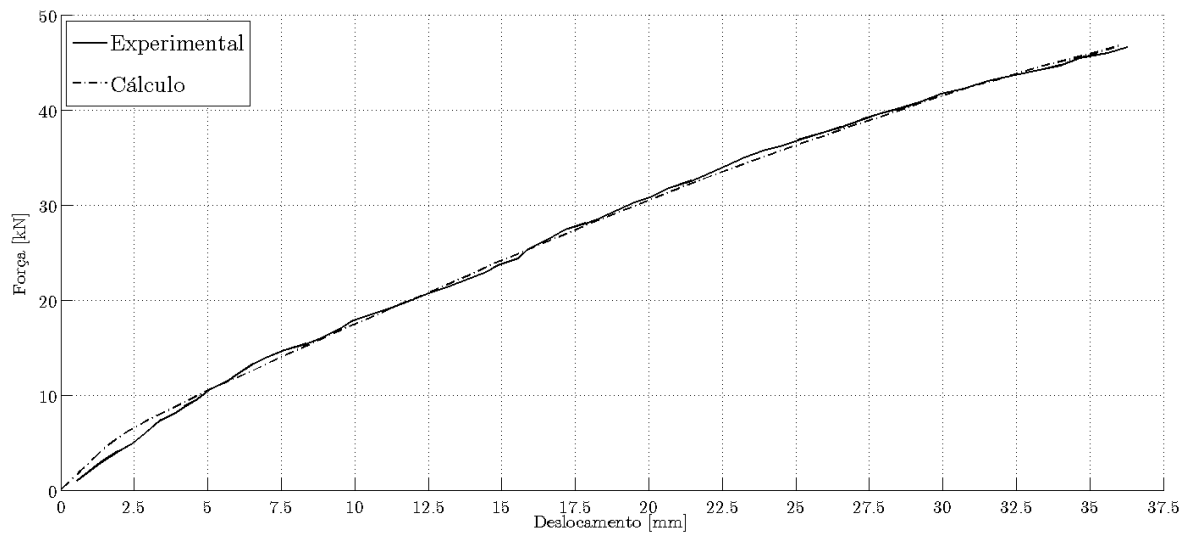


Figura 4.10: Comparação do gráfico força-deslocamento da viga A3

O padrão de fendilhação da viga A3 encontra-se representado na figura 4.11. Ao contrário da viga A1 e A2, dado o vão da viga A3, a rotura experimental deu-se por flexão e compressão na zona de aplicação de carga. É possível observar diversas fendas de corte, não só ao longo da armadura superior mas também ao nível dos estribos e da face superior, ocorrendo o esgamento do betão por compressão imediatamente abaixo das chapas de aplicação de carga.

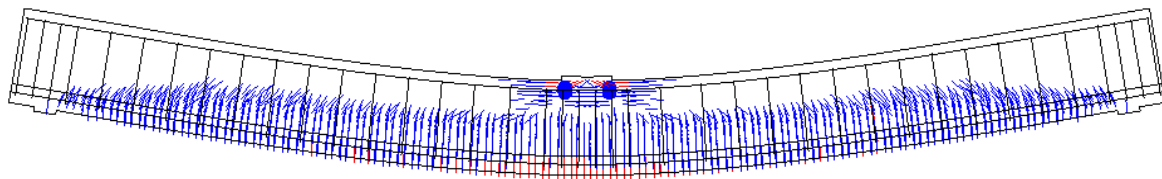


Figura 4.11: Padrão de fendilhação para o último incremento convergido da viga A3

4.3 Estudo paramétrico

De forma a compreender-se melhor a influência de cada parâmetro envolvido, apresentam-se variações realistas em torno do modelo que melhor se ajustou. Desta forma, não se procurou um ajuste através de valores dúbios. O único parâmetro que não sofreu variação foi o valor da resistência à compressão, tendo sido obtido por ensaios experimentais.

4.3.1 Resistência à tração f_{ct}

Na determinação das propriedades resistentes do betão, verifica-se que a resistência à tração, f_{ct} , é aquela que pode sofrer de maior dispersão. Esta grandeza é particularmente sensível às imperfeições das faces e à heterogeneidade do betão.

Quando se pretende analisar a abertura de fendas, será válido considerar que estas irão ocorrer na zona mais enfraquecida da viga, correspondendo teoricamente ao valor de $f_{ct,min}$. De acordo com as normas, este valor é igual a $0.7f_{ctm}$. Desta forma apresentam-se as curvas

forças-deslocamento para os valores de f_{ctm} e $f_{ct,min}$ (Figura 4.12-Viga A1, Figura 4.13-Viga A2 e Figura 4.14-Viga A3).

Nas três vigas analisadas, o comportamento em serviço é exatamente igual. O início da fendilhação ocorre, no entanto, num ponto com maior força atuante, para o valor de f_{ctm} , e consequentemente a resistência última é também ligeiramente superior.

Na figura 4.14, referente à viga V3, consegue-se observar claramente que o valor que melhor se ajusta à curva experimental, é o valor mínimo da resistência à tração. Após a fendilhação estabilizar, a rigidez mantém-se equivalente em ambos os modelos, verificando-se que ambas as curvas são paralelas.

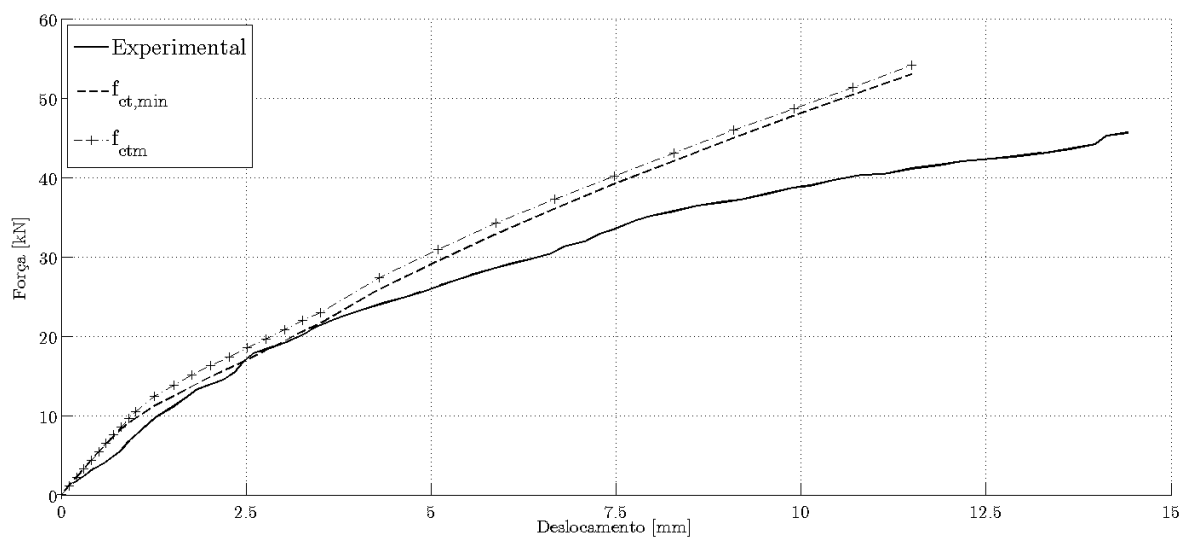


Figura 4.12: Comparação de diferentes valores resistentes de tração da viga A1

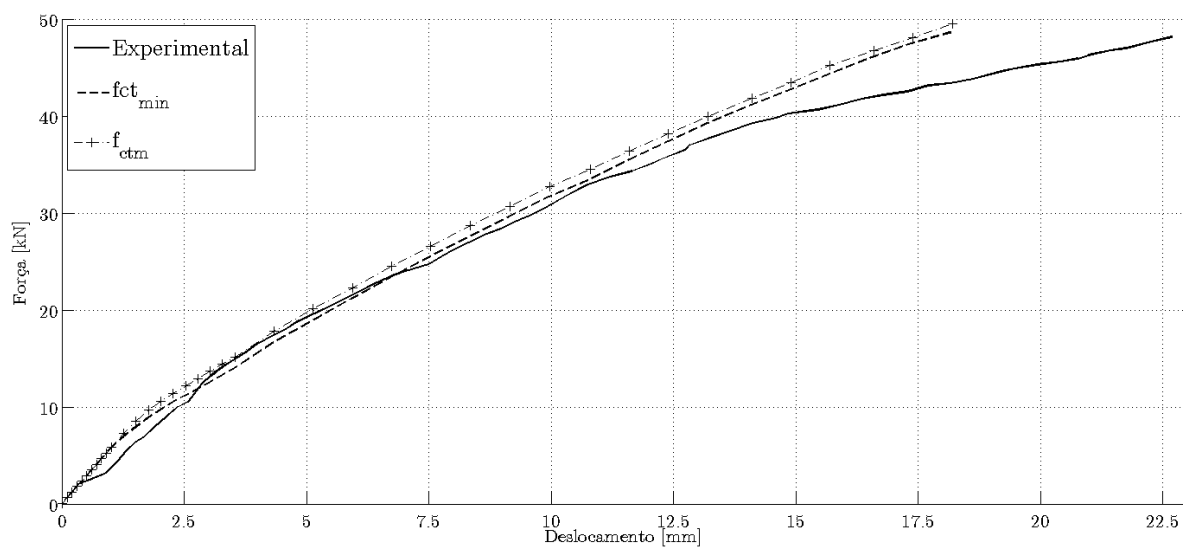


Figura 4.13: Comparação de diferentes valores resistentes de tração da viga A2

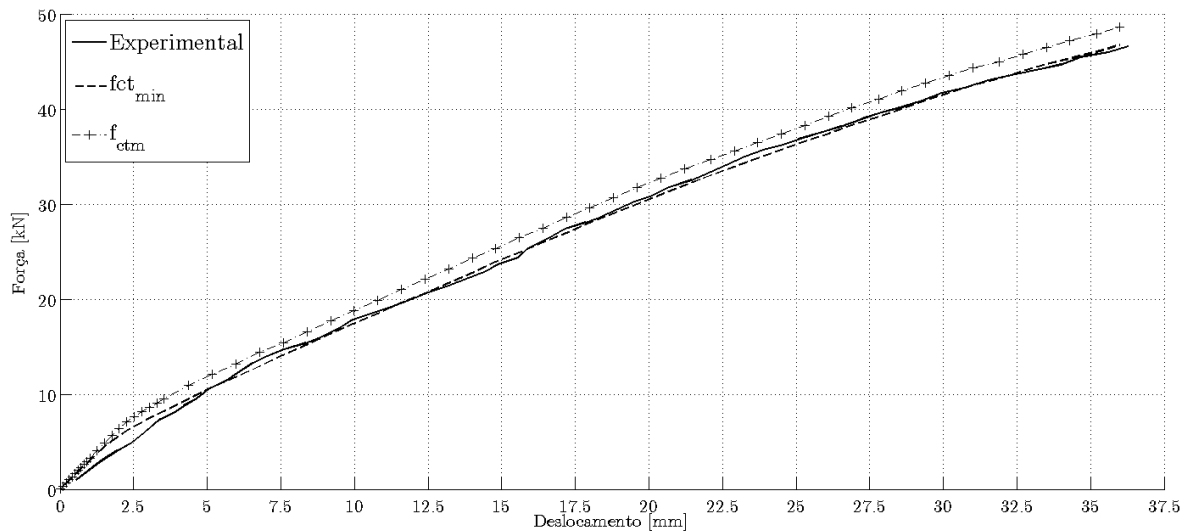


Figura 4.14: Comparação de diferentes valores resistentes de tração da viga A3

4.3.2 Módulo de elasticidade E_c

Conforme referido anteriormente, a variabilidade do módulo de elasticidade secante do betão é demasiado grande para se poder afirmar corretamente qual o tipo de agregado utilizado. Desta forma, procurou-se definir o módulo de elasticidade do betão utilizado, variando de acordo o exposto no EC2 CEN (2008), mas sem tirar ilações relativamente ao tipo de agregado utilizado.

Viga A1

Na tabela seguinte encontram-se os valores comparados de E_c nos diversos modelos.

Tabela 4.9: Variação do módulo de elasticidade da viga A1

$E_{cm} = 28.60$ GPa
$E_{cm} - 10\% = 25.74$ GPa
$E_{cm} - 30\% = 20.02$ GPa
$E_{cm} + 20\% = 34.23$ GPa

Analisando o gráfico da figura 4.15 pode-se concluir que o melhor ajuste é obtido pelo módulo de elasticidade médio reduzido de 30%, visto apresentar o declive mais aproximado com a curva experimental. De salientar que com uma redução de 30% e um aumento de 20%, o modelo apresentou divergências de cálculo, para valores de carga mais baixos, quando comparado com o valor médio, ou apenas com uma redução de 10%, o que conduziu a uma carga de rotura inferior em cerca de 100kN. De realçar, que estas divergências não são expectáveis do ponto de vista experimental, devendo-se possivelmente aos incrementos utilizados nas simulações numéricas.

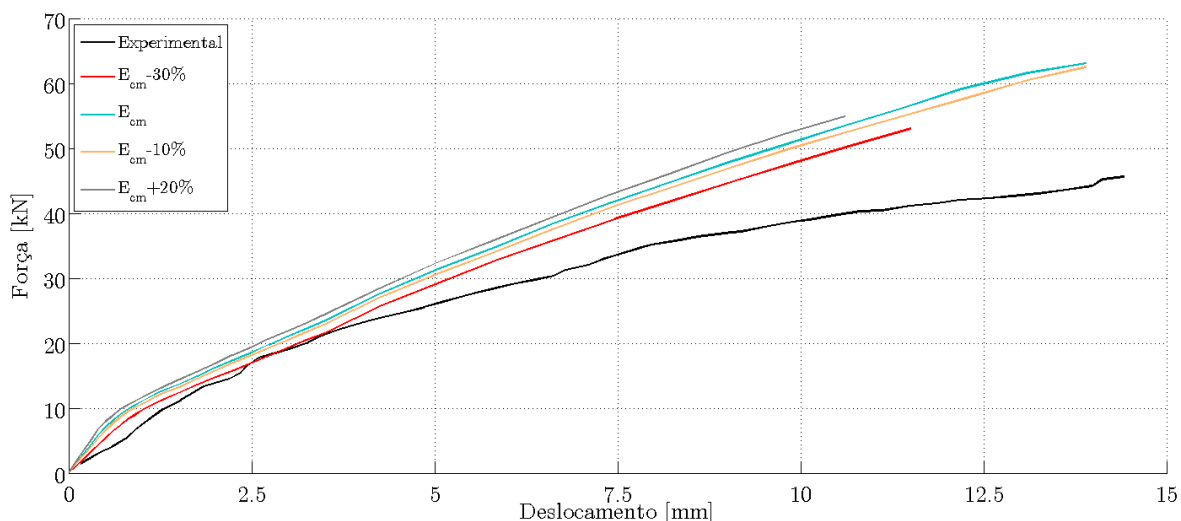


Figura 4.15: Comparação de diferentes módulos de elasticidade da viga A1

Viga A2

Na tabela 4.10 encontram-se os valores utilizados de E_c .

Tabela 4.10: Variação do módulo de elasticidade da viga A2

$E_{cm} = 28.70$ GPa
$E_{cm} - 10\% = 25.83$ GPa
$E_{cm} - 30\% = 20.09$ GPa
$E_{cm} + 20\% = 34.44$ GPa

O melhor ajuste é conseguido com uma redução de 30% do valor de E_{cm} , à semelhança da viga A1, embora não se tenham verificado divergências de cálculo entre os diversos módulos de elasticidade, conforme seria de esperar.

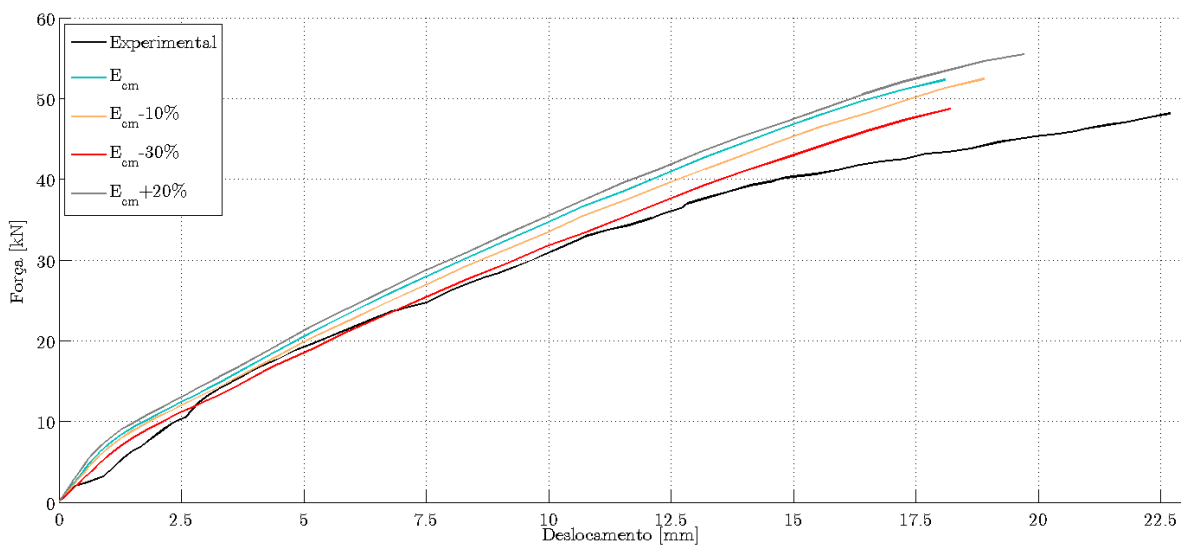


Figura 4.16: Comparação de diferentes módulos de elasticidade da viga A2

Viga A3

Os valores utilizados nas simulações encontram-se na 4.11.

Tabela 4.11: Variação do módulo de elasticidade da viga A3

$E_{cm} = 32.06 \text{ GPa}$
$E_{cm} - 10\% = 28.85 \text{ GPa}$
$E_{cm} - 30\% = 22.44 \text{ GPa}$
$E_{cm} + 20\% = 38.47 \text{ GPa}$

Ao contrário das outras vigas, influenciado pelo facto do betão desta viga ser de classe diferente e com outra composição, o melhor ajuste conseguiu-se com uma redução de 10% do valor médio do módulo de elasticidade, conforme se pode verificar pelo paralelismo entre o modelo numérico e o modelo experimental.

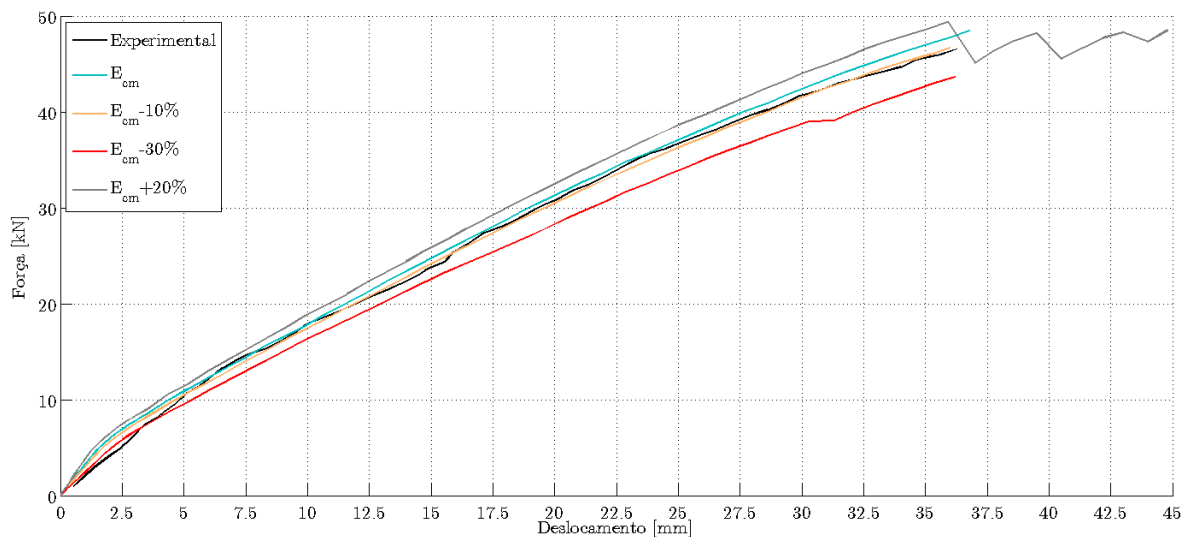


Figura 4.17: Comparação de diferentes módulos de elasticidade da viga A3

4.3.3 Energia de fratura G_f

A energia de fratura está diretamente relacionada com a energia necessária para a formação e abertura de uma fenda macroscópica, na região de amolecimento do betão. Conforme explicado na secção 3.4.1.2, apresenta valores muito díspares entre o MC90 CEB-FIP (1993) e o MC2010 CEB-FIP (2010). A sua quantificação experimental carece ainda de procedimentos normalizados adequados.

Viga A1

Considerando o ModelCode 2010 obtém-se $G_f=129.45 \text{ Nm}/m^2$ enquanto no ModelCode 1990 obtém-se $G_f=55.53 \text{ Nm}/m^2$, podendo ser ainda efetuado uma variação de até 30%, obtendo-se o valor de $G_f=38.87 \text{ Nm}/m^2$ ou $G_f=72.19 \text{ Nm}/m^2$.

Observando o gráfico 4.18, pode-se concluir que a carga de rotura, é tanto maior quanto maior a energia de fratura. Isto deve-se ao facto de uma energia de fratura menor se traduzir numa maior abertura de fendas e consequentemente conduzir à rotura da viga. Na figura 4.19

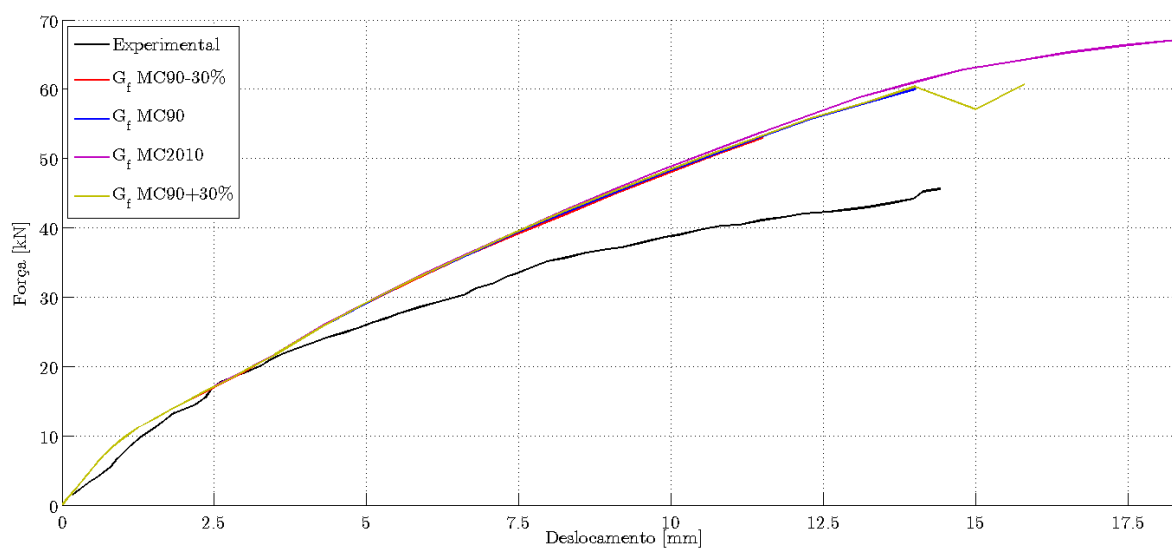


Figura 4.18: Comparação da energia de fratura da viga A1

observa-se o padrão de fendilhação para os diversos parâmetros de G_f correspondente a um deslocamento vertical de 10.7mm. Para o mesmo deslocamento vertical, pode-se concluir que quanto maior a energia de fratura menor a abertura das fendas, e o esmagamento debaixo da zona de aplicação da carga.

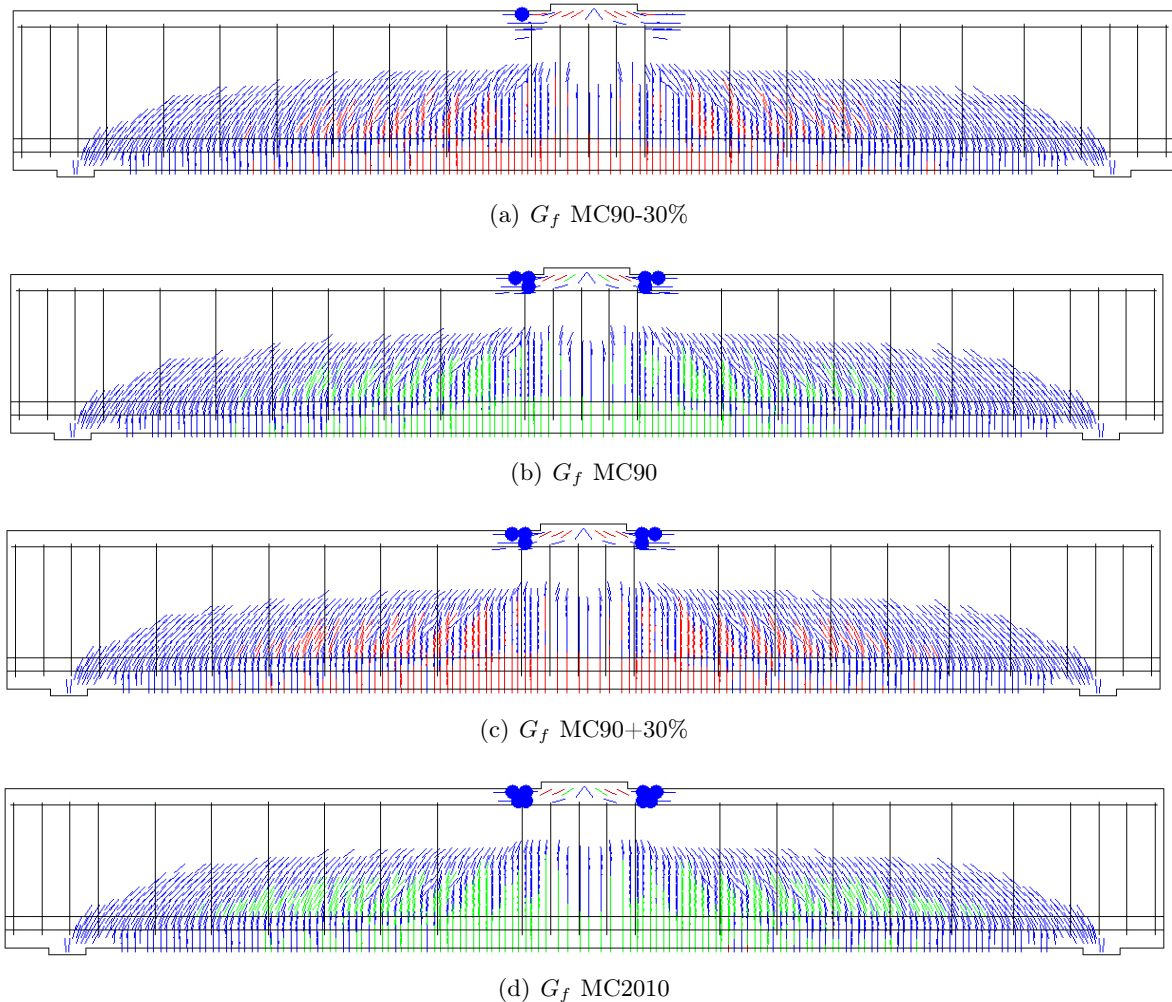


Figura 4.19: Comparação da abertura de fendas para diferentes valores de G_f

Viga A2

No caso da viga A2, os valores de G_f variam apenas umas décimas da viga A1. No entanto, ao contrário da viga A1, uma energia de fratura superior (G_f MC2010) levou a divergências de cálculo inesperadas, o que resultou numa resistência e ductilidade ligeiramente inferiores. No caso da energia de fratura mínima prevista no MC90 CEB-FIP (1993), o comportamento foi idêntico à energia de fratura, não se tendo verificado o mesmo que ocorreu na viga A1, conforme se observa na curva força-deslocamento da figura 4.20.

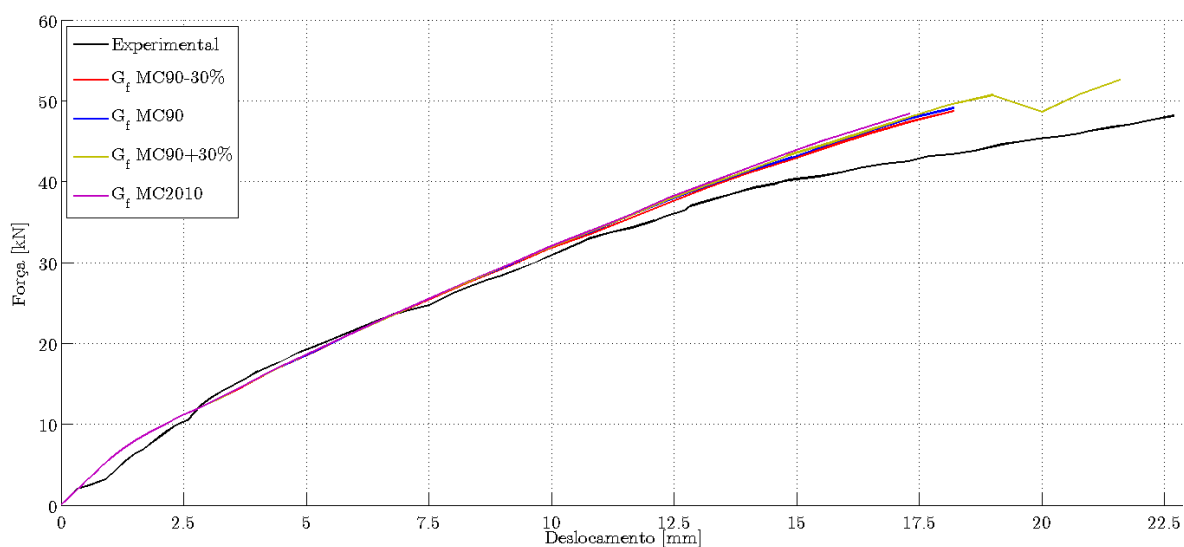


Figura 4.20: Comparação da energia de fratura da viga A2

O padrão de fendilhação apresentado na figura 4.21, corresponde a um deslocamento vertical de 16.5mm, tendo-se verificado a mesma relação acerca da menor de abertura de fendas e maior energia de fratura.

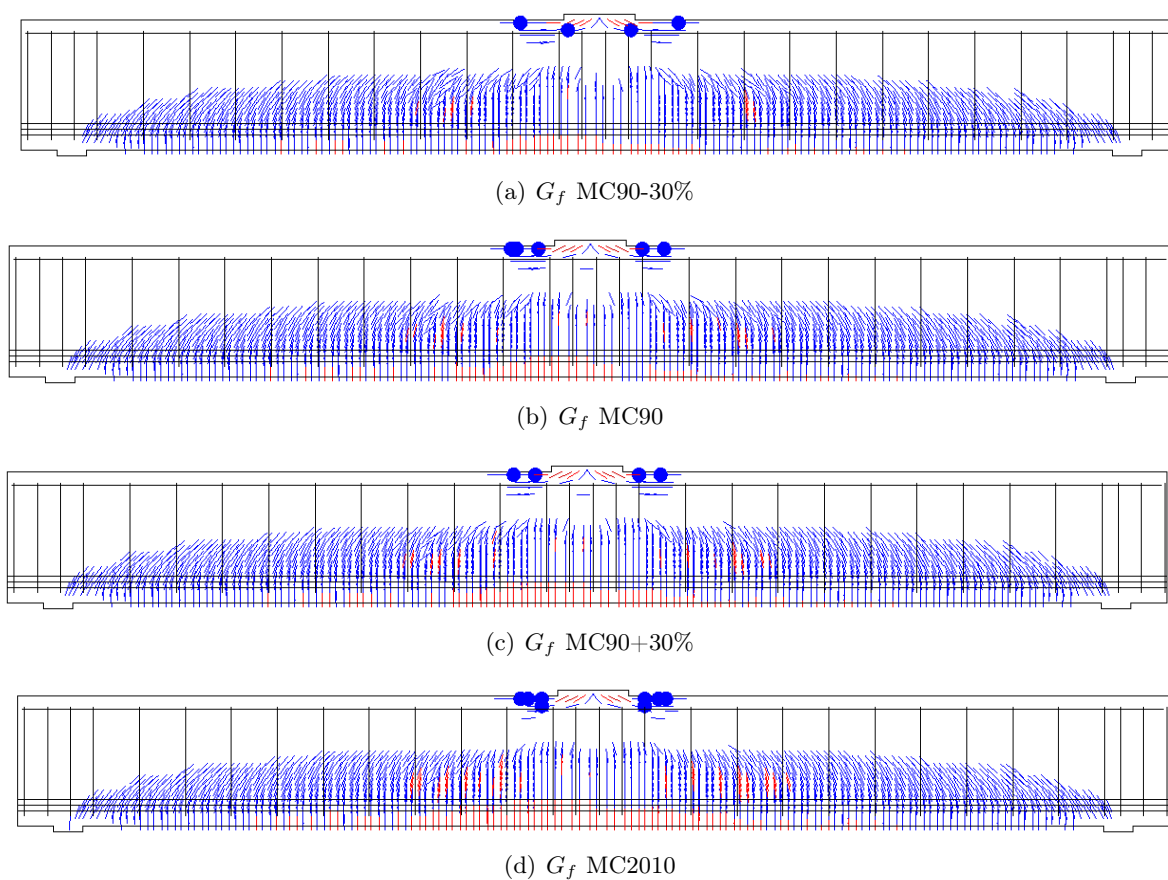


Figura 4.21: Comparação da abertura de fendas para diferentes valores de G_f

Viga A3

De acordo com o MC90 CEB-FIP (1993) a energia de fratura deste betão é de $G_f=72.25 \text{ Nm/m}^2$, obtendo-se o valor de $G_f=50.58 \text{ Nm/m}^2$ com uma variação de -30% ou $G_f=93.93 \text{ Nm/m}^2$ com +30%. Aplicando a expressão do MC2010 CEB-FIP (2010) obtém-se um valor de $G_f=138.50 \text{ Nm/m}^2$.

À semelhança da viga A1, uma energia de fratura menor traduziu-se numa menor ductilidade e menor resistência. Para o valor médio de acordo com o MC90 CEB-FIP (1993) e para um acréscimo de 30% os resultados foram semelhantes. Recorrendo ao valor do MC2010 CEB-FIP (2010), obteve-se uma maior resistência e uma maior ductilidade.

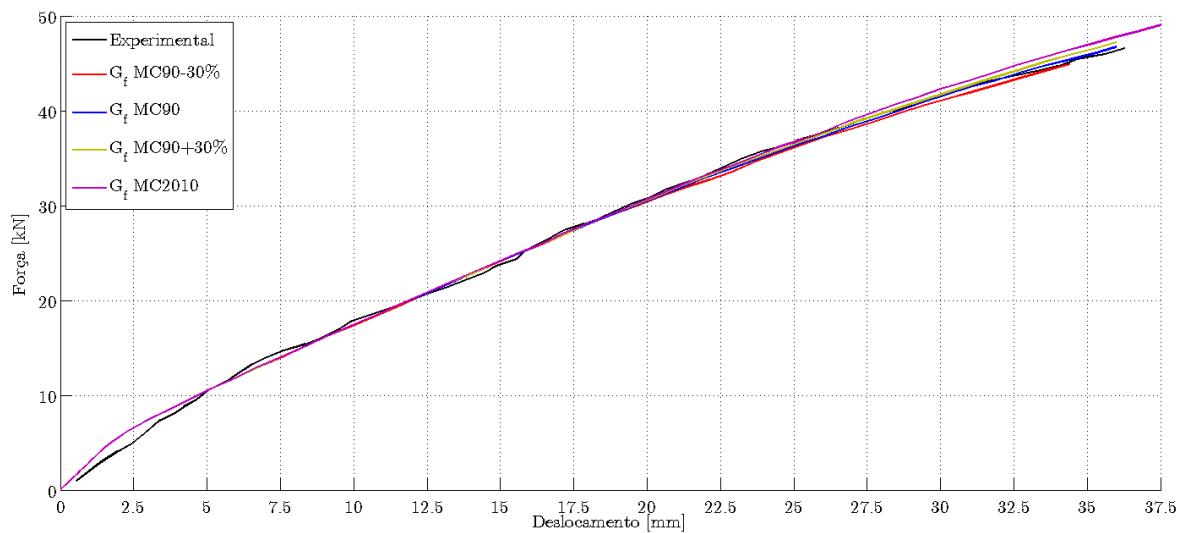


Figura 4.22: Comparação da energia de fratura da viga A3

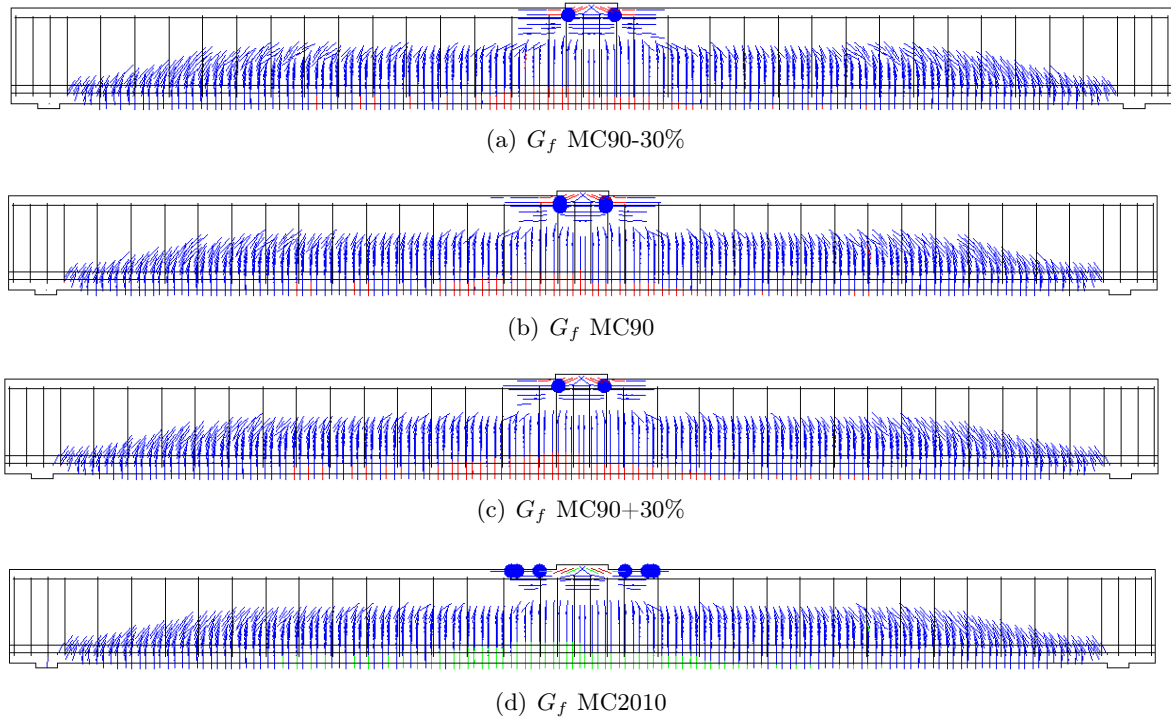


Figura 4.23: Comparação da abertura de fendas para diferentes valores de G_f

A fendilhação apresentada na figura 4.23 corresponde a um deslocamento vertical de 33.6mm. À semelhança das outras vigas, uma maior energia de fratura corresponde a um menor número de fendas e menor abertura de fendas, podendo ser facilmente comparável analisando a fendilhação com o valor de G_f MC90-30% e o valor de G_f MC2010, sendo perceptível a diferença do comprimento das fendas e da quantidade de fendas de corte na zona de aplicação de carga.

4.3.4 Energia de fratura de compressão G_c

O parâmetro que caracteriza a energia de fratura de compressão é relativamente vago, sendo balizado entre 50 a 100 vezes superior a energia de fratura de tração G_f (Feenstra, 1993). Nas figuras seguintes comparam-se os resultados obtidos para dois valores de referência correspondentes a $G_c = 50G_f$ e $G_c = 100G_f$.

Na viga A1 (Figura 4.24), o comportamento verificado foi exatamente igual, à exceção do ponto de divergência, que com o valor de $G_c = 50G_f$ ocorreu para 9mm e para $G_c = 100G_f$ ocorreu para um deslocamento de 11.5mm, traduzindo-se em 447kN e 530kN, respetivamente. Isto deveu-se ao esmagamento do betão ocorrer para uma maior profundidade do eixo neutro na zona comprimida, com um valor de G_c inferior (Figura 4.25) quando comparado com um valor de G_c superior (Figura 4.26).

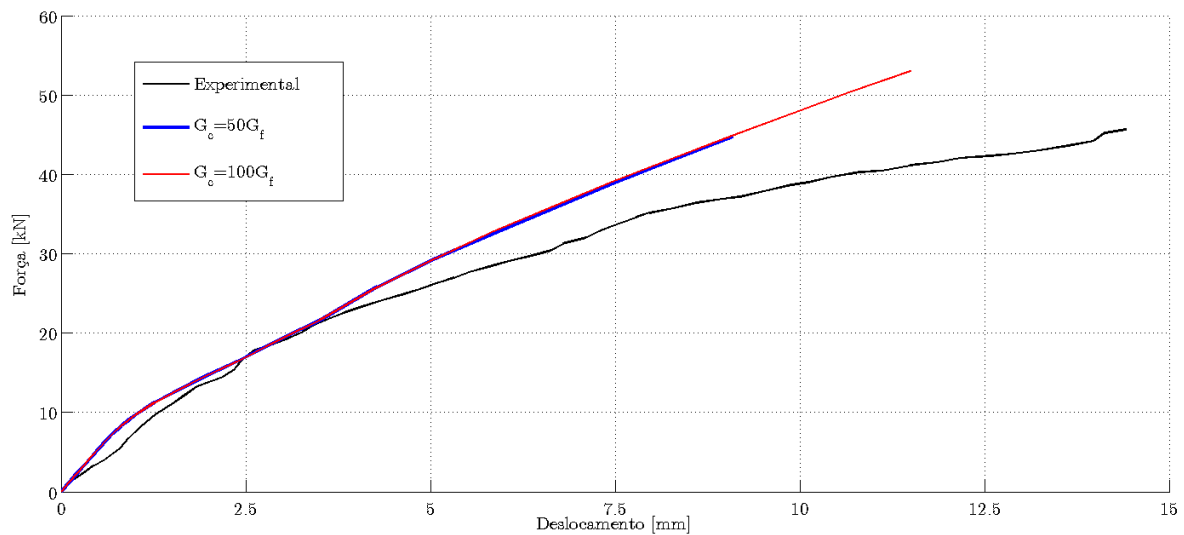


Figura 4.24: Comparação de energia de fratura de compressão da viga A1

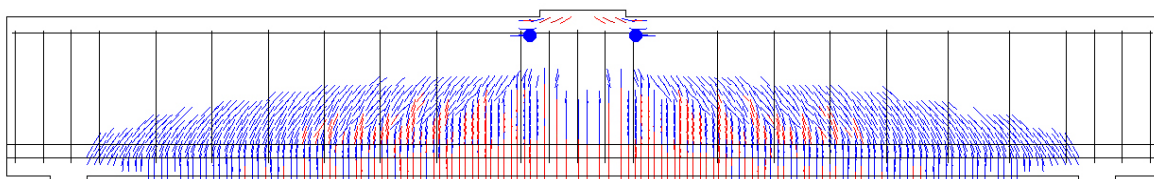


Figura 4.25: Fendilhação da viga A1 com $G_c = 50G_f$

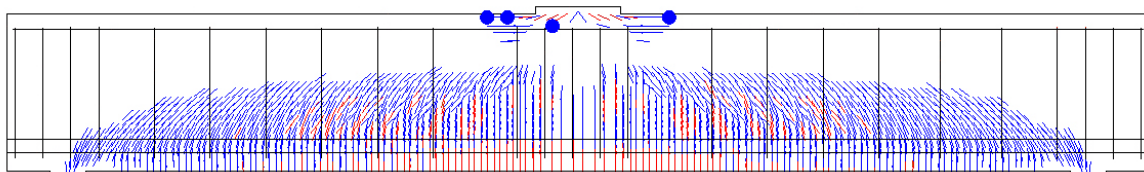


Figura 4.26: Fendilhação da viga A1 com $G_c = 100G_f$

A viga A2 (Figura 4.27), comportou-se de forma semelhante à viga A1, afetando exclusivamente a rotura da viga. Com um valor de $G_c = 50G_f$ a rotura deu-se para uma carga de 424kN e 14.9mm de deslocamento vertical e para $G_c = 100G_f$ para 487kN e 18.2mm. O esmagamento do betão (Figura 4.28 e 4.29) apresentou o mesmo comportamento da viga A1.

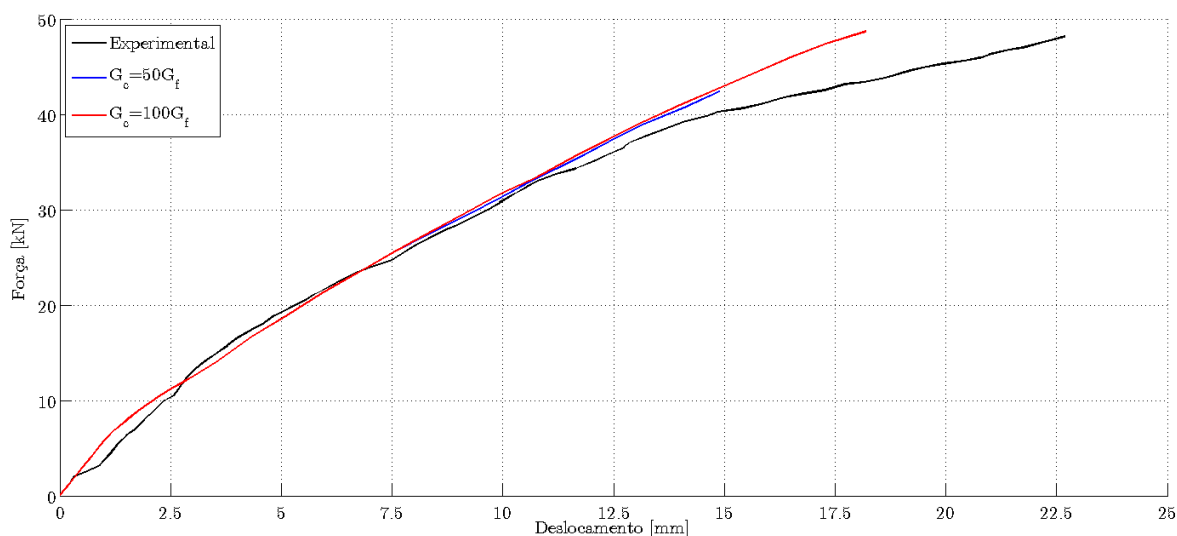


Figura 4.27: Comparação de energia de fratura de compressão da viga A2

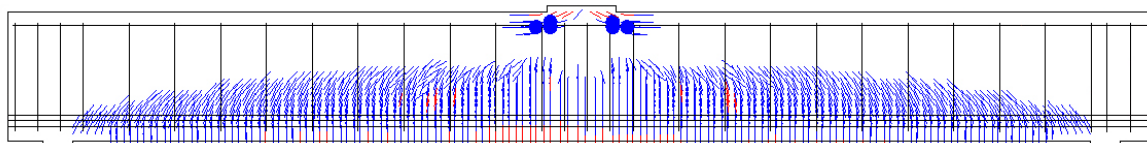


Figura 4.28: Fendação da viga A2 com $G_c = 50G_f$

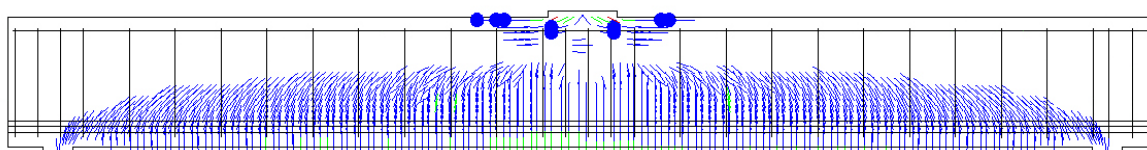


Figura 4.29: Fendação da viga A2 com $G_c = 100G_f$

Na viga A3, verificou-se que o comportamento do parâmetro de G_c apresenta uma ligeira variação no comportamento da viga a partir de 25mm de deslocamento vertical. Nas outras vigas não era perceptível este desvio devido à menor ductilidade. Para um valor de $G_c = 50G_f$ a rotura ocorreu para 425kN e 32mm, ao passo que, para um valor de $G_c = 100G_f$ a rotura deu-se para 467kN e 36mm.

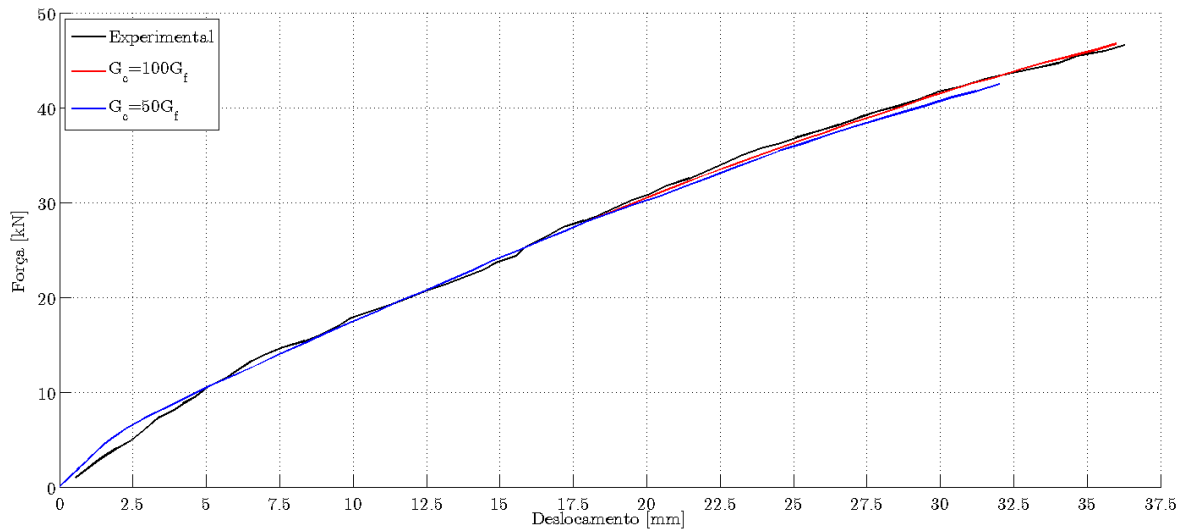


Figura 4.30: Comparação de energia de fratura de compressão da viga A3

No que respeita a fendilhação, é notório na figura 4.31 o esmagamento do betão numa zona mais intermédia da viga, numa zona com menor solicitações que a fendilhação exibida pela figura 4.32.

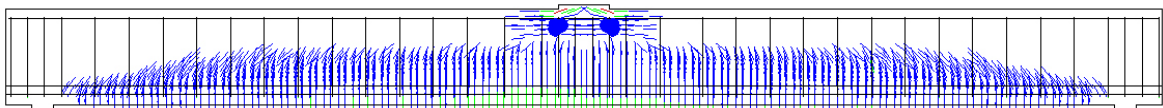


Figura 4.31: Fendilhação da viga A3 com $G_c = 50G_f$

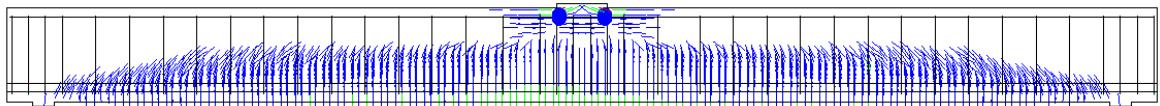


Figura 4.32: Fendilhação da viga A3 com $G_c = 100G_f$

4.3.5 Coeficiente de redução de rigidez de corte β

O parâmetro β , referente ao coeficiente de redução de rigidez, está diretamente relacionado com o imbricamento dos agregados e a capacidade de transferência de energia entre fendas abertas. Desta forma, sabendo que $\beta=0$ corresponde a uma fenda completamente aberta sem transmissão de tensões e corte, e $\beta=1$ com transmissão total de tensões, e que o valor mais usual em estruturas de engenharia civil recorrem a um valor, normalmente, de $\beta=0.1$ procurou-se encontrar uma gama de valores adequados e expor as diferenças.

Analisando a curva força-deslocamento da viga A1 (Figura 4.33) e da viga A2 (Figura 4.34), observa-se que um valor de β superior a 0.1 aumenta a capacidade da viga, devido à maior capacidade de transferência de esforços com as fendas abertas. Por outro lado, um valor de $\beta = 0$ conduz à rotura precoce da viga, pois a capacidade de transferência é nula, ou seja, mal abra uma fenda, naquele local, o betão deixa de promover o efeito de ponte, levando a que com este valor de β , a rotura tenha ocorrido apenas para um deslocamento de alguns

milímetros.

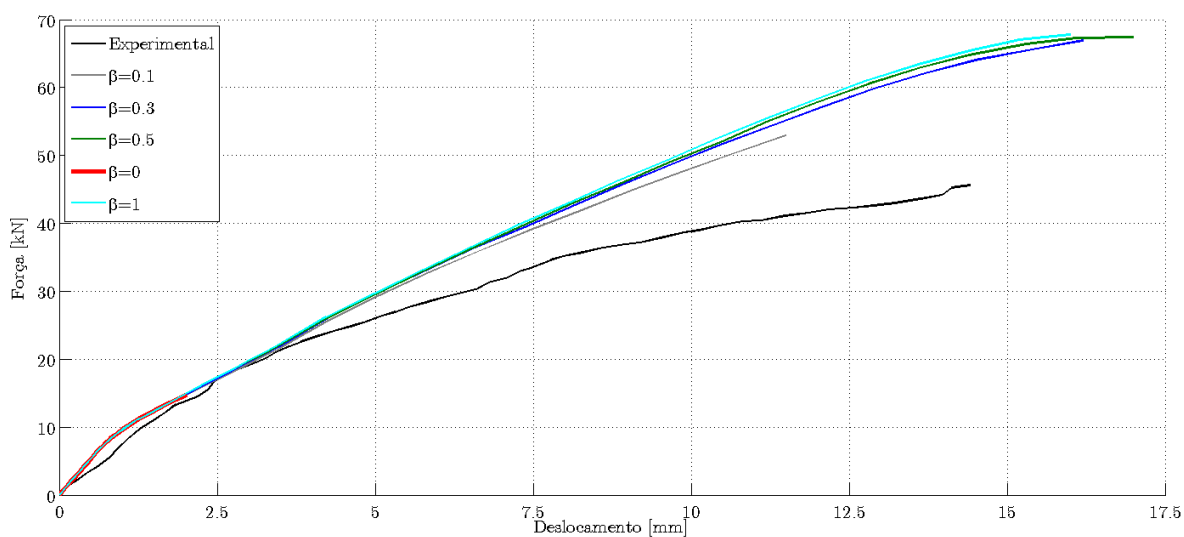


Figura 4.33: Comparação de β da viga A1

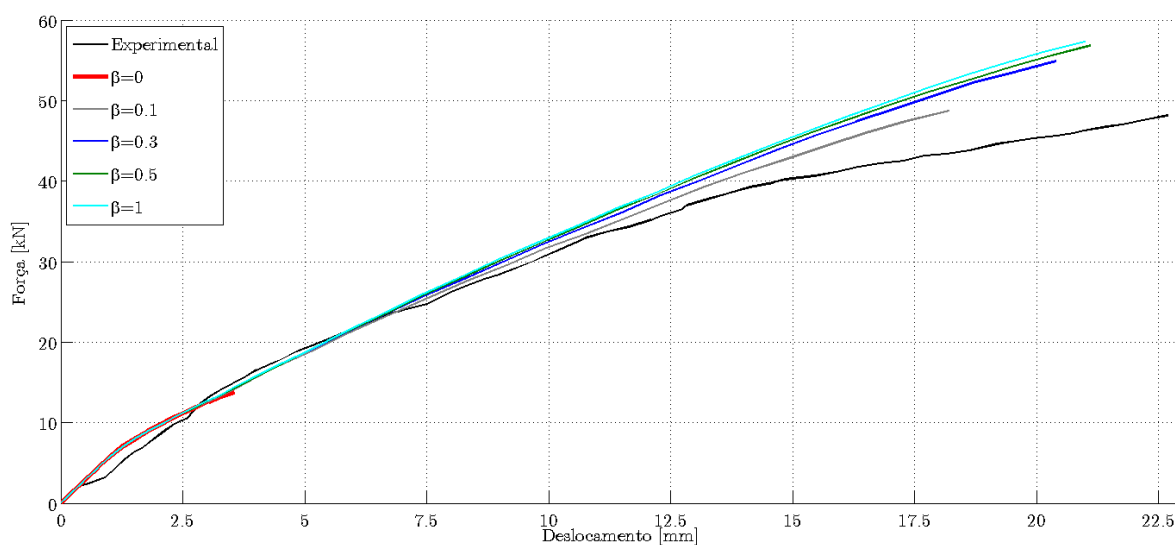


Figura 4.34: Comparação de β da viga A2

Na viga A3 (Figura 4.35), o comportamento observado foi idêntico às outras vigas, com a exceção do valor de $\beta=0.3$ que apresentou um deslocamento máximo muito superior, o que não era de prever com esse modelo. Faz-se no entanto notar que a parte final da curva apresentada corresponde já a um comportamento pós-rotura, captado pelo modelo numérico.

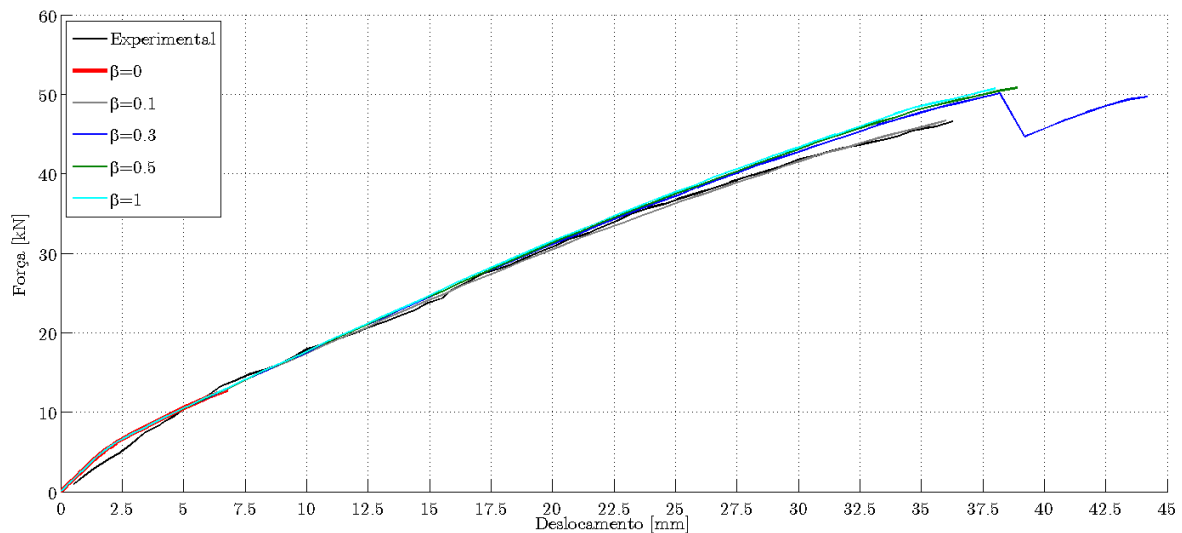


Figura 4.35: Comparação de β da viga A3

4.4 Parâmetros aconselhados

Com os resultados apresentados, demonstra-se que o modelo exposto no capítulo anterior é adequado para simular o comportamento não-linear do betão, tendo sido alcançado uma boa correspondência com os resultados experimentais.

Pese embora as dificuldades inerentes à convergência dos critérios de cálculo envolvidos, na globalidade os resultados numéricos apresentam realismo adequado no que concerne à avaliação da rigidez em regime não-linear, bem como à capacidade de carga máxima.

Fica também patente a necessidade de efetuar estudos de caracterização dos materiais, nomeadamente ensaios do betão à compressão, tração e módulo de elasticidade, pois a variabilidade apresentada não pode ser desprezada.

Através do estudo paramétrico pode-se concluir que os valores mais adequados para a modelação do comportamento do betão, nomeadamente de ensaios de flexão são os seguintes:

- Utilização do valor mínimo da resistência à tração $f_{ct,min}$
- Redução de 30% do valor do módulo de elasticidade E_{cm}
- Utilização do MC90 CEB-FIP (1993) na determinação da energia de fratura G_f e redução de 30%
- Energia de fratura de compressão G_c , igual a $100G_f$
- Coeficiente de redução de rigidez $\beta = 0.1$

No próximo capítulo procurar-se-á fazer a adaptação deste modelo para vigas de betão reforçadas com *CFRP*.

Capítulo 5

Modelação de vigas reforçadas com laminados de fibra de carbono

5.1 Introdução

Pretende-se validar o modelo de cálculo na caracterização do comportamento de vigas reforçadas com laminados de fibra de carbono, recorrendo à técnica *EBR* e *NSM*, de forma a provar a sua eficácia também neste tipo de vigas.

As vigas modeladas foram alvo de ensaios experimentais e numéricos no artigo de Cruz et al. (2011a), sendo os resultados aqui apresentados comparados com os obtidos por esses autores, através da comparação das curvas força-deslocamentos e das extensões medidas com extensómetros instalados nos laminados.

A campanha experimental levada a cabo, consistiu numa viga de referência não reforçada, e noutras vigas reforçadas com laminados de fibra de carbono, recorrendo quer à técnica *NSM* quer à técnica *EBR*. Posteriormente, foram sujeitas a um ensaio à flexão de quatro pontos, com controlo de deslocamentos e incrementos monotónicamente crescentes.

De forma a modelar corretamente a viga com o reforço *EBR*, é utilizada uma lei bi-linear simplificada proposta por Lu et al. (2005), que rege o funcionamento da interface entre o laminado e a superfície de betão, também designada por lei de *bond-slip*.

Com o objetivo de otimizar o reforço aplicado, apresenta-se ainda, no final, um estudo numérico para diferentes áreas e comprimentos dos laminados.

5.2 Caracterização das vigas e características materiais

A viga de referência encontra-se representada pela figura 5.1 e pelo corte da figura 5.2. Esta viga serviu de base de comparação para as vigas reforçadas, visto todas as vigas apresentarem a mesma geometria, armadura e propriedades materiais.

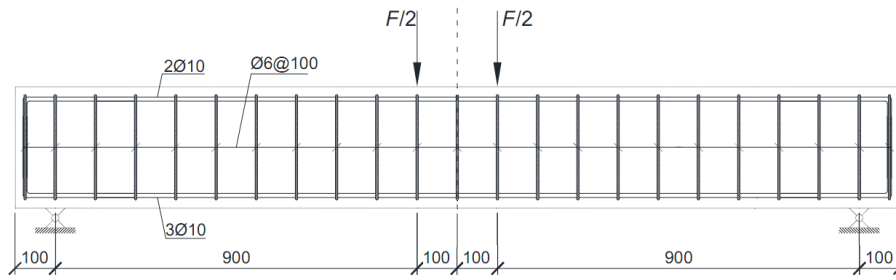


Figura 5.1: Viga de referência [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011b)

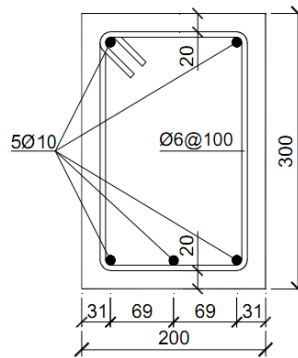


Figura 5.2: Corte da viga de referência [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011b)

Foram realizados ensaios de caracterização dos materiais de forma a determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do betão. Os valores médios obtidos correspondem a um $f_{cm}=53.08$ MPa e um $E_{cm}=31.17$ GPa.

Na falta de dados experimentais, os restantes valores foram estimados. Relativamente ao valor de f_{ctm} , foi determinado de acordo com a equação 4.2, tendo-se obtido um valor de 3.80 MPa. A energia de fratura foi determinada de acordo com a equação 3.2, considerando um agregado vulgar de 16mm, obtendo-se um valor de $G_f=83.58\text{Nm}/m^2$.

O aço utilizado pertence à classe A400 NR SD, não tendo sido reportados quaisquer ensaios de caracterização, pelo que se adotaram os valores mínimos da norma LNEC E455-2002. Foi definido um diagrama bi-linear, definido por: módulo de elasticidade $E_s=200\text{GPa}$, tensão de cedência $f_y=400\text{MPa}$, tensão de rotura $f_u=460\text{MPa}$, extensão na cedência $\varepsilon_{sy}=2\%$ e extensão na rotura $\varepsilon_{su}=80\%$.

Os laminados utilizados tinham a referência *S&P CFK 150/2000*, e de acordo com os ensaios efetuados obtiveram-se os valores de tensão de rotura $f_u=2435\text{MPa}$, extensão na rotura $\varepsilon_{su}=154\%$ e módulo de elasticidade $E_{frp}=158\text{GPa}$. A resina utilizada foi do tipo *S&P Resin 220* com 3MPa de aderência entre o betão e o laminado.

À exceção dos valores determinados experimentalmente, de acordo com o estudo paramétrico do capítulo 4, foram utilizados os valores apresentados na conclusão desse capítulo. O modelo

de cálculo utilizado foi o discutido na secção 3.4, tendo sido utilizado neste modelo os dados da tabela 5.1:

Tabela 5.1: Valores utilizados no modelo da viga de referência

$f_{cm} = 53.08 \text{ MPa}$	$f_{ct} = 2.66 \text{ MPa}$
$G_f = 58.51 \text{ Nm/m}^2$	$G_c = 5851 \text{ Nm/m}^2$
$E_c = 31.17 \text{ GPa}$	$\beta = 0.1$

5.3 Viga de referência

O modelo de referência encontra-se representado na figura 5.3. A viga foi dividida em 792 elementos (9x88) pelo que se obtém um valor de $h = \sqrt{A} = 29\text{mm}$. A azul está representada a zona de amolecimento do betão e a vermelho a zona onde foi considerada a retenção de trações no betão.

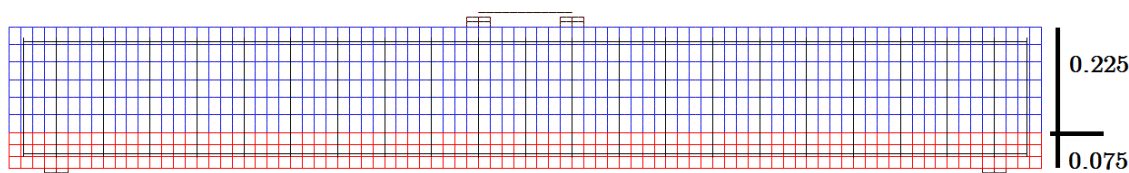


Figura 5.3: Modelação numérica da viga de referência

A carga foi aplicada num ponto a meio-vão, sendo distribuída através de uma barra considerada infinitamente rígida, nos mesmos pontos de aplicação de carga experimentais. De forma a evitar uma concentração de tensões anormalmente elevada no modelo, foi considerada a existência de chapas de 2cm nos apoios e na zona de carga.

Na figura 5.4 encontram-se representadas as curvas força-deslocamento da modelação efetuada e do ensaio experimental. No modelo experimental a cedência ocorreu para uma carga de 70kN correspondendo a um deslocamento vertical de 3.8mm, enquanto na modelação efetuada, a cedência da armadura foi registada para um carregamento de 70.5kN e um deslocamento de 3.5 mm. A carga máxima registada foi de 79.3kN para um deslocamento de 22.6mm, enquanto no modelo de cálculo obteve-se uma carga máxima de 77.1kN para um deslocamento de 33.6mm.

Face ao conjunto de resultados apresentados, considera-se que a simulação efetuada neste trabalho conseguiu reproduzir o ensaio experimental de forma muito precisa. Destaca-se a aproximação obtida na precisão da força de cedência da armadura e na carga última da viga.

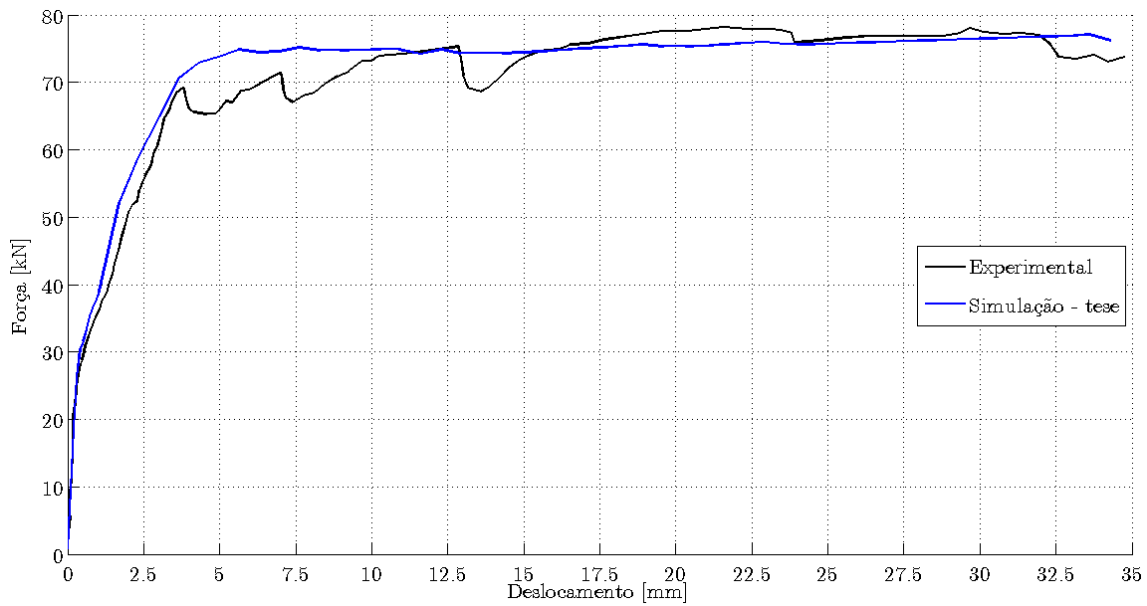


Figura 5.4: Curvas força-deslocamento da viga de referência

O artigo apresenta também a simulação numérica efetuada pelos referidos autores (Figura 5.5), tendo conseguido estimar a cedência de forma bastante precisa, 67kN para um deslocamento de 3.5mm, e a carga última de 79kN, pese embora, não ter conseguido simular o ensaio experimental, visto que o comportamento da simulação apresentada é muito distante do experimental. Desta forma, pode-se afirmar que o modelo desenvolvido nesta dissertação, apresenta uma melhor correspondência com o experimental.

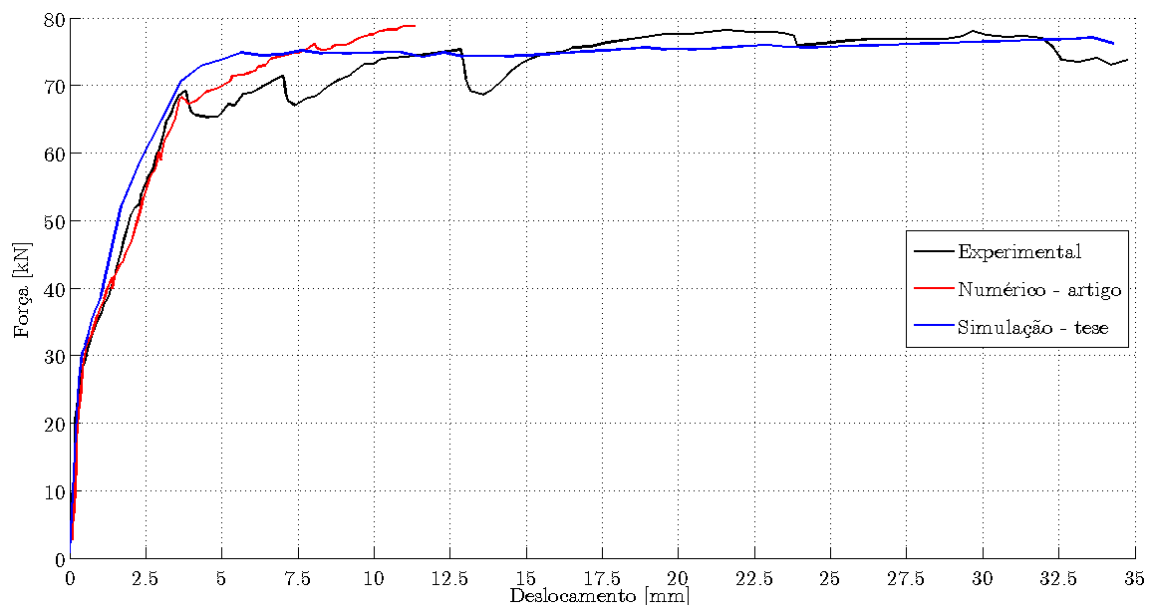


Figura 5.5: Comparação do modelo de cálculo da viga de referência

No que diz respeito ao padrão de fendilhação, apenas é apresentado no artigo o padrão da simulação numérica (Figura 5.6). Comparando a fendilhação obtida nesta tese (Figura 5.7), com a obtida no artigo de Cruz et al. (2011a), para um deslocamento vertical de 11mm, verifica-se que em ambos, as fendas tendem a inclinar-se em direção à zona de aplicação de

carga, assim como debaixo da zona de aplicação de carga são visíveis fendas horizontais de corte ao longo da armadura superior. A diferença na quantidade de fendas entre as simulações, deve-se ao facto de ter sido utilizado um ângulo limite de 89° no artigo, enquanto que nesta tese foi considerado um valor de 60° . Tendo em conta que não foi possível conhecer o padrão experimental, não é possível concluir acerca do melhor padrão.

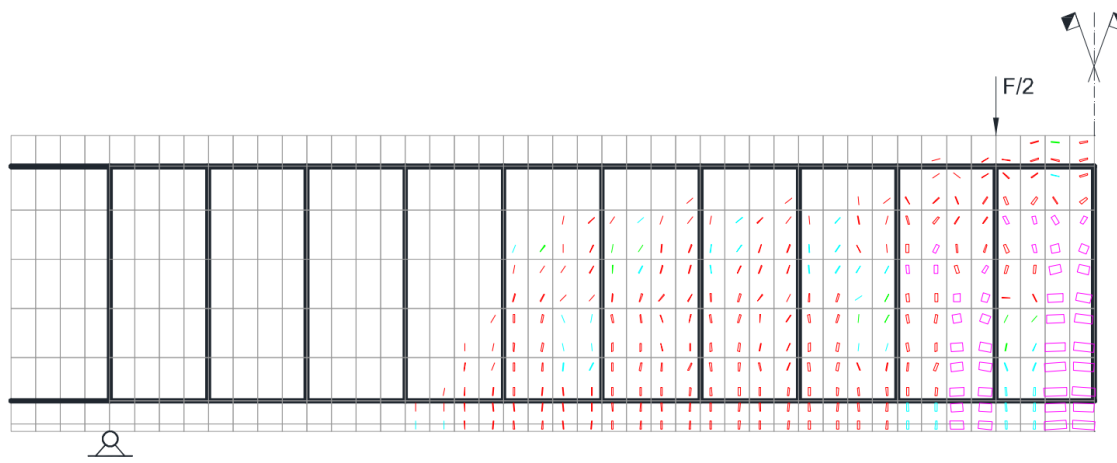


Figura 5.6: Padrão de fendilhação apresentado por Cruz et al. (2011a) da viga de referência para um deslocamento vertical de 11mm

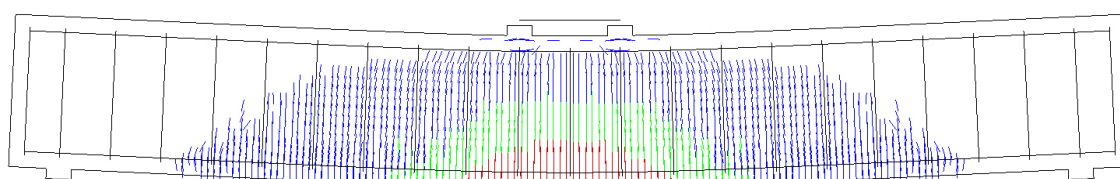


Figura 5.7: Padrão de fendilhação da simulação numérica da viga de referência para um deslocamento vertical de 11mm

Para o último incremento que convergiu, correspondente a um deslocamento vertical de 34.3mm, o padrão de fendilhação pode ser encontrado na figura 5.8.

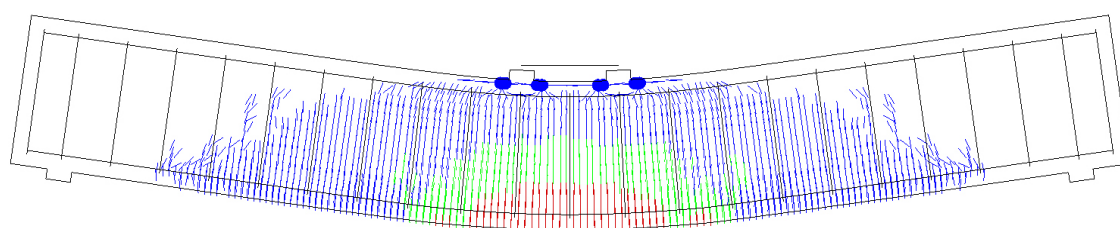


Figura 5.8: Padrão de fendilhação da simulação numérica da viga de referência para o último incremento convergido

No que diz respeito à tensão instalada na armadura inferior (Figura 5.9), obtida numericamente, verifica-se que o aço entrou em cedência, entre 0.55m e 1.55m, mas sem atingir o valor de rotura de 460MPa.

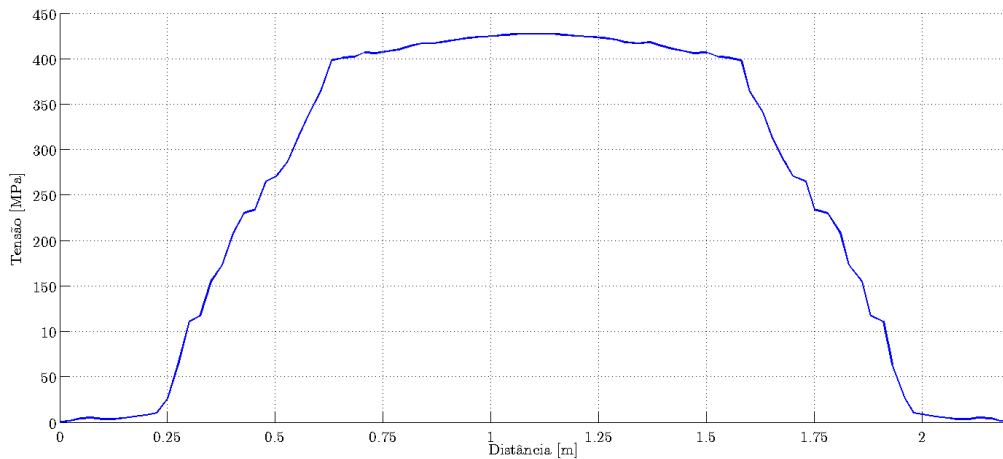


Figura 5.9: Tensão instalada na armadura inferior da viga de referência para o último incremento convergido

5.4 Viga reforçada com a técnica *NSM*

A viga reforçada com a técnica de inserção de laminados no betão de recobrimento encontra-se representada no corte da figura 5.10 e pela vista superior da figura 5.11. Os laminados foram inseridos a uma distância de 0.30m dos apoios e foram instalados extensómetros com redundância nos laminados, nas localizações assinaladas.

Os laminados inseridos no betão de recobrimento da viga foram modelados considerando uma aderência perfeita ao betão envolvente, à semelhança do aço. A malha de elementos finitos não sofreu alterações, nem a região de amolecimento do betão ou de retenção de trações.

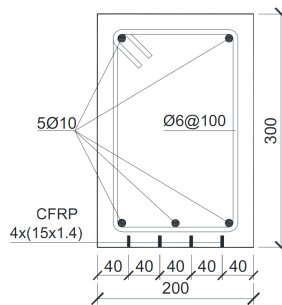


Figura 5.10: Corte da viga reforçada com a técnica *NSM* [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)

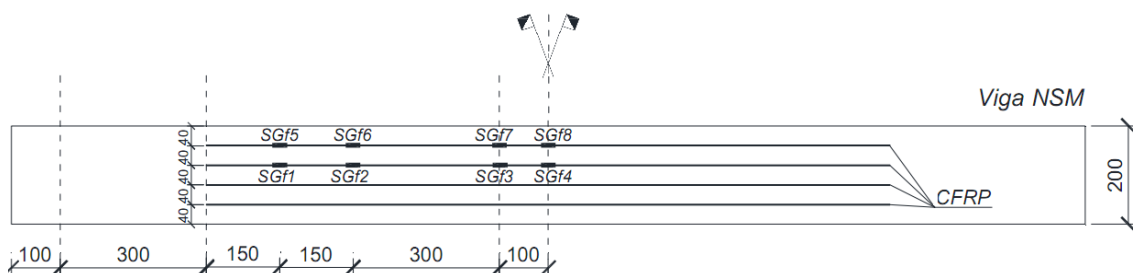


Figura 5.11: Viga reforçada com a técnica *NSM*, vista de cima [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)

O modo de rotura experimental da viga *NSM* corresponde ao destacamento do betão de reco-

brimento por efeito de corte (Figura 5.19), provocado pelas tensões tangenciais do laminado de carbono. Após o destacamento desta camada de betão, a viga resistiu por alguns milímetros, de forma muito semelhante à viga de referência.

O modelo numérico encontra-se na figura 5.12. A azul está representada a zona de amolecimento do betão e a vermelho a zona onde foi considerada a retenção de trações no betão.

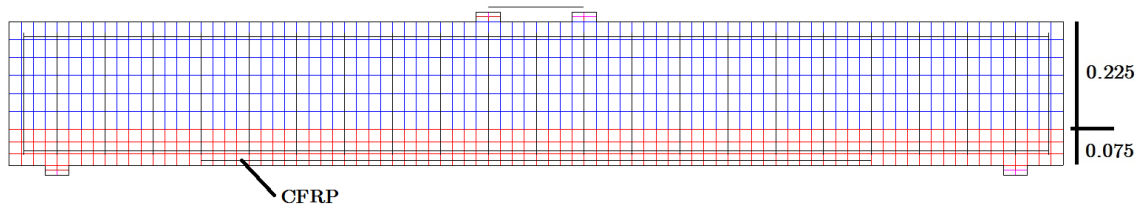


Figura 5.12: Modelação numérica da viga *NSM*

A simulação efetuada (Figura 5.13) conseguiu reproduzir o comportamento da viga até ao valor da carga máxima, não tendo conseguido simular o destacamento do betão, conforme se observa no padrão de fendilhação da figura 5.18. Na viga experimental a cedência ocorreu para uma carga de 104kN e um deslocamento de 4.9mm, enquanto no modelo de cálculo ocorreu para uma força de 96kN e um deslocamento de 4.4mm. A carga máxima verificada na viga experimental foi de 147.3kN com um deslocamento de 14.6mm e na simulação efetuada foi de 154kN para um deslocamento de 14.8mm.

Comparando com a viga de referência, a viga reforçada com a técnica *NSM* registou um aumento de resistência de 86% na viga experimental, enquanto no modelo numérico foi conseguido um incremento de 99%. Verifica-se uma diferença de 13% entre a modelação e o ensaio efetuado.

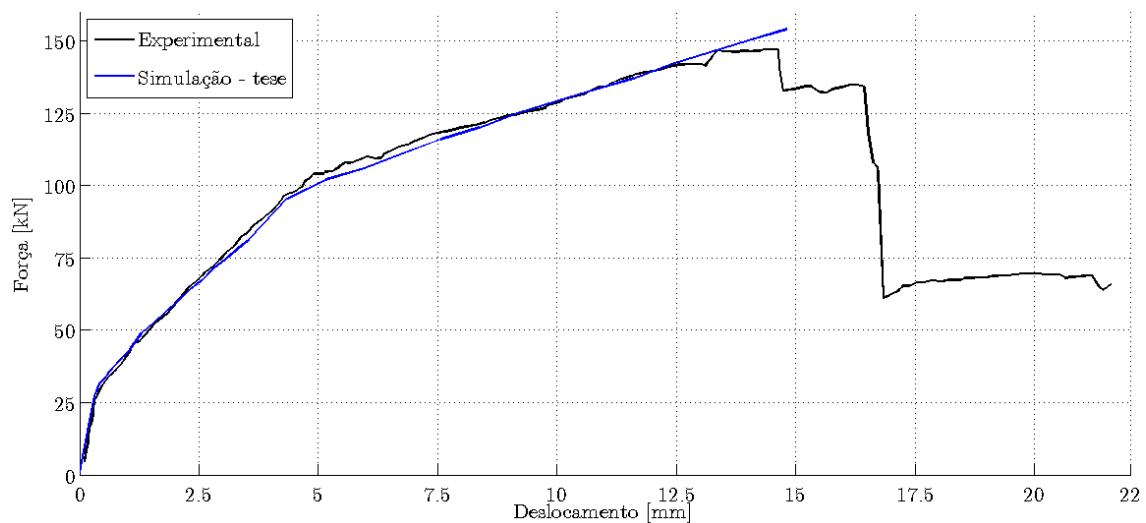


Figura 5.13: Curvas força-deslocamento da viga *NSM*

Com os dados fornecidos pelos extensómetros colocados nos laminados, é possível comparar a tensão instalada durante o ensaio com o valor obtido pela modelação numérica. Os resultados

apresentados na figura 5.13 correspondem aos pontos de cedência e rotura do ensaio experimental e da simulação numérica indicados no parágrafo anterior.

Analisando a figura 5.14, para o comportamento do laminado em cedência, a tensão experimental é ligeiramente superior à verificada na simulação numérica, apresentando no entanto uma boa correspondência.

De realçar, o comportamento anómalo verificado a meio vão, onde a diminuição da tensão instalada no laminado, se deveu à abertura de uma fenda na proximidade do extensómetro.

Relativamente à tensão do laminado na altura da rotura, pode-se constatar que as tensões apresentadas pela simulação numérica são superiores às reais em cerca de 10%, tendo sido utilizado 63% no ensaio experimental e 73% na simulação numérica, da capacidade máxima do laminado. Esta diferença deve-se possivelmente ao facto de ter sido considerado um modelo de aderência perfeita entre o CFRP e o betão, sem considerar o adesivo epóxico, impedindo qualquer deslocamento relativo.

Considera-se que o processo construtivo da viga de reforço pode ainda afetar os resultados obtidos, visto que, na viga ensaiada, a viga foi betonada e posteriormente abriram-se os rasgos no betão para inserção dos laminados, enquanto que no modelo esse processo não é contabilizado, e é desprezada a extensão já instalada na peça e na armadura de aço existente.

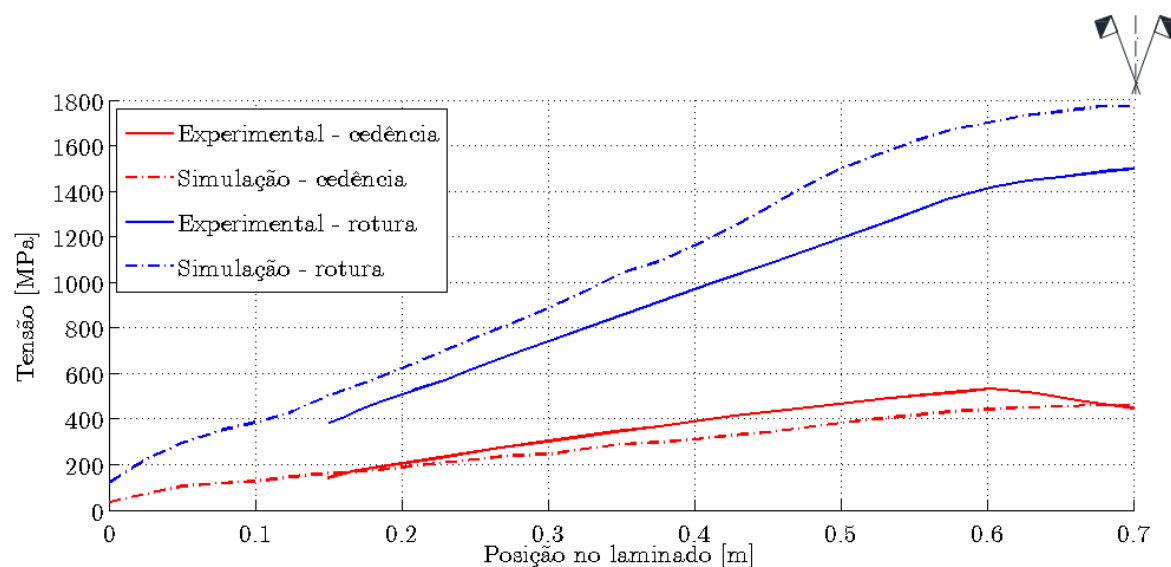


Figura 5.14: Comparação de tensões no laminado da viga *NSM*

Para esta viga, no artigo em análise, são apresentados dois modelos numéricos: um que tenta aproximar o comportamento até à cedência, enquanto outro modelo procura estimar a carga máxima (5.15). Comparando com o modelo apresentado neste trabalho, constata-se que, foi possível reproduzir com bastante rigor o ensaio experimental, não só os pontos notáveis mas também o comportamento e a rigidez da viga.

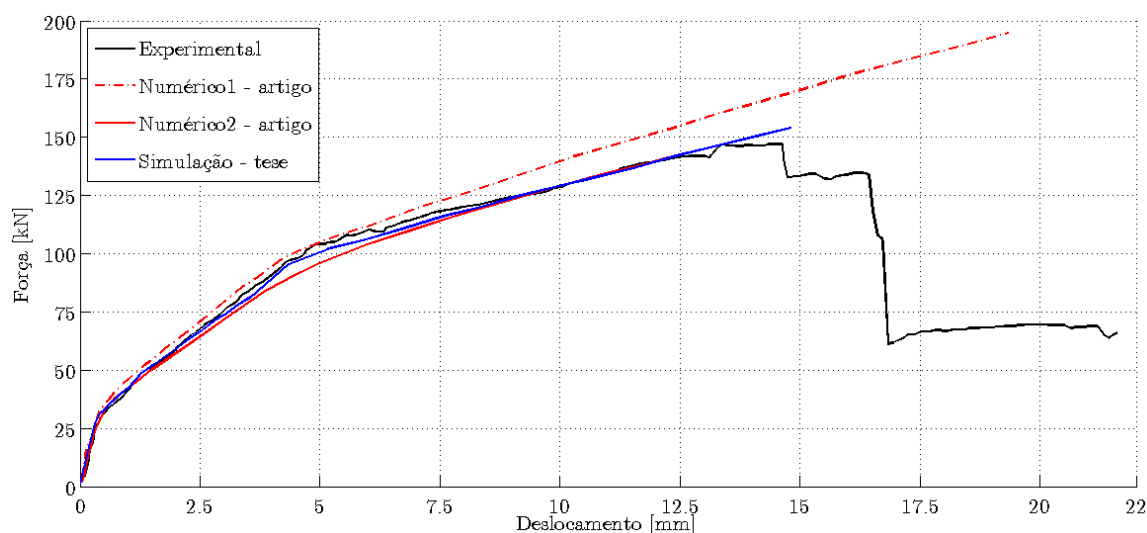


Figura 5.15: Comparação de modelos de cálculo da viga *NSM*

Na figura 5.16 encontra-se a tensão na armadura inferior, correspondente à carga máxima obtida através do modelo numérico. Comparando com a viga de referência (Figura 5.9), a tensão instalada é menor, podendo observar-se que a tensão de cedência praticamente não foi excedida. Por outro lado, verifica-se que o valor da tensão instalada ao longo da armadura é muito superior na viga *NSM*, conseguindo mobilizar o aço até cerca de 0.20m dos apoios, devido ao maior momento instalado na viga.

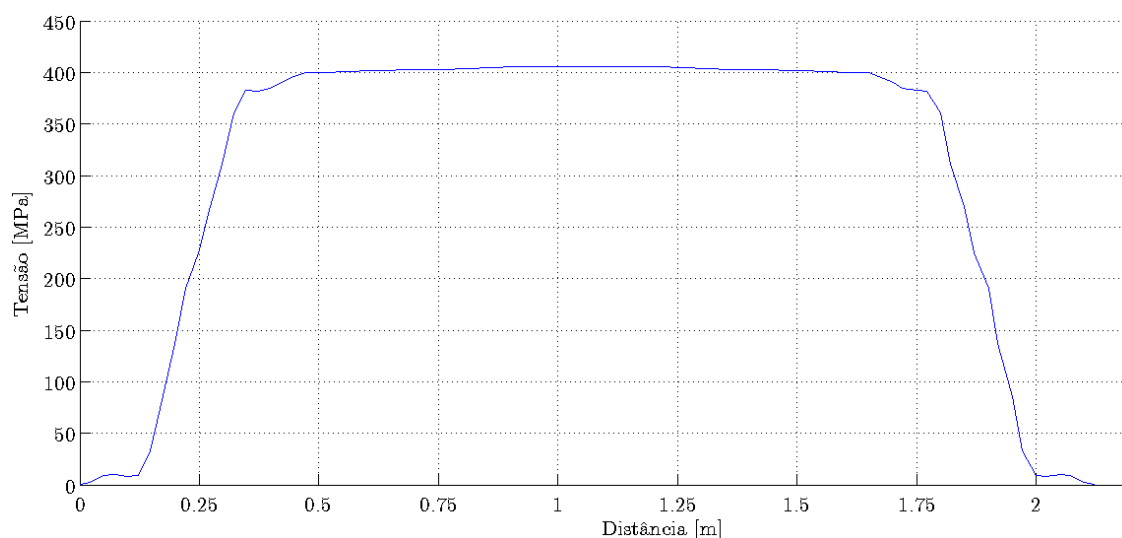


Figura 5.16: Tensão instalada na armadura inferior correspondente à rotura da viga *NSM*

Relativamente ao padrão de fendilhação da simulação numérica 2, apresentado por Cruz et al. (2011a) (Figura 5.17), comparando com o modelo desenvolvido nesta dissertação (Figura 5.18), verifica-se que o padrão obtido pela simulação efetuada, apresenta mais fendas de corte ao longo da armadura superior, assim como esmagamento debaixo das chapa de aplicação da carga e na zona de compressão da viga.

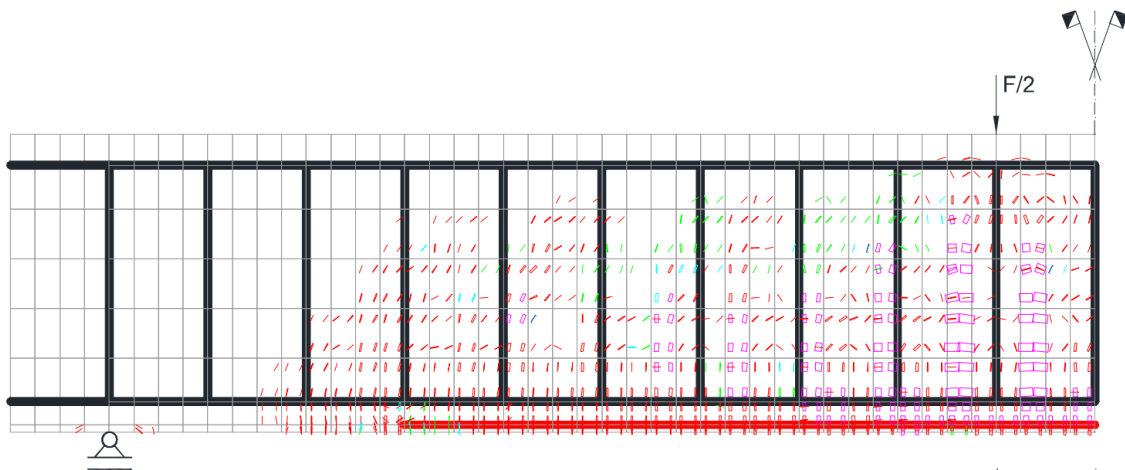


Figura 5.17: Padrão de fendilhação apresentado por Cruz et al. (2011a) do modelo 2 da viga *NSM*

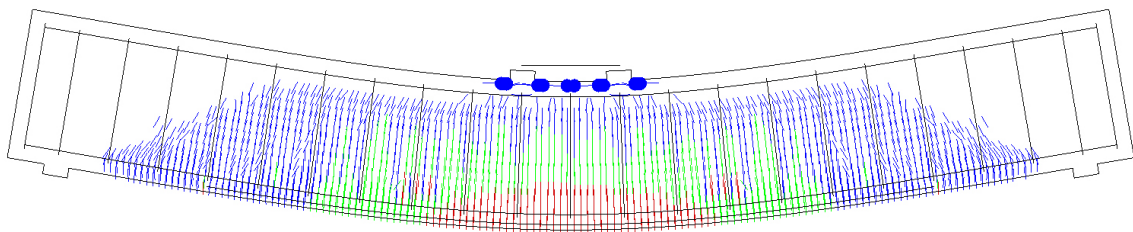


Figura 5.18: Padrão de fendilhação do modelo de cálculo da viga *NSM*

A figura 5.19 ilustra o padrão de fendilhação obtido experimentalmente. Assinala-se a concordância com os dois modelos numéricos que também apresentam fendas inclinadas de corte.



Figura 5.19: Padrão de fendilhação experimental da viga *NSM* (Cruz et al., 2011a)

5.5 Viga reforçada com a técnica *EBR*

O processo de reforço da viga com a técnica *EBR*, introduz um mecanismo de transmissão de tensões entre o laminado de carbono e o betão por intermédio da resina. Este mecanismo, designado por interface, rege-se por uma lei de *bond-slip* e determina transferência de tensões entre o reforço e o betão, assim como o escorregamento entre materiais.

Na figura 5.20 observa-se, genericamente, as diferentes fases de comportamento numa viga submetida à flexão de betão de armado reforçada com *CFRP*, através de uma curva força-deslocamento.

Desta forma, apresenta-se primeiramente a lei utilizada para definir o comportamento da ligação reforço-estrutura e, posteriormente, a modelação efetuada.

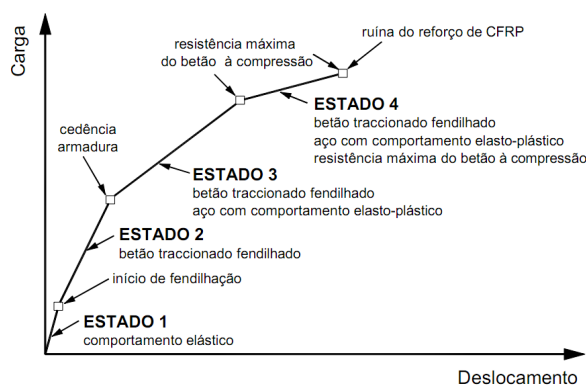


Figura 5.20: Curva genérica força-deslocamento de vigas à flexão (Azevedo, 2008)

5.5.1 Lei de *bond-slip*

Para modelar vigas *EBR* é essencial definir corretamente o funcionamento da interface. A lei de interface foi definida de acordo com o artigo de Lu et al. (2005), que apresenta leis de *bond-slip* específicas para o comportamento de polímeros reforçados com fibra (mantas ou laminados), com diferentes níveis de complexidade, e com uma ótima correspondência com os ensaios laboratoriais. Estas leis foram desenvolvidas após a modelação de 253 ensaios *pull-out* para garantir um maior rigor e obter dados de provetes com diferentes geometrias, comprimentos de colagem e propriedades dos materiais utilizados. Para uma explicação em detalhe acerca dos modelos desenvolvidos, consultar Lu et al. (2005).

A lei adotada consiste numa função bi-linear definida por dois ramos, tendo sido escolhida devido à sua capacidade de representar corretamente os ensaios experimentais (Figura 5.21), aliado à simplicidade. Esta lei tem em linha de conta a geometria do laminado e da viga, a rigidez do FRP e a resistência à tração do betão.

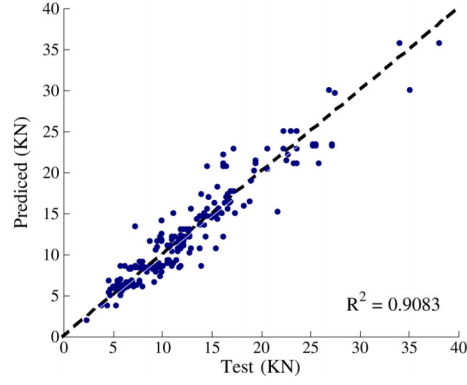


Figura 5.21: Força transmitida em ensaios experimentais comparando com os resultados obtidos pela lei bi-linear (Lu et al., 2005)

A lei bi-linear é definida pela função 5.1:

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{max} \frac{s}{s_0} & \text{para } s \leq s_0 \\ \tau_{max} \frac{s_f - s}{s_f - s_0} & \text{para } s_0 < s \leq s_f \\ 0 & \text{para } s > s_f \end{cases} \quad (5.1)$$

onde:

$$s_0 = 0.0195\beta_w f_{ctm} \quad [mm] \quad (5.2)$$

$$(5.3)$$

$$s_f = \frac{2G_{fi}}{\tau_{max}} \quad [mm] \quad (5.4)$$

$$(5.5)$$

$$G_{fi} = 0.308\beta_w^2 \sqrt{f_{ctm}} \quad [MPa] \quad (5.6)$$

$$(5.7)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2.25 - \frac{b_f}{b_c}}{1.25 + \frac{b_f}{b_c}}} \quad (5.8)$$

$$(5.9)$$

$$\tau_{max} \leq \begin{cases} 1.5\beta_w f_{ctm} & \text{valor máximo obtido pela lei de bond-slip} \\ f_{ctm} & \text{resistência média do betão à tração} \\ f_{adesivo} & \text{capacidade de aderência da resina} \end{cases} \quad (5.10)$$

onde:

τ_{max} - tensão máxima de aderência em MPa, dada pelo menor dos valores da equação 5.10

s_0 - escorregamento correspondente à tensão máxima (equação 5.3)

s_f - escorregamento final antes da rotura da ligação, correspondendo a uma tensão nula de aderência (equação 5.5)

β_w - fator que relaciona a largura de colagem do laminado b_f , com a largura da viga b_c (Figura 5.22, equação 5.9 - dimensões em milímetros)

f_{ctm} - resistência média à tração do betão em MPa

G_{fi} - energia de fratura da interface (equação 5.7)

O valor utilizado de f_{ctm} encontra justificação no facto do laminado ser colado ao longo de um determinado comprimento. Justifica-se assim a adoção de um valor médio, ao invés do valor mínimo anteriormente utilizado para prever a formação de fendas, que ocorre numa zona muito localizada.

Desta forma, a lei bi-linear assume o formato da figura 5.23.

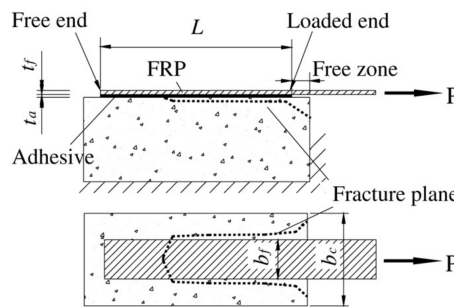


Figura 5.22: Valor de b_f e b_c (Lu et al., 2005)

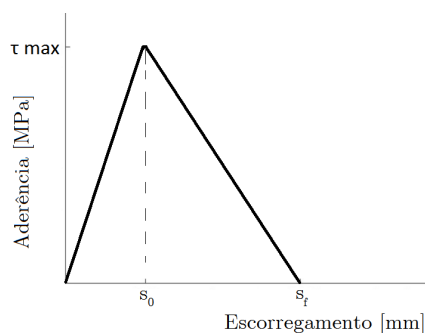


Figura 5.23: Lei de bond-slip bi-linear

O comprimento de colagem assume um papel fundamental na transferência de tensões entre o betão e o laminado, à semelhança do comprimento de amarração no aço, pelo que é importante garantir que a resistência não é afetada por um comprimento insuficiente.

Qualquer que seja o modelo de *bond-slip* escolhido, considerando a energia de fratura da interface, a força máxima transmitida é dada pela equação 5.11, desde que se garanta um

comprimento de colagem L , superior ao especificado pela equação 5.12. Este comprimento L_e é o comprimento efetivo de colagem, necessário para mobilizar 99% da tensão de aderência (Lu et al., 2005).

$$P_u = \frac{b_f}{1000} \sqrt{2E_f t_f G_{fi}} \quad [kN] \quad (5.11)$$

onde:

E_f - módulo de elasticidade do FRP em MPa

t_f - espessura do FRP em milímetros

$$L_e = a + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(a\lambda_2)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(a\lambda_2)} \quad [mm] \quad (5.12)$$

em que:

$$a = \frac{1}{\lambda_2} \arcsin\left(0.99 \sqrt{\frac{s_f - s_0}{s_f}}\right)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{s_0 E_f t_f}}$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{(s_f - s_0) E_f t_f}}$$

Para um comprimento inferior, a força máxima transmitida é afetada por um fator β_1 , fornecido pela equação 5.13. Desta forma, obtém-se uma força reduzida (equação 5.14).

$$\beta_1 = \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e}\right) \quad (5.13)$$

$$P_{u,red} = \frac{\beta_1}{1000} P_u \quad [kN] \quad (5.14)$$

5.5.2 Modelação da viga *EBR*

Na figura 5.24 encontra-se um corte da viga reforçada com a colagem externa dos laminados de fibra de carbono, e na figura 5.25 apresenta-se a vista superior da viga e a localização dos extensómetros.

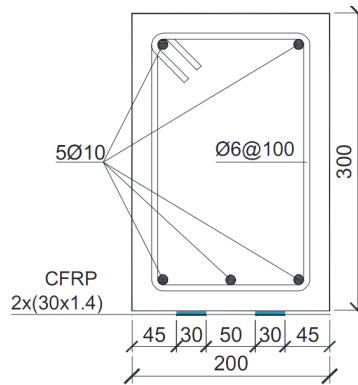


Figura 5.24: Corte da viga reforçada com a técnica *EBR* [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)

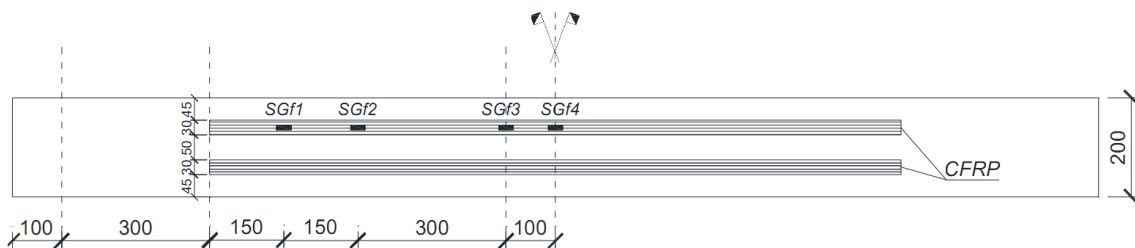


Figura 5.25: Viga reforçada com a técnica *EBR*, vista de cima [Dimensões em mm] (Cruz et al., 2011a)

Para efetuar a modelação da viga reforçada com a técnica *EBR*, conforme referido, foi necessário simular de forma adequada a interface entre o laminado e o betão. Desta forma, o laminado foi simulado recorrendo a elementos do tipo treliça, denominados *L2TRU* no *DIANA* (Figura 5.26). Estes elementos apenas têm esforço axial, dado o comprimento do laminado ser muito superior à sua espessura (1000 vezes mais), pelo que o momento resistente é praticamente nulo, sendo desprezado. Para além disso, o laminado é caracterizado com um comportamento linear até à rotura.

A interface é simulada no *DIANA* com elementos do tipo *L8IF*, que simulam a interface entre linhas da malha de elementos finitos, recorrendo a 2 pontos (Figura 5.27), permitindo deslocamentos em x e y , e recorre à interpolação linear entre pontos. A lei de bond-slip é aplicada a estes elementos, não sendo modelada diretamente a resina e as suas propriedades, eliminando a possibilidade de rotura ao longo da interface.



Figura 5.26: Elemento de treliça *L2TRU* (Diana, 2012)

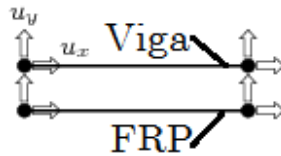


Figura 5.27: Elemento de interface *L8IF* (Diana, 2012)

Na figura 5.28 encontra-se a modelação efetuada da viga *EBR*. A região de amolecimento e de retenção de trações não sofreu qualquer variação comparando com a viga de referência.

A respetiva lei de *bond-slip*, definida de acordo com o exposto na secção 5.5.1, adota os seguintes valores: $\tau_{max} = 3\text{MPa}$, $s_0 = 0.08\text{mm}$ e $s_f = 0.50\text{mm}$.

De salientar ainda o aumento do valor do coeficiente de rigidez utilizado ter sido de $\beta = 0.3$ ao invés de $\beta = 0.1$. Tal opção deve-se ao aumento da rigidez da viga quando reforçada com a técnica *EBR*, o que conduz a uma maior capacidade de transferência de tensões de corte, resultando numa menor abertura de fendas.

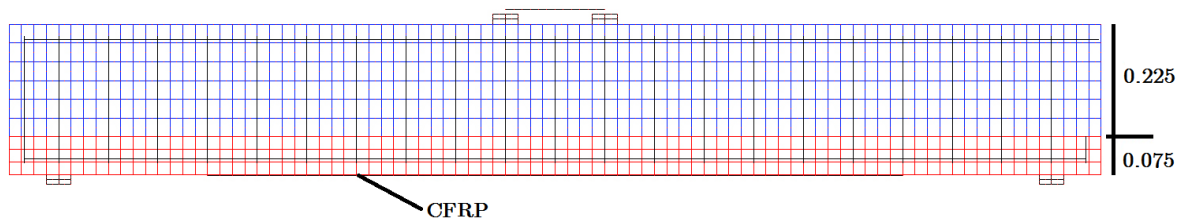


Figura 5.28: Modelação da viga *EBR*

No ensaio experimental, o modo de rotura ocorreu por descolamento do laminado, conforme se observa na figura 5.29. Está assim patente a fraca capacidade da resina utilizada para o betão em causa, visto ter uma capacidade de aderência bastante inferior ao valor de f_{ctm} do betão das vigas. A perda do reforço é facilmente comprovada pelo facto de, após o descolamento dos laminados, a viga apresentar uma resistência não muito inferior à da viga de referência.



Figura 5.29: Deslocamento dos laminados da viga *EBR* (Cruz et al., 2011a)

A modelação realizada (Figura 5.30) apresentou-se, no geral, menos rígida que o ensaio experimental. No entanto, conseguiu-se simular de forma bastante realista o comportamento

durante a fase inicial antes da cedência.

No ensaio experimental verificou-se uma força de cedência de 90kN para um deslocamento de 4.1mm, enquanto na modelação efetuada ocorreu para uma força de 72.5kN com um deslocamento de 3.3mm. Relativamente à carga de rotura, no ensaio experimental o valor obtido foi de 108.4kN para um deslocamento de 7.4mm e na modelação obteve-se 107kN para um deslocamento de 8mm. No modelo em causa, não se conseguiu captar o descolamento do laminado.

Desta forma, experimentalmente, verificou-se um acréscimo de resistência de 37% comparando com a viga de referência, enquanto que entre modelos de cálculo registou-se um aumento de 39%, o que corresponde a uma diferença de 2% entre a modelação e a campanha experimental.

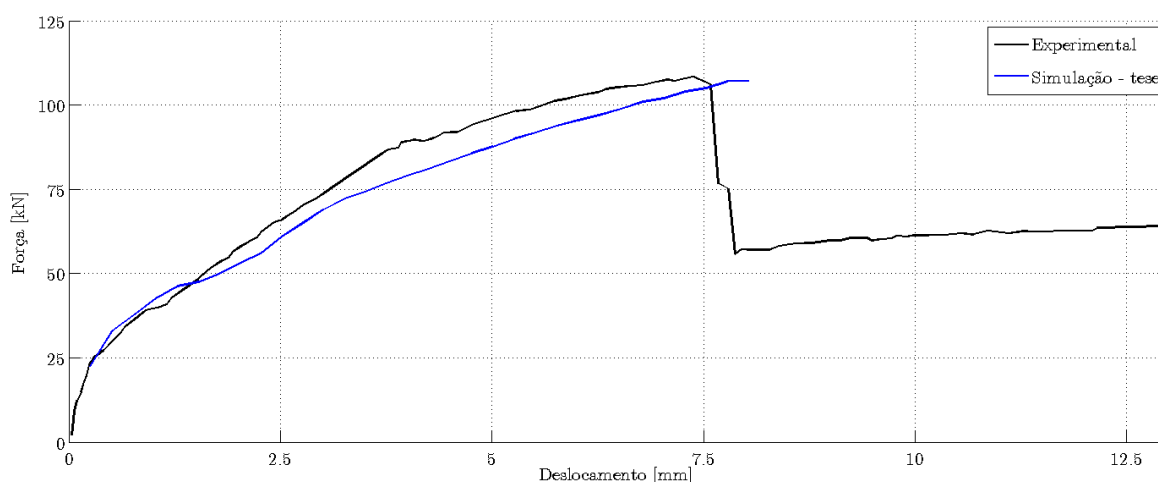


Figura 5.30: Curvas força-deslocamento da viga *EBR*

No que diz respeito à tensão instalada no laminado, através dos dados obtidos pelos extensómetros, é possível comparar o nível das tensões verificadas experimentalmente e na modelação. A comparação efetuada remete para os pontos notáveis referidos no parágrafo anterior, correspondendo à cedência e rotura, quer experimental, quer numérica.

Analisando a figura 5.31, verifica-se que a tensão experimental instalada no laminado, é superior à obtida numericamente. Deve-se no entanto ressaltar que o facto de no ensaio experimental a entrada em cedência ter ocorrido para um ponto com maior força atuante, que por sua vez solicitou de forma mais intensa o laminado. No que diz respeito à rotura, a modelação efetuada consegue estimar de forma bastante aproximada o comportamento do laminado, verificando-se uma diferença de tensões de 9%.

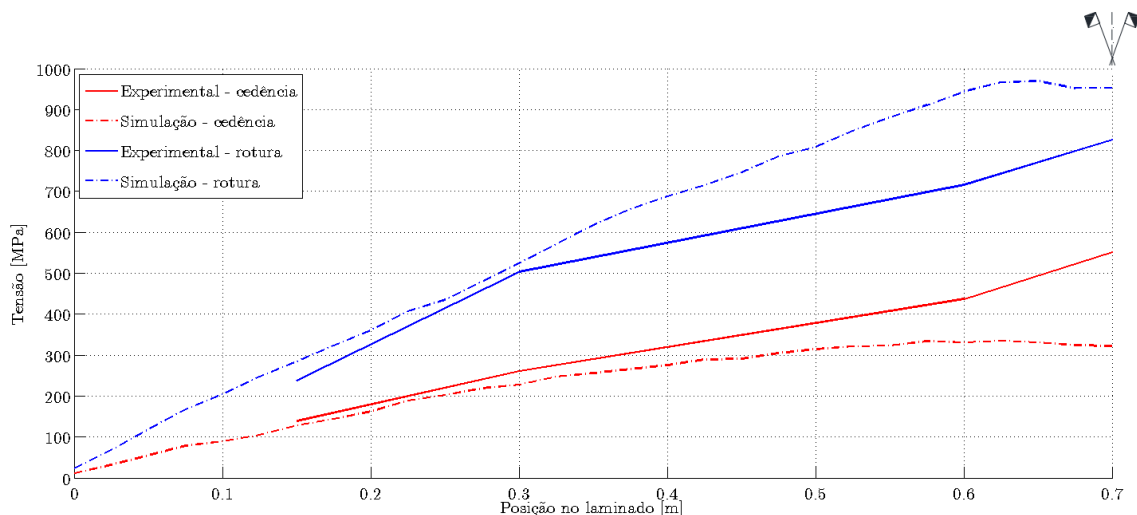


Figura 5.31: Comparação de tensões no laminado da viga *EBR*

O artigo de Cruz et al. (2011a) apresenta também a simulação numérica desta viga (Figura 5.32), tendo os autores conseguido uma correspondência perfeita com a viga ensaiada, inclusive após o descolamento do laminado. De salientar apenas que os autores procuraram ajustar uma lei de escorregamento ao comportamento experimental, ao contrário da lei utilizada nesta tese, que pretende ser uma lei de aplicação direta, sem procurar qualquer ajuste face aos ensaios realizados.

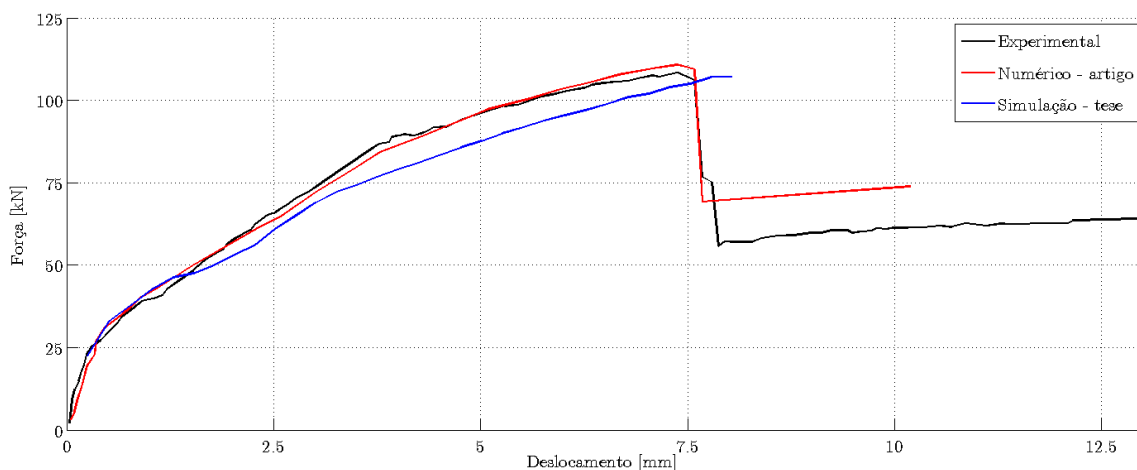


Figura 5.32: Comparação de modelos de cálculo da viga *EBR*

Relativamente à tensão instalada na armadura inferior (Figura 5.33), observa-se um comportamento muito irregular do aço, devido ao escorregamento do laminado. Este facto é simples de se verificar visto as tensões irregulares corresponderem à proximidade das extremidades dos laminados.

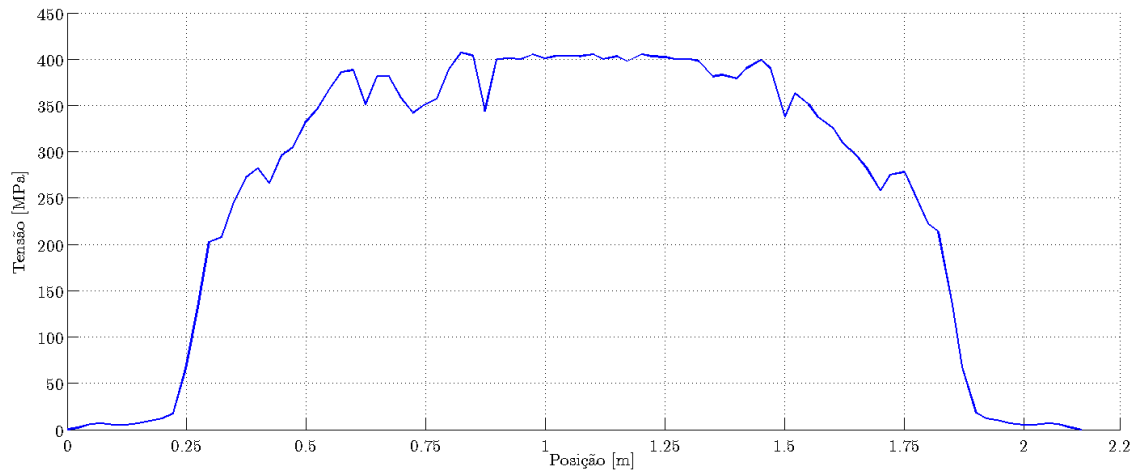


Figura 5.33: Tensão instalada na armadura inferior da viga *EBR* para o último incremento convergido

A fotografia apresentada do ensaio experimental não é conclusiva acerca do padrão de fendilhação, sendo comparado a fendilhação obtida nesta tese e a apresentada no artigo em estudo. As figuras 5.34 e 5.35 confrontam estes resultados. Pode-se concluir que ambos os padrões são muito semelhantes, inclusive na presença de fendas imediatamente após o fim do laminado, assim como na presença de fendas inclinadas.

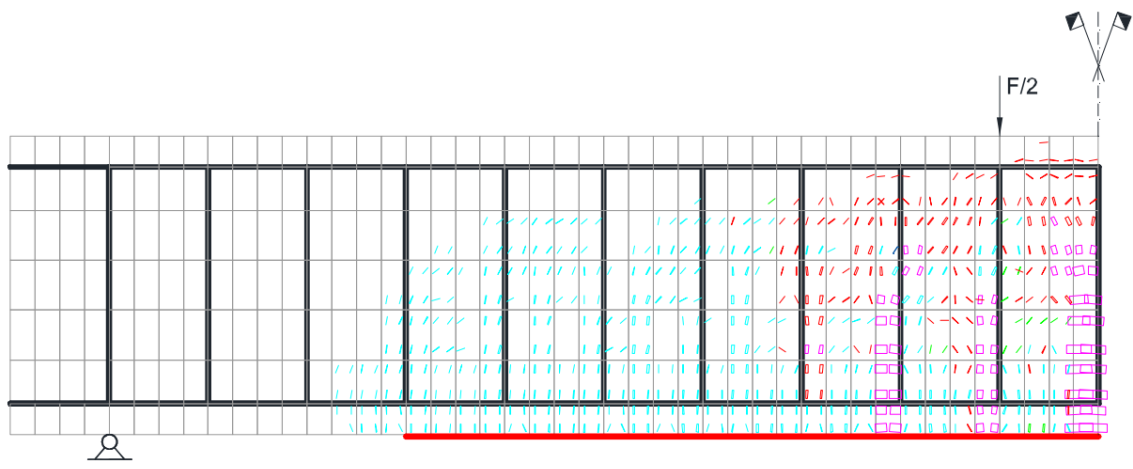


Figura 5.34: Padrão de fendilhação apresentado por Cruz et al. (2011a) da viga *EBR*

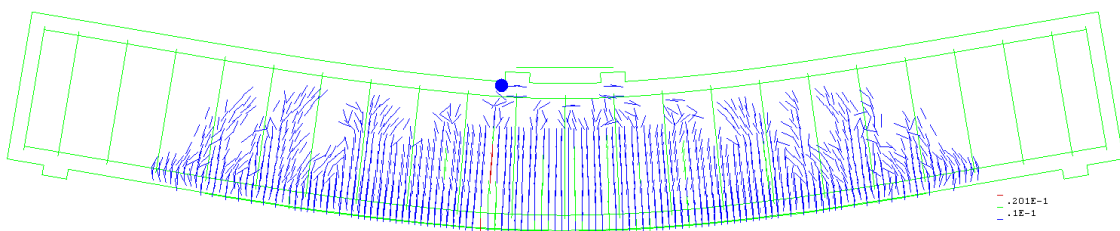


Figura 5.35: Tensão instalada na armadura inferior da viga *EBR* para o último incremento convergido

5.6 Influência da área do laminado

Validado o modelo numérico desenvolvido, com o objetivo de se obter uma estimativa numérica sobre a influência da área de reforço, foram efetuadas simulações com diferentes áreas de laminado.

Desta forma, modelou-se quer a viga *NSM* quer a viga *EBR*, reforçadas com 1, 2 e 3 laminados.

5.6.1 Viga *NSM*

Os resultados da viga *NSM* encontram-se resumidos no gráfico da figura 5.36 e na tabela 5.2.

Tabela 5.2: Influência da área de laminado com a técnica *NSM*

Área [cm ²]	Cedência		Rotura		Tensão máx. no laminado [MPa]	Aumento de resistência ¹
	Força [kN]	Deslocamento [mm]	Força [kN]	Deslocamento [mm]		
0.423	81	5	126	17.7	Rotura	63%
0.846	96	4.4	154	14.8	1770	99%
1.269	101	4.8	184	15.2	1650	140%

Nota¹: o incremento de resistência é determinado com o valor obtido numericamente da viga de referência

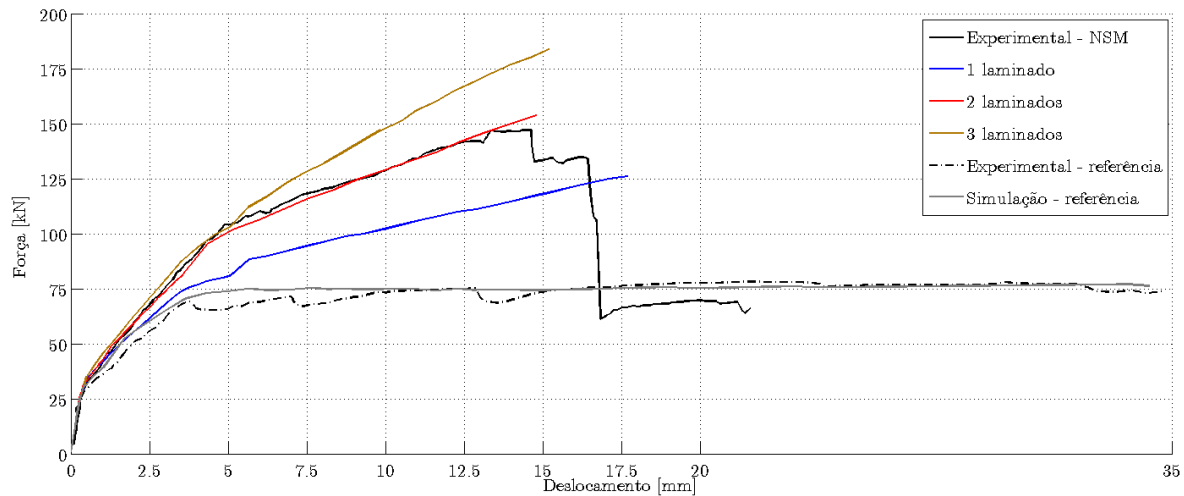


Figura 5.36: Comparação da área de laminados na viga *NSM*

A viga reforçada com a inserção de 1 laminado registou um aumento de resistência de 63%, associado a um ganho de ductilidade quando comparado com a inserção de 2 ou 3 laminados. A rotura da viga deveu-se à rotura do laminado, que apresentava uma tensão resistente de 2435 MPa.

Para um reforço com 2 laminados, a análise encontra-se na secção 5.4.

Com a inserção de 3 laminados, conseguiu-se um incremento de resistência de 240% quando comparado com a viga de referência, com 68% de mobilização efetiva do laminado.

Na figura 5.37 encontra-se representada a tensão mobilizada nos laminados, quer na cedência, quer na rotura, para os pontos notáveis da tabela 5.2. De salientar que quanto menor a área de reforço instalada, maior a tensão instalada, na rotura. Em cedência, o comportamento entre 2 e 3 laminados inverteu-se, o que não era de prever.

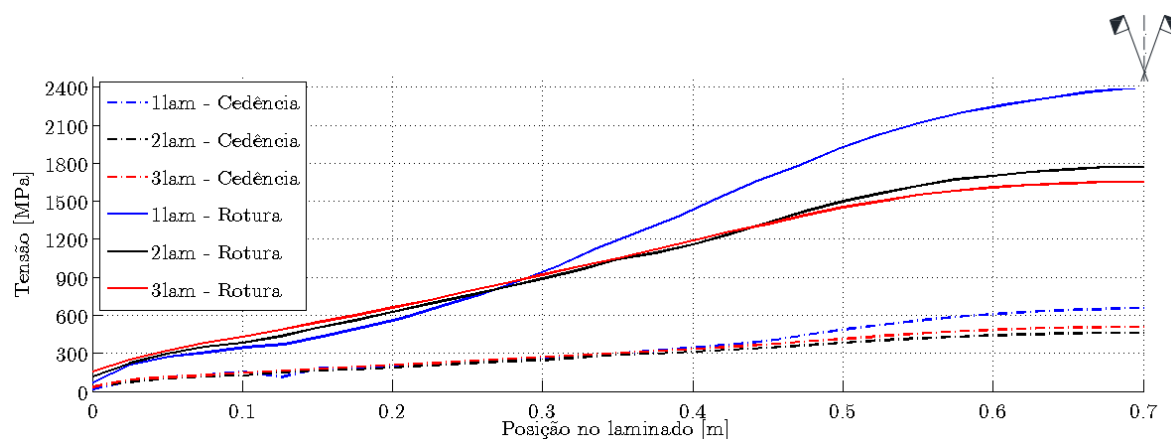


Figura 5.37: Comparação da tensão nos laminados na viga *NSM* em função da quantidade de reforço

Relativamente à fendilhação exibida pelas vigas, para o último incremento convergido, apresenta-se na figura 5.38 o padrão para o reforço com 1 laminado, na figura 5.18 o reforço com 2 laminados e na figura 5.39 para o reforço efetuado com a inserção de 3 laminados. Pode-se constatar que todos os padrões são semelhantes, variando apenas na quantidade de fendas abertas, com 1 laminado a exibir menos fendas que 2 laminados, que por sua vez exibe menos fendilhação que 3 laminados. A fendilhação exibida não sofre qualquer alteração no que diz respeito à inclinação ou origem das fendas.

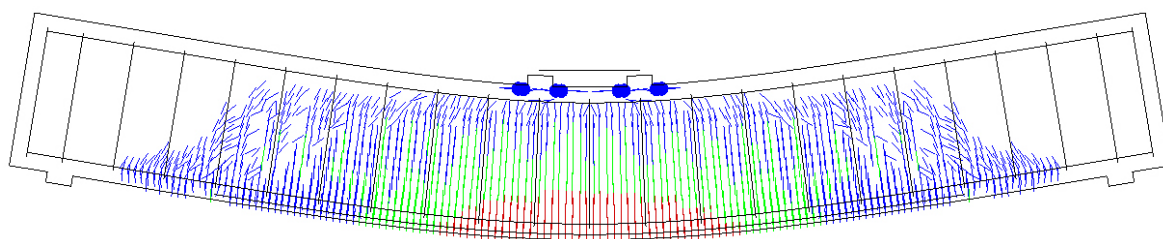


Figura 5.38: Padrão de fendilhação para a viga *NSM* com 1 laminado

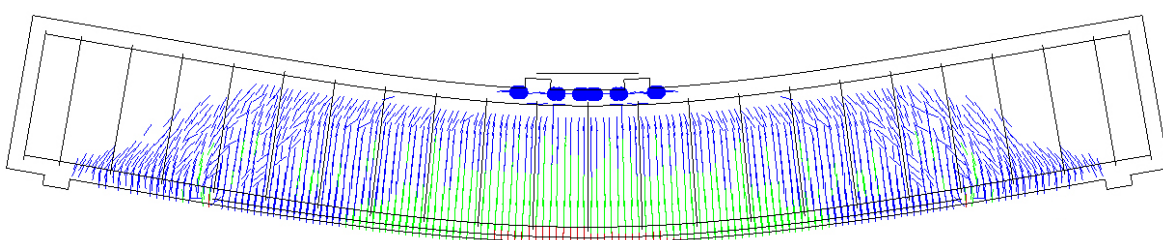


Figura 5.39: Padrão de fendilhação para a viga *NSM* com 3 laminados

5.6.2 Viga *EBR*

A alteração do número de laminados na viga *EBR* afeta a lei de *bond-slip* adotada, visto as superfícies de contacto serem distintas, embora o valor de τ_{max} se mantenha inalterado.

Desta forma obtém-se para 1 laminado uma lei definida por $s_0 = 0.09\text{mm}$ e $s_f = 0.60\text{mm}$, e para 3 laminados com os valores de $s_0 = 0.076\text{mm}$ e $s_f = 0.4238\text{mm}$. Para 2 laminados, os valores encontram-se na secção 5.5.2.

Os resultados obtidos encontram-se representados graficamente na figura 5.40 e resumidos na tabela 5.3. No gráfico apresentado foi incluída a curva força-deslocamento obtida experimentalmente e numericamente da viga não reforçada, de forma a comparar o comportamento da viga após reforço.

Para 1 laminado, embora o valor resistente após reforço seja inferior à viga de referência, o deslocamento associado a essa força é muito inferior devido à maior rigidez da viga.

Com um reforço de 2 laminados, verificou-se um incremento de resistência de cerca de 40%. A análise aos resultados encontra-se na secção 5.5.2.

Para 3 laminados, conseguiu-se um incremento de resistência na ordem dos 50%, o que se entende ser um reforço muito considerável para a técnica *EBR*.

No conjunto dos resultados, o reforço efetuado com 2 e 3 laminados conduz a um aumento de carga última muito significativo, à custa do aumento da rigidez da viga e conseqüente perda de ductilidade. A entrada em cedência é difícil de distinguir, indiciando uma rotura frágil, o que é sempre indesejável no comportamento das estruturas.

A tensão instalada nos laminados, representou uma mobilização entre 33% para 1 laminado, 40% para 2 laminados e 34% para 3 laminados, da tensão máxima resistente.

Tabela 5.3: Influência da área de laminado com a técnica *EBR*

Área [cm ²]	Cedência		Rotura		Tensão máx. no laminado [MPa]	Aumento de resistência ¹
	Força [kN]	Deslocamento [mm]	Força [kN]	Deslocamento [mm]		
0.423	64	3.2	76	6.6	807	-2%
0.846	72.5	3.3	107	8	969	39%
1.269	84	3.9	118	8	831	53%

Nota¹: o incremento de resistência é determinado com o valor obtido numericamente da viga de referência

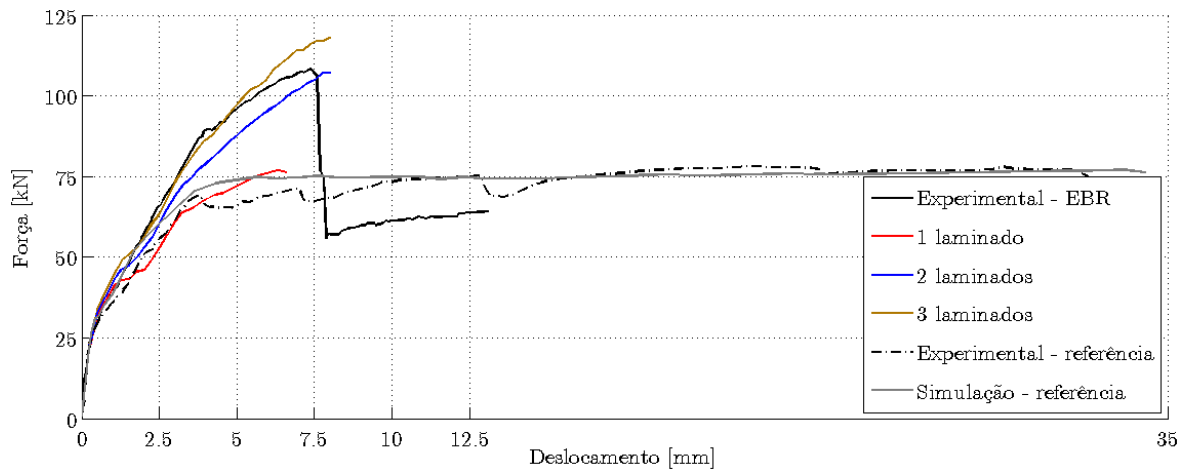


Figura 5.40: Comparação da área de laminados na viga *EBR*

Relativamente ao padrão de fendilhação, para o último incremento convergido, no caso do reforço com 1 laminado (Figura 5.41), devido ao menor deslocamento verificado, observa-se um menor número de fendas abertas quando comparado com reforço de 2 e 3 laminados.

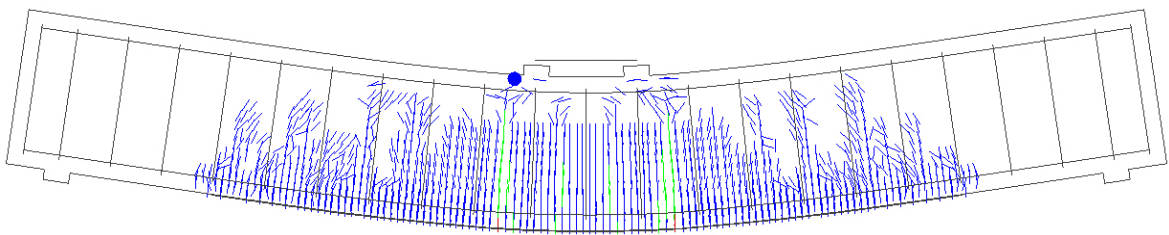


Figura 5.41: Padrão de fendilhação com reforço de 1 laminado na viga *EBR*

Para 2 laminados, o padrão de fendilas encontra-se ilustrado na figura 5.35.

No caso do reforço com 3 laminados, na figura 5.42 é curioso constatar a perturbação verificada na extremidade do laminado, aparentando tratar-se do destacamento de betão por corte na extremidade do laminado, assim como a cedência da armadura inferior. A orientação das fendilas na extremidade do laminado demonstram fendilas de corte.

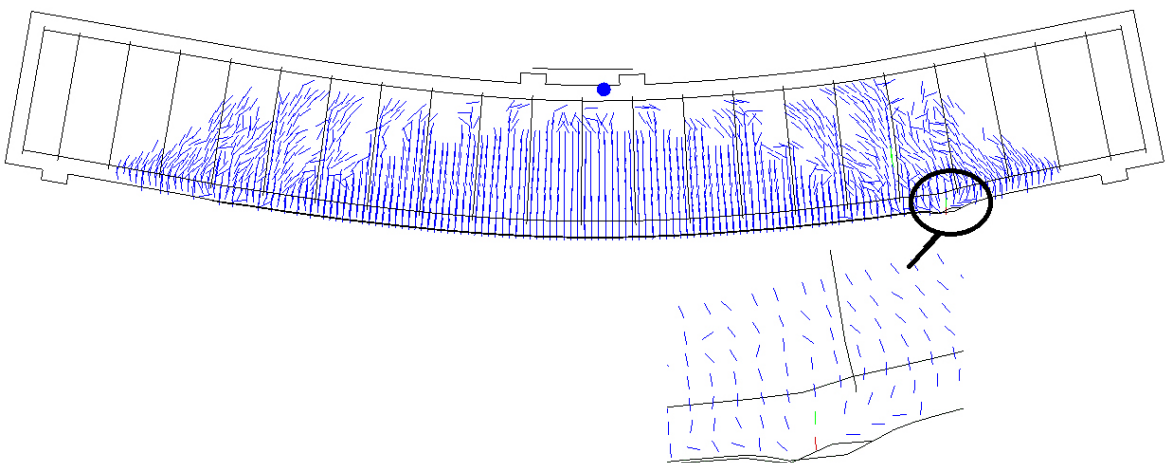


Figura 5.42: Padrão de fendilhação com reforço de 3 laminado na viga *EBR*

5.6.3 Considerações

No caso das vigas reforçadas com a técnica *NSM*, visto os laminados inseridos no betão envolvente, conclui-se que quanto maior a quantidade de reforço instalada, maior a resistência da viga. Este incremento não é linear, pois a duplicação da área de laminado, no caso de 1 para 2 laminados, levou a um acréscimo de 36% e de 2 para 3 laminados verificou-se um incremento de 40%.

Os resultados obtidos nas vigas reforçadas com a técnica *EBR*, com 1 laminado são inconclusivos devido à divergência apresentada, embora o valor da rotura tenha ocorrido para um menor deslocamento, evidenciando a maior rigidez da viga. Relativamente à alteração de 2 para 3 laminados, ou seja, um aumento de 50% da área de reforço, traduziu-se num incremento de resistência de 14%.

5.7 Influência do comprimento do laminado

De modo a estudar a influência do comprimento de colagem dos laminados, nas vigas ensaiadas experimentalmente com laminados de 140cm, posicionados a 30cm dos apoios, foram efetuadas simulações com laminados de 80cm de comprimento (afastados 60cm dos apoios), e com comprimento total entre apoios.

5.7.1 Viga *NSM*

Na figura 5.43 comparam-se os resultados obtidos para a viga *NSM*.

Os laminados com 80cm de comprimento demonstraram uma amarração insuficiente, pelo que a resistência alcançada ficou 25% aquém dos laminados com 140cm e com comprimento total entre apoios. Para os laminados com 140cm e com comprimento total entre apoios, a diferença de resistência é negligenciável (4%), variando apenas 2 mm no deslocamento vertical da viga.

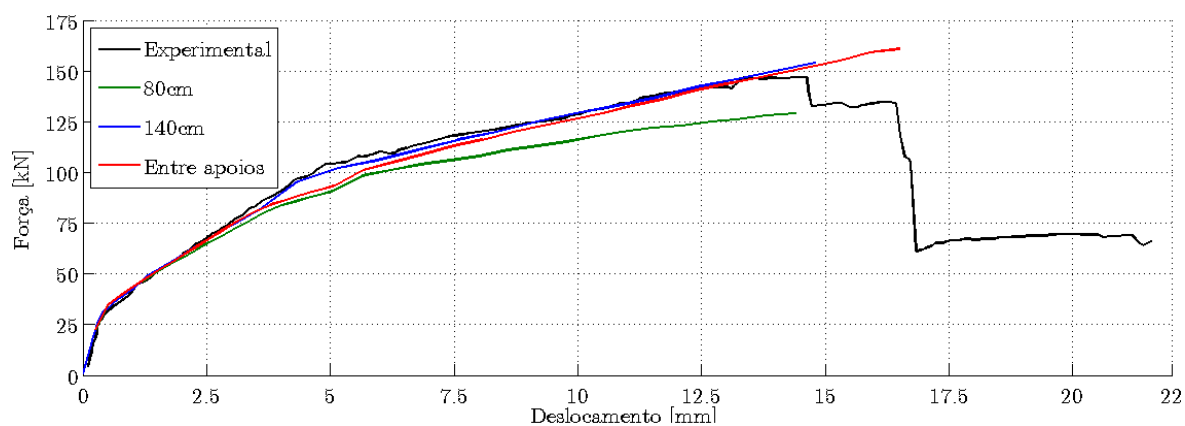


Figura 5.43: Comparação de diferentes comprimentos de laminados na viga *NSM*

Na figura 5.44 encontra-se representada as tensões instaladas para o último incremento convergido, em função dos diferentes comprimentos de colagem. Verifica-se que quanto maior o

comprimento do laminado, mais eficaz é a transferência de tensões entre o laminado e o betão, pelo que a mobilização do laminado é superior.

Observa-se também na figura 5.44, para um comprimento entre apoios, uma zona de tensão nula, que corresponde, teoricamente, a uma zona em que poderia ser efetuada a dispensa do laminado.

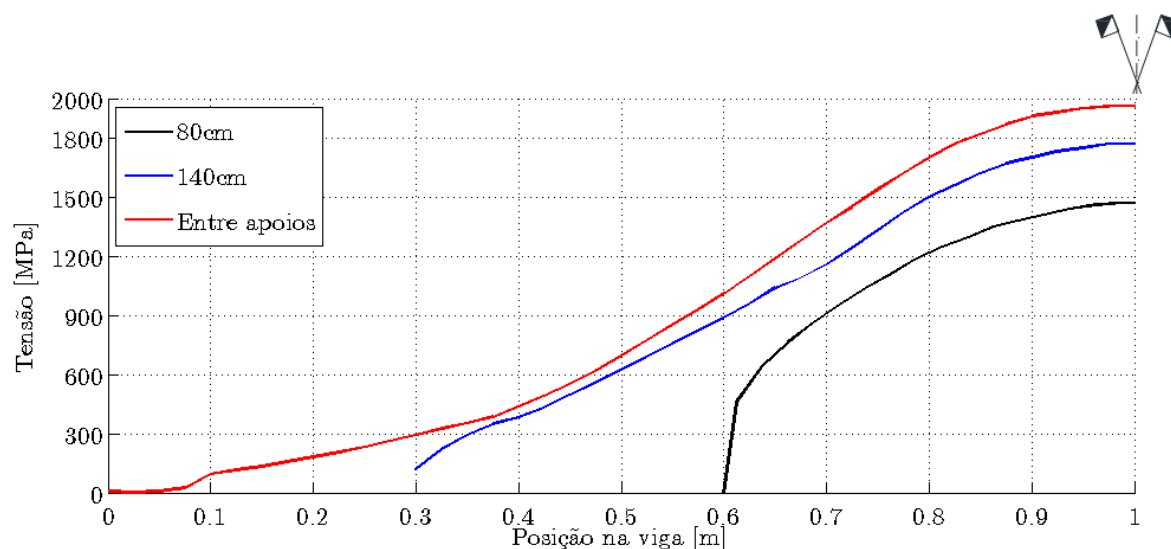


Figura 5.44: Comparação da tensão instalada nos laminados para diferentes comprimentos na viga *NSM*

5.7.2 Viga *EBR*

Analisando a figura 5.45, à semelhança da viga *NSM*, demonstra-se que um comprimento de colagem insuficiente conduz a um reforço ineficaz, com a agravante na técnica *EBR*, de levar à ruína prematura da ligação laminado-betão, resultando numa resistência 46% inferior quando comparado com os outros comprimentos de colagem. Entre 140cm de comprimento e um comprimento entre apoios, não se verificaram quaisquer diferenças.

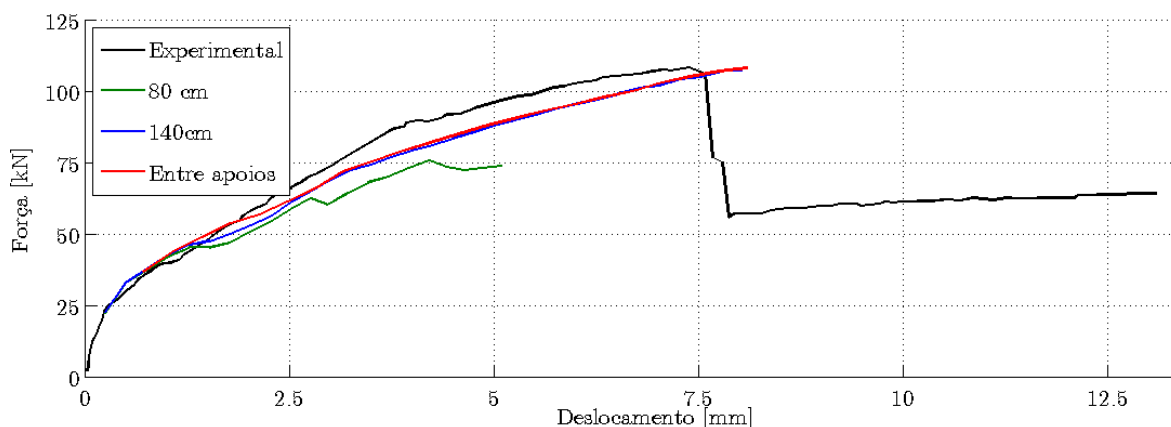


Figura 5.45: Comparação de diferentes comprimentos de laminados na viga *EBR*

Relativamente à tensão instalada nos laminados, apresenta-se na figura 5.46 a tensão para o último incremento convergido. Observa-se que entre 140cm de comprimento e um compri-

mento entre apoios, a tensão máxima atingida é a mesma nos dois casos, o que está patente na igual resistência atingida pelas vigas. À semelhança da viga *NSM*, verifica-se uma zona de tensão nula quando se aplica o laminado entre apoios.

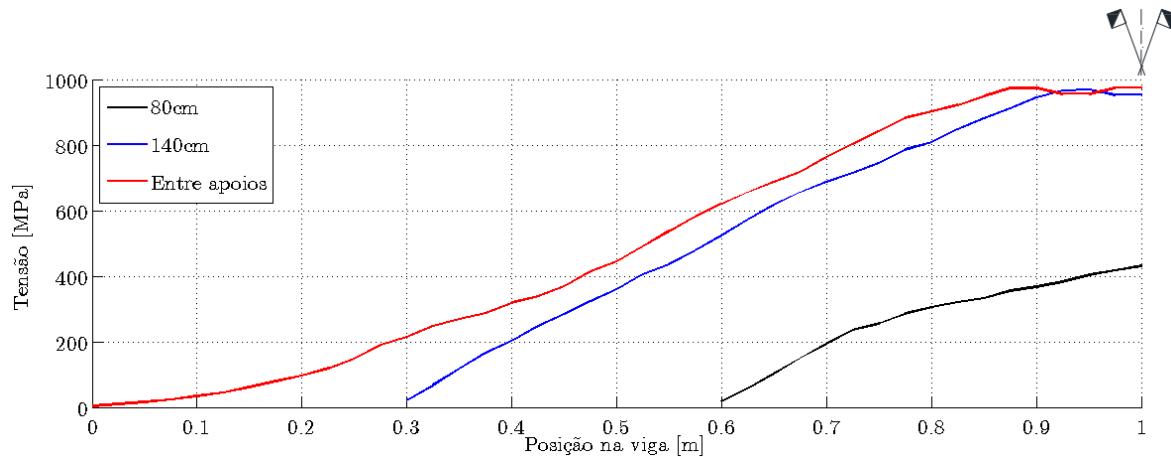


Figura 5.46: Comparação da tensão instalada nos laminados para diferentes comprimentos na viga *EBR*

5.7.3 Considerações

Através da variação do comprimento dos laminados, verifica-se a existência de um comprimento efetivo, a partir do qual deixa de existir influência no comportamento da viga.

Contudo, de forma a garantir o melhor comportamento possível, deve-se aplicar sempre os laminados a todo o comprimento entre apoios, indo de encontro ao preconizado na generalidade das normas e manuais.

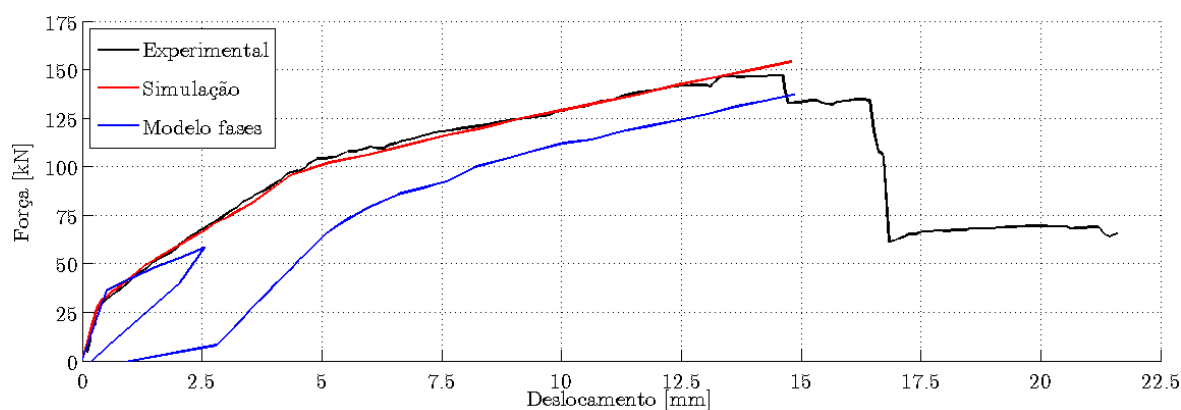
5.8 Modelo por fases

O modelo por fases implementado pretende avaliar a eficácia do reforço quando não é simulado desde o início do carregamento. Desta forma, aproxima-se o comportamento da viga a uma situação em que se alivia o elemento de todas as cargas instaladas.

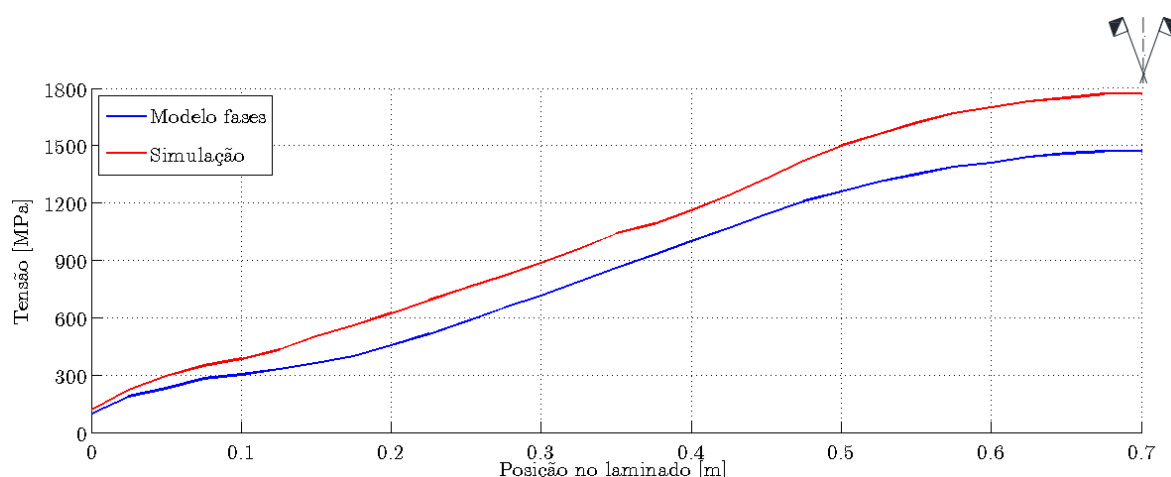
Quer para a viga ensaiada experimentalmente com a técnica *EBR*, quer com a técnica *NSM*, a modelação efetuada consistiu em carregar as vigas até um deslocamento vertical de 2.5mm, sendo em seguida descarregadas, ativado o reforço nas vigas e efetuado novo carregamento monotonicamente crescente até se atingir a rotura.

5.8.1 Viga *NSM*

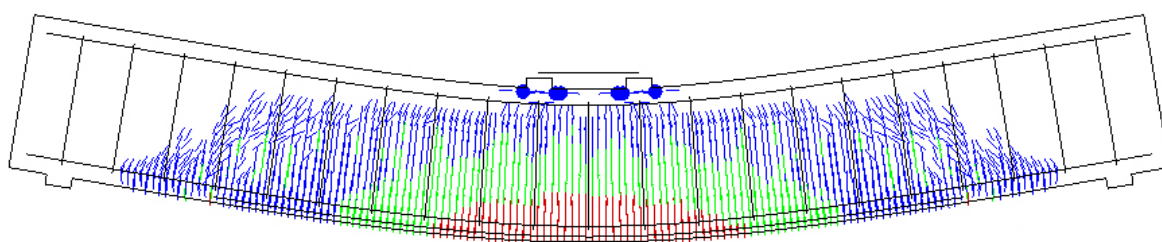
Conforme se constata na figura 5.47, o modelo por fases, apresenta um comportamento paralelo à simulação inicial, após a entrada em cedência, atingindo uma carga de rotura de 137kN, comparando com os 154kN atingidos pela simulação inicial, o que corresponde a uma diferença de 11%.

Figura 5.47: Modelo por fases da viga *NSM*

Relativamente à tensão instalada no laminado, verifica-se na figura 5.48 que as curvas de tensão são paralelas, de acordo com as curvas força-deslocamento, e que a tensão no laminado no modelo por fases é 20% inferior.

Figura 5.48: Comparação da tensão no laminado no modelo por fases da viga *NSM*

Comparando o padrão de fendilhação da simulação numérica da viga *NSM* (Figura 5.18, página 92) com o padrão do modelo por fases (Figura 5.49), verifica-se na viga do modelo por fases, uma menor extensão da fendilhação, assim como um menor esmagamento na zona de aplicação de carga, fruto da menor resistência atingida.

Figura 5.49: Padrão de fendilhação do modelo por fases da viga *NSM*

5.8.2 Viga *EBR*

No que concerne à viga *EBR*, com o modelo por fases, conseguiu-se uma carga máxima de rotura de 99kN para um deslocamento de 9.5mm, que contrasta com a força de rotura da simulação inicial de 107kN para um deslocamento vertical de 8mm, resultando numa diferença de 8%. À semelhança do modelo por fases da viga *NSM*, após a cedência também se observa o paralelismo entre modelos, indicando uma rigidez semelhante.

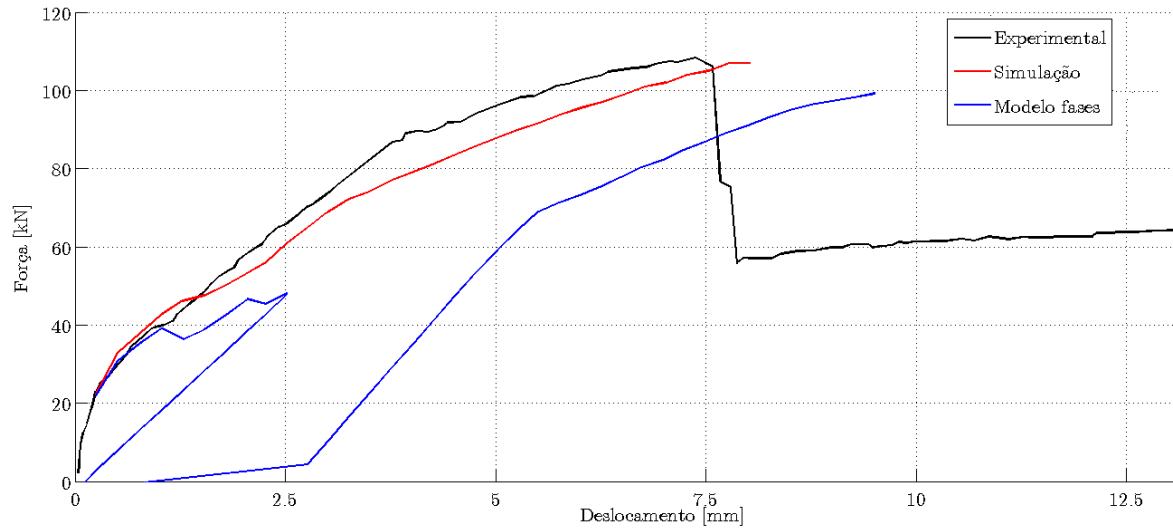


Figura 5.50: Modelo por fases da viga *EBR*

A tensão instalada nos laminados, conforme se observa na figura 5.51, com o modelo por fases é 11% inferior à simulação inicial.

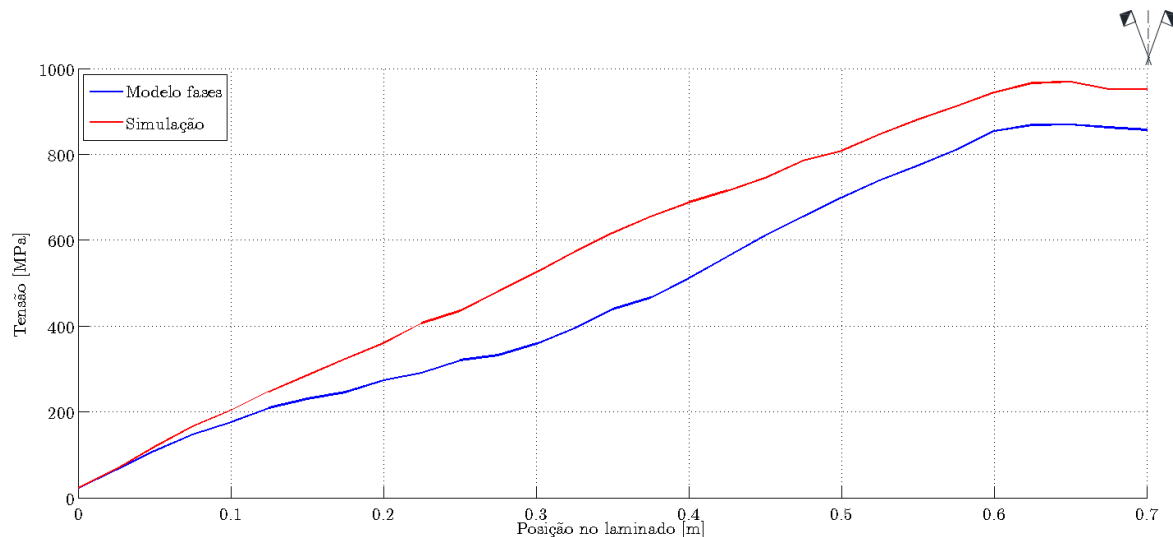


Figura 5.51: Comparação da tensão no laminado no modelo por fases da viga *NSM*

No que diz respeito ao padrão de fendilhação da figura 5.52), comparando com o padrão da figura 5.35, correspondente à simulação numérica do ensaio experimental, constata-se que o padrão é muito semelhante, apenas com uma ligeira variação na zona de esmagamento de aplicação da força, que é mais evidente na simulação efetuada inicialmente.

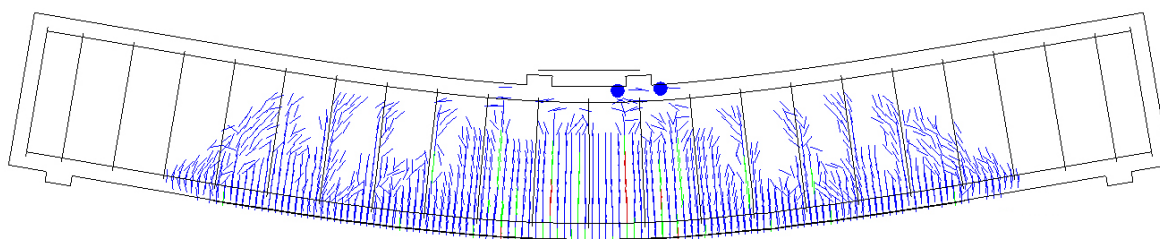


Figura 5.52: Padrão de fendilhação do modelo por fases da viga *EBR*

5.8.3 Considerações finais

O modelo por fases, conforme era de esperar, resulta em forças de rotura menores, inferiores em cerca de 10%, devido ao dano sofrido pela viga pelo carregamento anterior, apesar de se ter escolhido um deslocamento inferior à cedência das armaduras.

Esta indicação alerta para a necessidade de se conhecer a condição da estrutura e o historial de cargas na previsão da resistência de uma estrutura a reforçar.

De forma a validar estes resultados, seria conveniente preparar uma campanha experimental para posterior comparação e validação de resultados. Desconhece-se a existência de estudos neste âmbito.

5.9 Considerações finais

Através da comparação das vigas ensaiadas por Cruz et al. (2011a), foram modeladas com sucesso vigas reforçadas com laminados inseridos no betão de recobrimento (*NSM*), assim como através da colagem exterior de laminados (*EBR*).

De forma a modelar o reforço nas vigas *EBR*, foi utilizada uma lei de escorregamento bi-linear, de fácil compreensão, e com um ótimo ajuste face ao comportamento verificado experimentalmente. De salientar, a alteração do fator $\beta = 0.3$ para as vigas do tipo *EBR*.

Por forma a compreender melhor o comportamento dos laminados, foi estudada a influência da área e do comprimento de colagem. Concluiu-se da existência de um comprimento de colagem efetivo, a partir do qual o desempenho do reforço permanece constante. Pode-se recomendar, contudo, a realização do reforço entre apoios, à semelhança das recomendações de diversas bibliografias.

Nas vigas *NSM*, a duplicação da área de reforço mostrou um aumento de cerca de 40% de resistência, enquanto nas vigas *EBR* os ganhos foram marginais.

Desenvolveu-se também um modelo por fases, para avaliar um comportamento mais realista de um reforço estrutural, fora do ambiente laboratorial, tendo-se verificado um decréscimo de 10% de resistência face aos ensaios experimentais. O historial de cargas, bem como o estado

de tensão no momento de instalação do reforço, deve assim ser considerado na análise, indo de encontro ao preconizado nas normas aplicáveis.

Capítulo 6

Campanha experimental de reforço de vigas de betão com laminados de carbono

6.1 Introdução

Com o trabalho desenvolvido nos capítulos anteriores, ficou patente a necessidade de ensaiar, à rotura, vigas de betão submetidas à flexão por 4 pontos, para alargar o leque de resultados disponíveis na bibliografia e compreender a variação da área de reforço.

Desta forma, foram ensaiadas uma viga de referência e duas vigas reforçadas com recurso à técnica EBR, com diferentes áreas de reforço.

Neste capítulo, para além de toda a campanha experimental em torno destas vigas, apresentam-se também os ensaios de caracterização do betão, assim como a modelação efetuada no DIANA.

6.2 Configuração das vigas

As três vigas ensaiadas foram sujeitas a um ensaio de flexão de 4 pontos até à rotura, com o objetivo mobilizar o máximo de tensão no laminado, através de uma preparação agressiva da superfície do betão. Desta forma, pretende-se alcançar um aumento da capacidade de carga o mais elevado possível.

As três vigas apresentam a mesma dimensão de 150x200mm, com 1300mm de vão entre apoios. A viga de referência (VR) está representada no corte da figura 6.1(a), a viga reforçada com 1 laminado (V1L) na figura 6.1(b) e a viga com 2 laminados (V2L) encontra-se na figura 6.1(c).

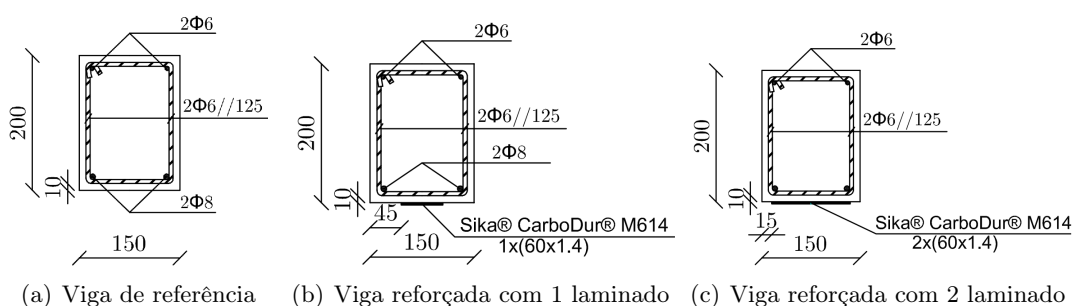


Figura 6.1: Seção transversal das vigas ensaiadas [Dimensões em mm]

O esquema de armaduras é idêntico no conjunto das vigas, compreendendo $2\phi 8$ como armadura longitudinal inferior e $2\phi 6$ como armadura superior. Os estribos são constituídos por

2 ϕ 6 com afastamento de 125mm. O recobrimento utilizado é de 10mm. O alçado das vigas ensaiadas encontra-se na figura 6.2.

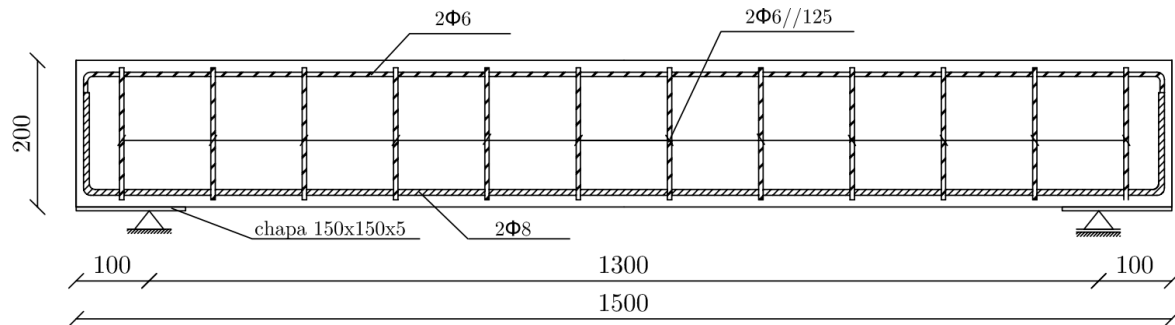


Figura 6.2: Alçado das vigas ensaiadas

Na fotografia da figura 6.3 encontra-se a armadura montada, assim como as cofragens utilizadas.

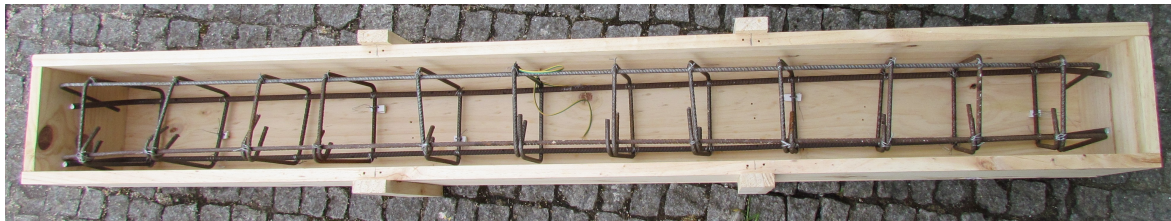


Figura 6.3: Montagem da armadura das vigas

Em duas vigas, o reforço foi aplicado na face inferior, a uma distância de 50mm das chapas de apoio colocadas sobre os aparelhos de apoio, resultado num comprimento de 1200mm, conforme se observa na figura 6.4.

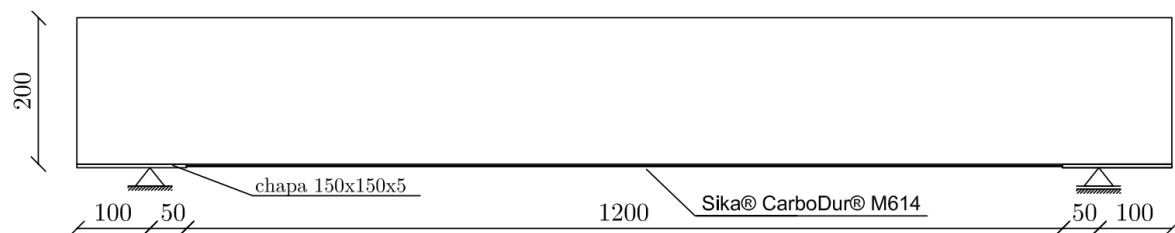


Figura 6.4: Posicionamento longitudinal do reforço instalado

O esquema de ensaio encontra-se representado na figura 6.5 e ilustrado na figura 6.6. Foi utilizado um perfil HEB100 para distribuição da força aplicada pelo atuador, em duas forças concentradas, distanciadas entre si de 400mm. Foram ainda colocadas chapas de aço por debaixo dos apoios das vigas para promover uma distribuição uniforme de tensões, e assim evitar um esmagamento localizado.

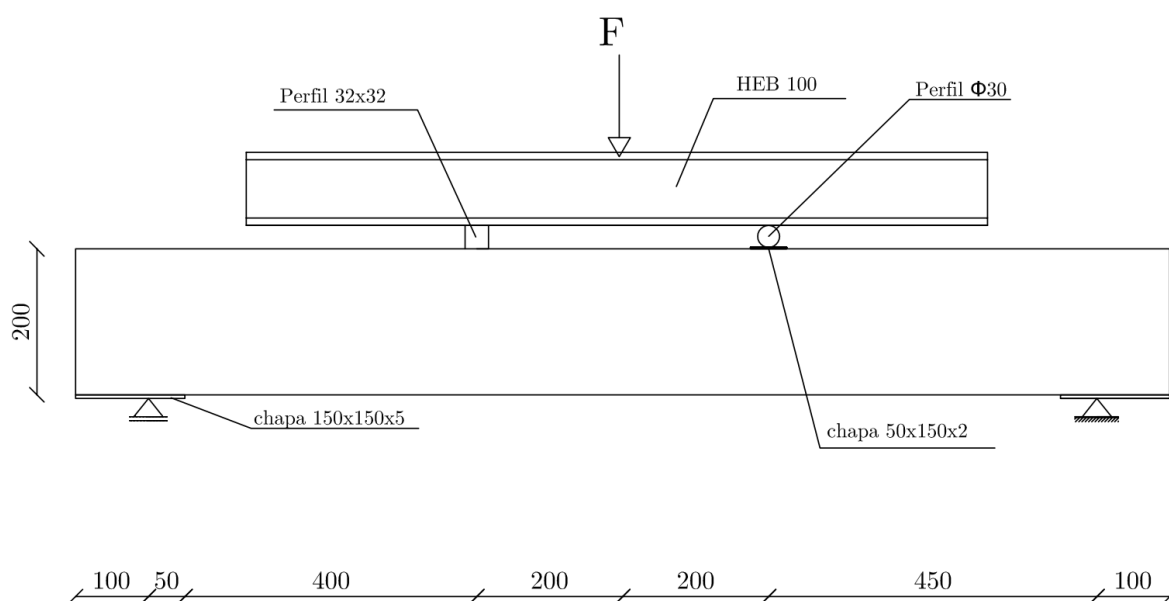


Figura 6.5: Esquema das vigas ensaiadas

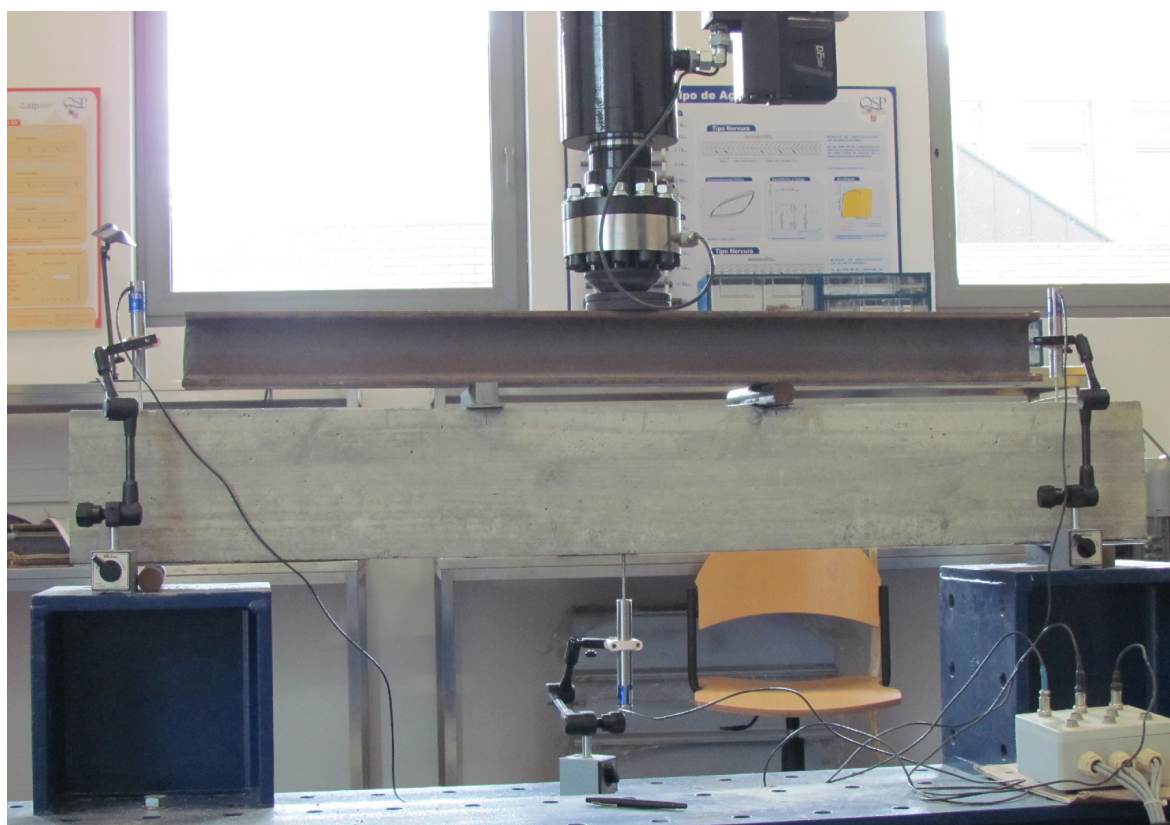


Figura 6.6: Fotografia do ensaio efetuado

6.2.1 Ensaios de caracterização material

O betão utilizado na execução destas vigas foi produzido nas instalações do ISEP, no Laboratório de Materiais, com a seguinte composição:

-
- 300 kg/m³ de cimento de Portland 32.5N
 - 938 kg/m³ de areia de rio
 - 927 kg/m³ de brita
 - 180 l/m³ de água

De referir que o fabrico do betão foi efetuado faseadamente, devido à capacidade da betoneira, pelo que se verificou alguma variação do valor da resistência à compressão, conforme foi constatado pelo uso expedito de um esclerómetro.

Simultaneamente com a betonagem das vigas, foram realizados três provetes moldados em cilindros para posterior campanha de caracterização dos materiais.

Os provetes foram mergulhados em água até à véspera do ensaio, tendo sido ensaiados na altura dos ensaios das vigas, com uma idade de 28 dias.

O betão foi sujeito a ensaios de compressão uniaxial em cilindros (Figura 6.7), ensaio do módulo de elasticidade (Figura 6.8) e ensaio de tração por compressão diametral (Figura 6.9). Estes ensaios foram realizados no LABEST, da FEUP, segundo as normas EN 12390-3/2003, DIN 1045 Part 5 e EN 12390-6/2003, respetivamente. Os boletins de ensaio encontram-se em Anexo.



Figura 6.7: Ensaio de compressão em cilindros

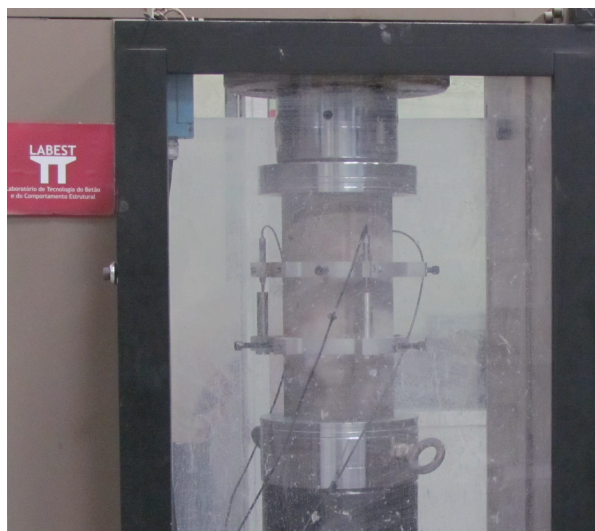


Figura 6.8: Ensaio do módulo de elasticidade



Figura 6.9: Ensaio de tração por compressão diametral

Através dos ensaios efetuados, recorrendo aos valores médios, obteve-se um valor de $f_{ctm} = 2.42\text{MPa}$, $E_{cm} = 28.95\text{GPa}$ e $f_{cm} = 26.44\text{MPa}$.

Os varões de $\phi 6$, utilizados nos estribos e na armadura de compressão, pertencem à classe A500 e os de $\phi 8$, constituintes da armadura principal de tração, eram da classe A400.

Os laminados utilizados correspondem ao modelo *Sika CarboDur M614*, com dimensões de 60mm de largura e 1.41mm de espessura, exibindo uma resistência mínima de 2900 MPa, correspondente a uma extensão na rotura de 1.5%. O módulo de elasticidade mínimo do laminado está especificado em 200 GPa.

A resina utilizada na colagem dos laminados foi a *Sikadur-30*, que apresenta uma aderência de 4MPa. Em anexo encontram-se as fichas de produto da resina e do laminado utilizados.

6.2.2 Preparação da superfície e aplicação do reforço

De forma a melhorar a aderência entre o laminado e o betão, a superfície foi preparada com recurso a uma rebarbadeira com disco de pedra, para remoção de partículas soltas e alisamento da superfície, e posteriormente tornada uniforme com uma escova de arame acoplada a um berbequim elétrico. No final, a superfície foi limpa com um pincel para garantir que não existiam partículas soltas. Na figura 6.10 encontra-se uma foto comparando a rugosidade da superfície antes e depois da preparação.



Figura 6.10: Superfície do betão antes e após preparação

Seguindo procedimentos recomendados na bibliografia, os laminados foram esfregados vigorosamente com acetona na face a colar, para remoção de gorduras e impurezas.

A resina foi misturada de acordo com a ficha do produto, tendo sido aplicada uma camada de 1mm na viga de betão, e outra camada de 1mm na face do laminado. Após colagem dos laminados, através de um rolo e de um maço de borracha, foi efetuada pressão para tirar eventuais bolhas de ar, e colocados grampos durante a cura da resina para promover a melhor aderência possível (Figura 6.11).



Figura 6.11: Colagem dos laminados

6.2.3 Instrumentação

Em todas as vigas ensaiadas foram instalados extensômetros uniaxiais a meio vão, num dos varões longitudinais inferiores. Os sensores utilizados correspondem ao modelo *CEA-06-250UN-120* da *Vishay*, apresentando uma resistência elétrica de 120Ω e um comprimento ativo de 6.35mm (Figura 6.12). De forma a garantir a melhor colagem do extensómetro, foram devastadas as nervuras do varão na região restrita de colagem, por abrasão, com uma rebarbadeira.



Figura 6.12: Colagem do extensómetro nos varões

De forma a promover a instalação do extensómetro, a superfície de colagem foi limpa com isopropanol. No caso dos laminados não se revelou necessário qualquer preparação mecânica (Figura 6.13).



Figura 6.13: Colagem do extensómetro nos laminados

Depois de instalados, todos os extensómetros foram protegidos com uma resina do tipo *Araldite*. Procurou-se assim a proteção mecânica e da humidade durante a betonagem. Não obstante, durante a betonagem da viga V2L, o extensómetro instalado no aço avariou.

A posição dos extensómetros instalados encontra-se na figura 6.14.

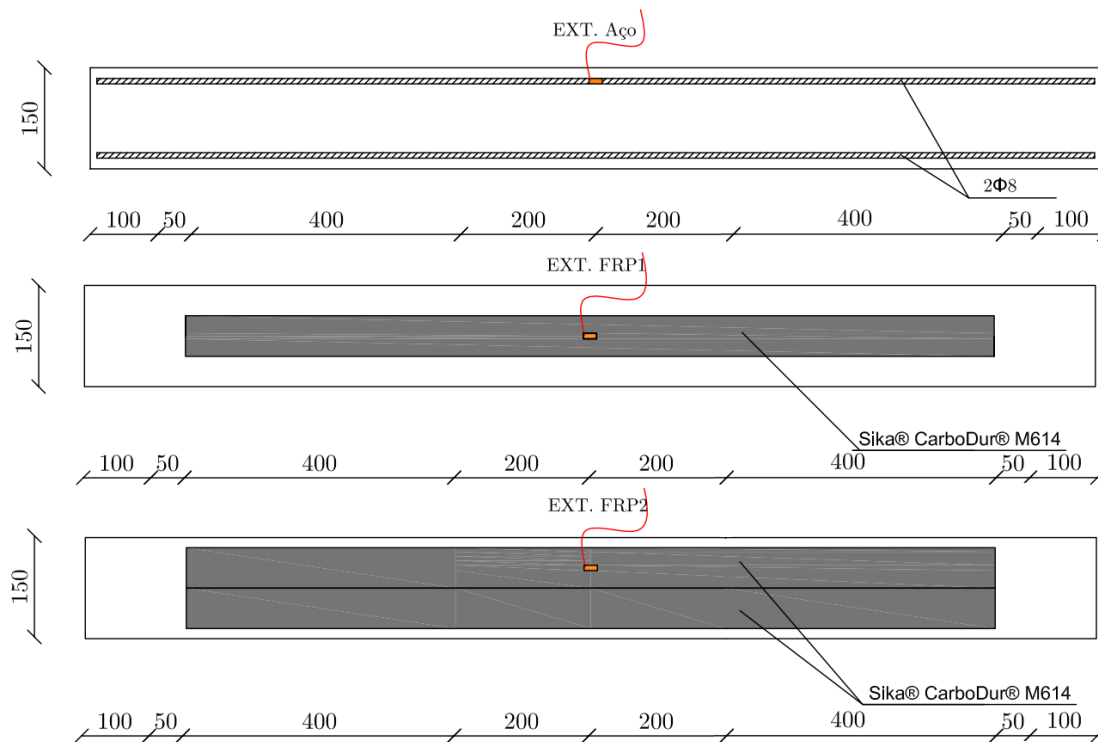


Figura 6.14: Posição dos extensómetros (vista de cima)

De forma a avaliar o deslocamento vertical, posicionaram-se 3 transdutores de deslocamentos do tipo *LVDT*, conforme representa a figura 6.15.

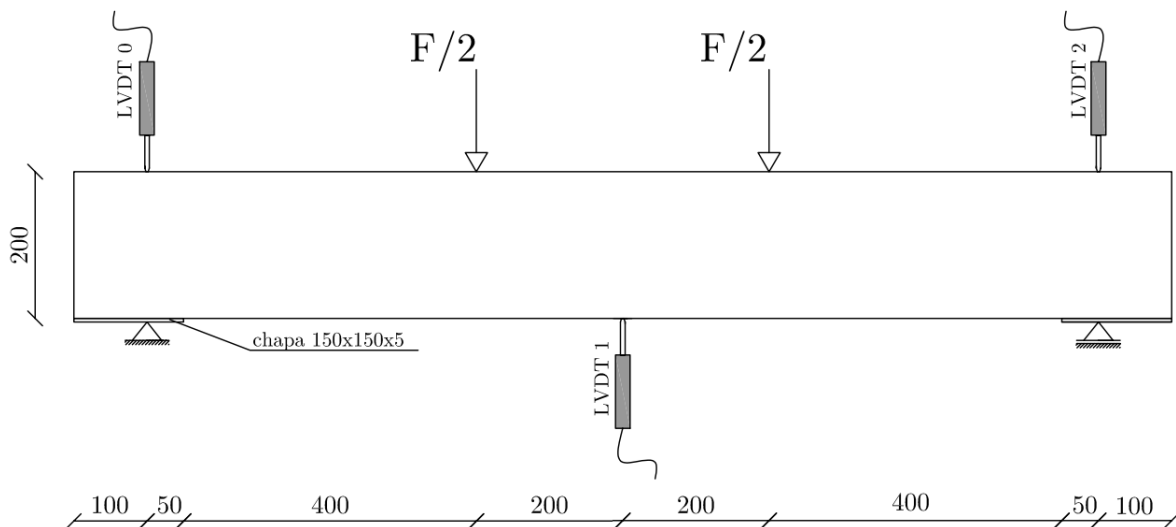


Figura 6.15: Posição dos transdutores de deslocamentos

A configuração exposta visa a determinação da flecha mecânica interna da viga, permitindo compensar eventuais assentamentos de apoio ou esmagamentos localizados.

Os resultados experimentais apresentados são os valores convertidos de mV para milímetros, fornecidos pelos transdutores de deslocamentos. O valor do deslocamento vertical resulta da

subtração de metade do valor de cada *LVDT* das extremidades, ao valor lido pelo *LVDT* posicionado a meio vão.

O ensaio foi efetuado em controlo de deslocamentos, através de um atuador servo-hidráulico, ligado a uma célula de carga com 300kN de capacidade. A velocidade foi mantida constante com um valor de 0.03mm/s, sendo controlada pelo *LVDT* do atuador.

Os dados foi adquiridos com uma frequência de 5Hz, através de uma unidade de aquisição do tipo *NI-SCXi*.

6.3 Resultados experimentais

Primeiramente foi aplicada uma força de 1kN, para encostar o atuador ao perfil, sendo posteriormente efetuado um ciclo de carga/descarga até 5kN para identificação do momento exato do início do carregamento. Posteriormente, foi efetuado o ensaio monotonicamente crescente até à rotura.

Na tabela 6.1 e no gráfico da figura 6.16 encontram-se resumidos os resultados alcançados no conjunto das três vigas.

Tabela 6.1: Resultados obtidos dos ensaios experimentais

Viga	Cedência		Rotura		Tensão máx. no laminado [MPa]	Aumento de resistência
	Força [kN]	Deslocamento [mm]	Força [kN]	Deslocamento [mm]		
VR	37	4	38.5	11.5	-	-
V1L	60	3.7	66.2	5.4	625	72%
V2L	52	2.3	62.8	3.5	319	63%

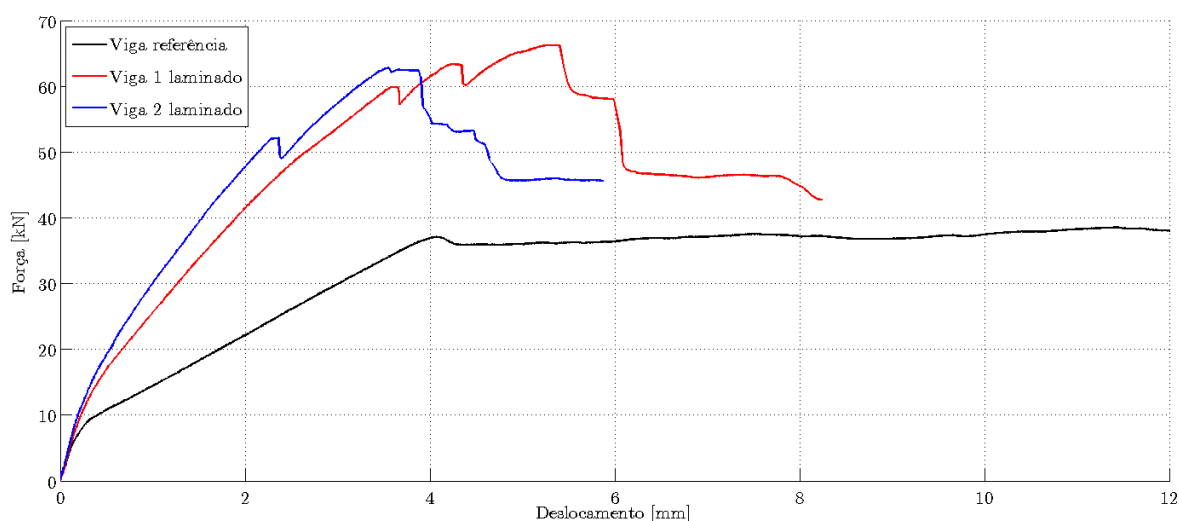


Figura 6.16: Curvas força-deslocamento dos ensaios experimentais

A viga de referência (VR) exibiu um comportamento típico para uma viga submetida à flexão, apresentando um patamar quase linear após cedência das armaduras. O extensômetro colocado na armadura inferior registou uma extensão de 2.77% na cedência. A fendilhação desenvolvida na viga encontra-se na figura 6.17.

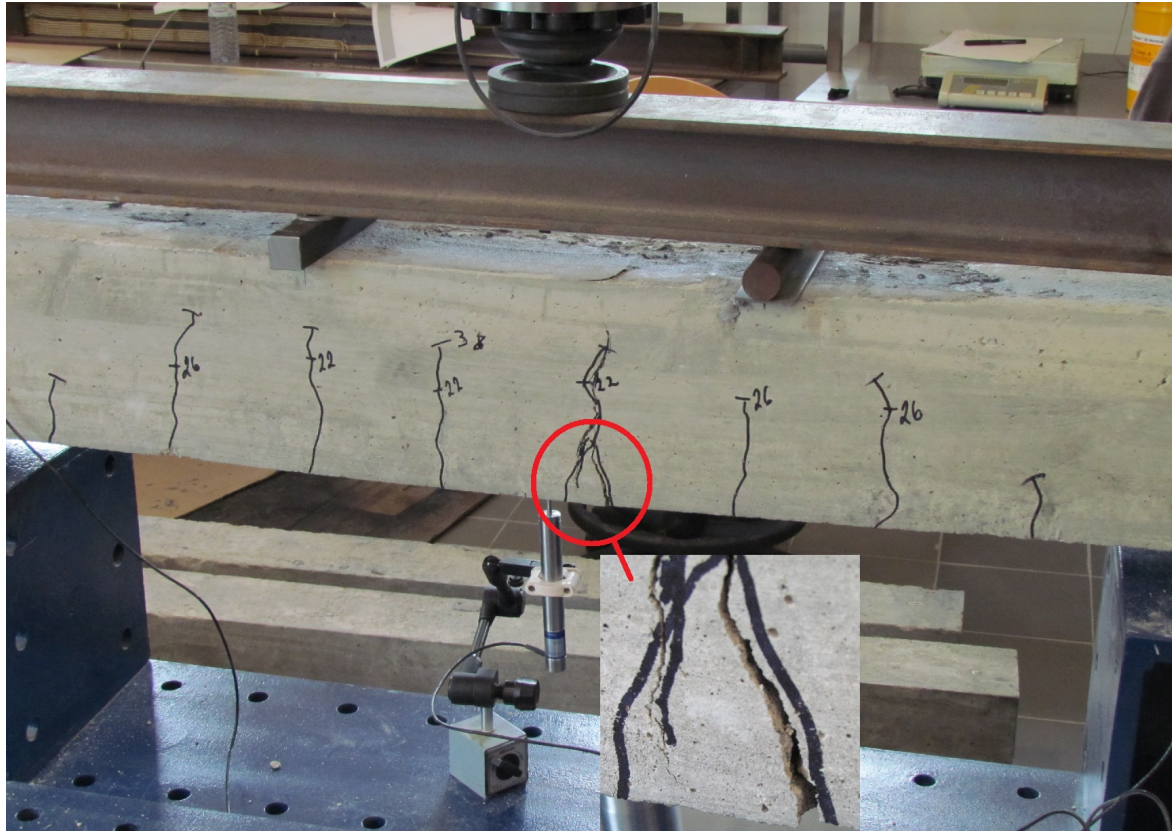


Figura 6.17: Padrão de fendilhação da viga de referência

A viga reforçada com 1 laminado (V1L), conseguiu um incremento de resistência notável de 72%. A sua rotura ocorreu por corte ao longo da camada inferior do betão (Figura 6.18 e 6.19), validando o tratamento agressivo efetuado à superfície do betão. O padrão de fendilhação é muito diferente da viga de referência. Destacam-se as fendas inclinadas de corte nas extremidades do laminado, sem qualquer fenda transversal a meio-vão.

Com base no registo dos extensómetros, verifica-se que a extensão no aço no momento da cedência foi de 1.78% e na altura da rotura foi de 1.93%. A tensão instalada no laminado na cedência era de 567MPa e na rotura de 625MPa.

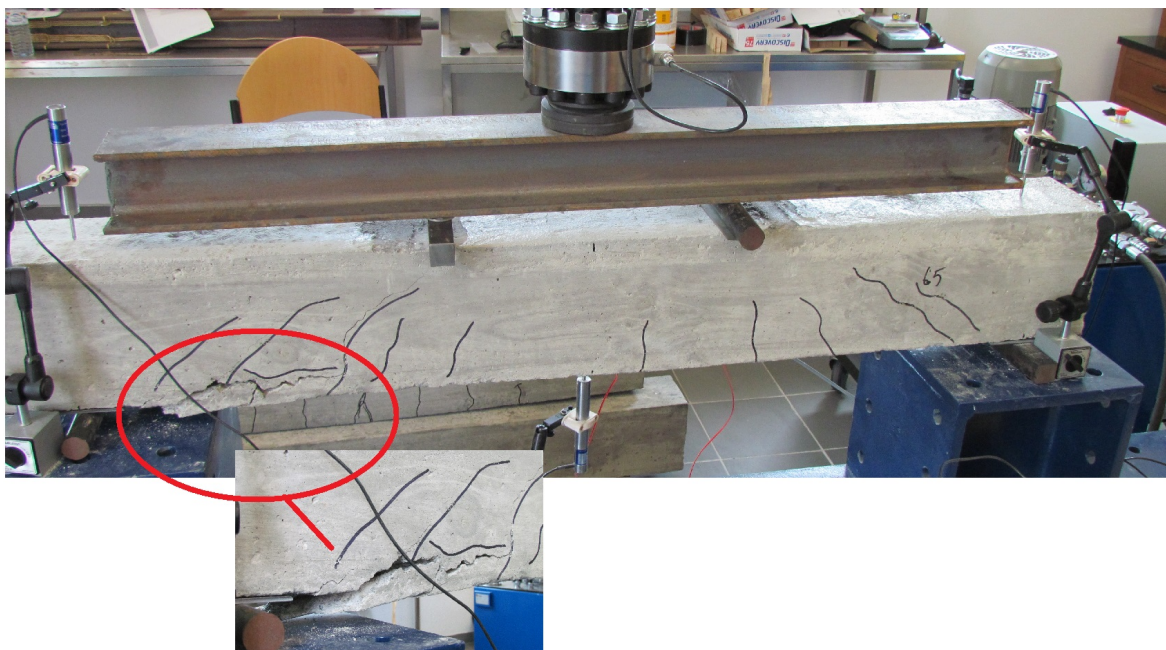


Figura 6.18: Padrão de fendilhação da V1L



Figura 6.19: Padrão de fendilhação da V1L (face oposta)

A viga reforçada com 2 laminados (V2L) exibiu um comportamento mais frágil que a viga reforçada com 1 laminado, tendo inclusive registado uma força máxima inferior em 5%. Entende-se que o comportamento observado se deveu ao facto da viga ter ficado extremamente rígida, não podendo ser relacionado com o dobro da área de laminado. O padrão de fendilhação exibido (Figura 6.20) também valida esta teoria, devido à menor abertura de fendas, não ocorrendo uma dissipação de energia eficaz.

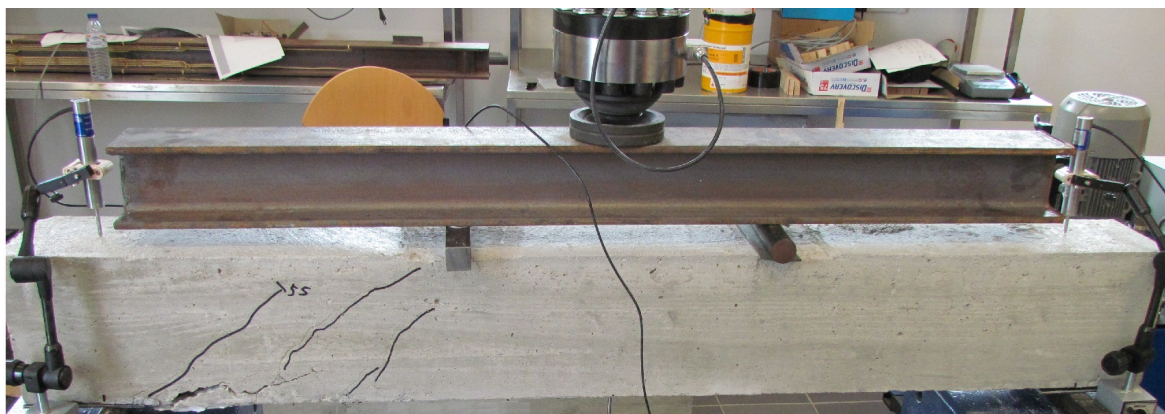


Figura 6.20: Padrão de fendilhação da V2L

A tensão registada no laminado com o extensómetro aquando a cedência era de 253MPa, e na rotura verificou-se uma tensão de 319MPa. Comparando com o laminados da viga V1L, corresponde a praticamente metade da tensão, pelo que se pode concluir que o reforço com 2 laminados não foi eficaz.

6.4 Análise numérica

A modelação numérica efetuada pretendeu reproduzir o ensaio efetuado. Os valores utilizados no modelo de cálculo (Tabela 6.2) foram os obtidos experimentalmente, tendo os restantes sido determinados através de expressões, à semelhança dos outros capítulos.

Tabela 6.2: Valores utilizados no modelo numérico

$f_{cm} = 26.44 \text{ MPa}$	$f_{ct} = 1.69 \text{ MPa}$
$G_f = 41.17 \text{ Nm/m}^2$	$G_c = 4117 \text{ Nm/m}^2$
$E_c = 28.95 \text{ GPa}$	$\beta = 0.1 \text{ (VR)}; \beta = 0.3 \text{ (V1L e V2L)}$

Na figura 6.21 encontra-se a malha de elementos utilizada nos modelos numéricos. A vermelho localiza-se a região de retenção de trações e a azul a região de amolecimento do betão, sendo as leis utilizadas as apresentadas na secção 3.4.

Os elementos finitos utilizados para viga de betão são o *CQ16M*, para o laminado colado exteriormente recorresse-se ao elemento de treliça *L2TRU* e a elementos do tipo *L8IF* para a interface. A malha apresenta um valor de $h = \sqrt{A} = 22\text{mm}$. No apoio da esquerda o movimento está restringido nas direções *X, Y* e no apoio da direita em *Y*. A barra de distribuição de carga modelou-se com uma área ínfima e uma rigidez muito elevada, sendo também restringida na direção *X*. As chapas de distribuição de carga foram modeladas com comportamento elástico-linear.

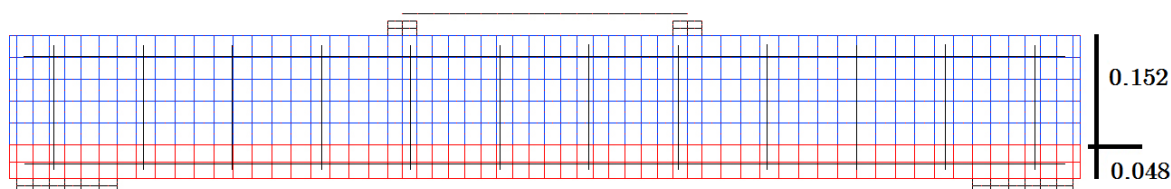


Figura 6.21: Modelo numérico utilizado

Na figura 6.22 representam-se os resultados da simulação da viga de referência. Os resultados numéricos revelaram-se mais rígidos que a viga ensaiada, desde o início da fendilhação, regido pelo valor de tensão resistente à tração no modelo numérico, até à entrada em cedência. A carga máxima foi determinada com êxito.

Considera-se que esta diferença pode ser atribuída ao ciclo de carga/descarga de 5kN (que corresponde a 13% da força máxima), efetuado antes do carregamento até à rotura, favorecendo a microfendilhação prematura do betão.

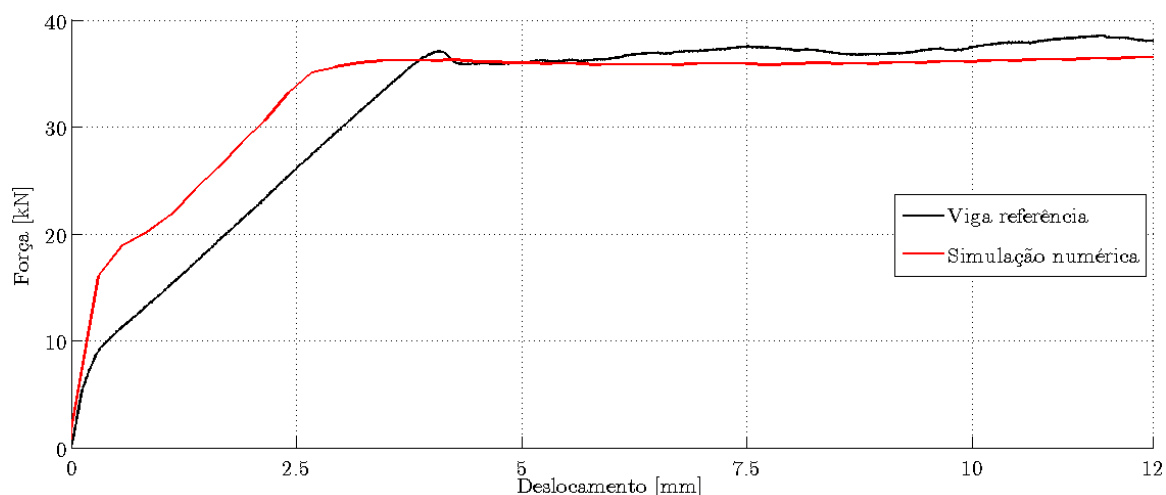


Figura 6.22: Curva força-deslocamento da simulação da viga de referência

O padrão de fendilhação obtido numericamente está representado na figura 6.23, apresentado uma boa correspondência com o experimental da figura 6.17.

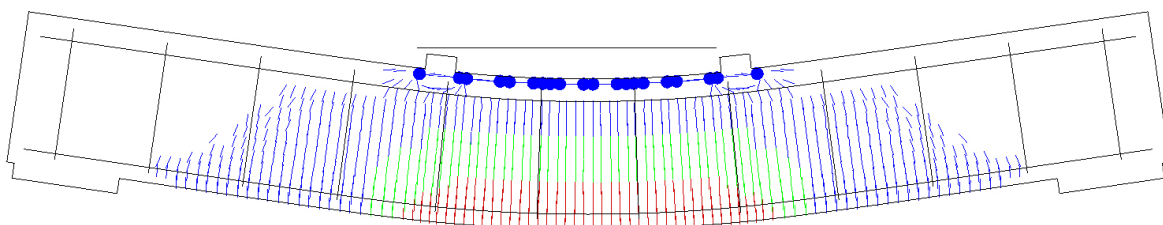


Figura 6.23: Padrão de fendilhação numérico da viga de referência

Relativamente à tensão instalada no aço, no modelo numérico (Figura 6.24), verificou-se uma tensão limitada a 400 MPa na cedência e 410 MPa na rotura.

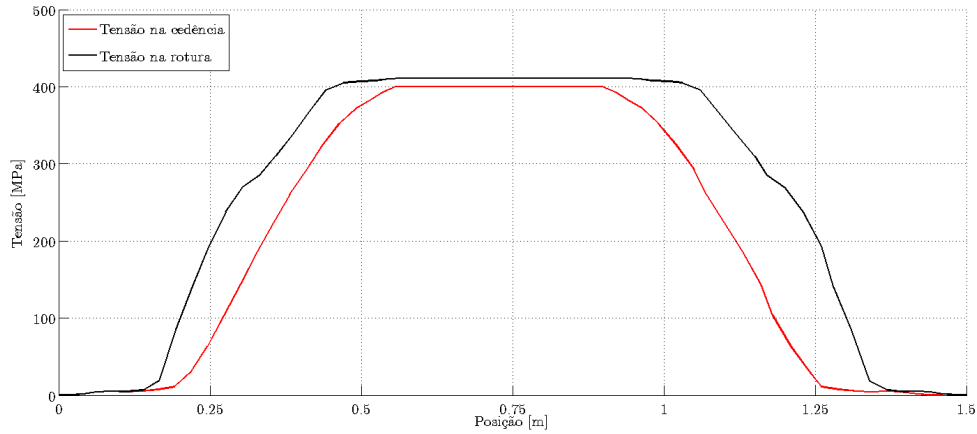


Figura 6.24: Tensão no aço na cedência e na rotura da viga de referência

Na viga V1L, a lei de escorregamento bi-linear é definida por $s_0 = 0.05\text{mm}$, $s_f = 0.44\text{mm}$ e $\tau_{max} = 2.42\text{ MPa}$.

O modelo numérico revelou-se instável, deixando de convergir a partir da entrada em cedência da viga (Figura 6.25). No entanto nota-se uma aproximação satisfatória do comportamento da viga até à cedência.

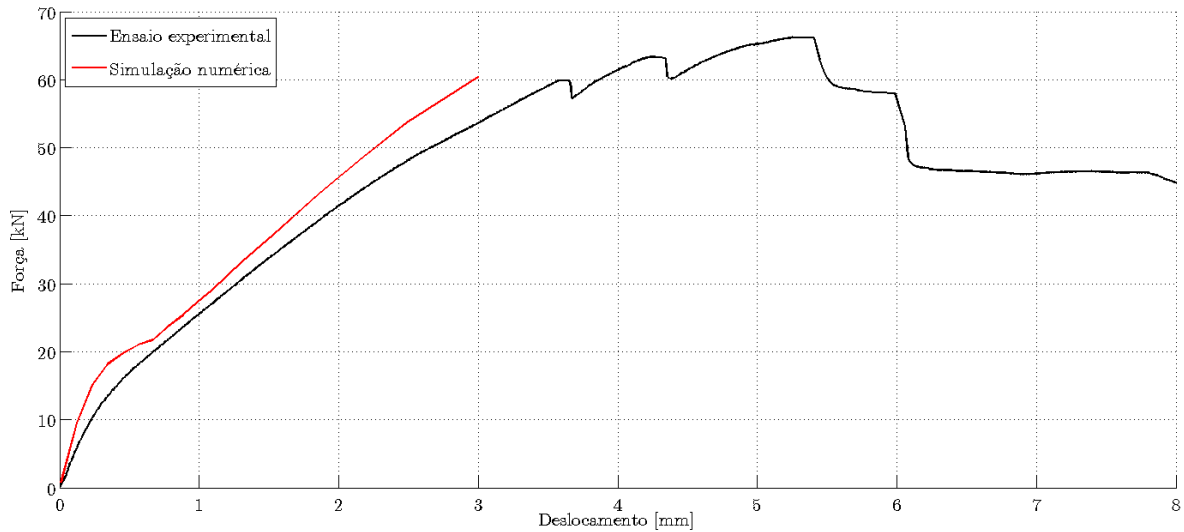


Figura 6.25: Curva força-deslocamento da simulação da viga V1L

A tensão instalada no aço na cedência era de 400 MPa e no laminado de 457 MPa. A fendilhação para o último incremento convergido encontra-se na figura 6.26, apresentado algumas fendas inclinadas, à semelhança do ensaio experimental.

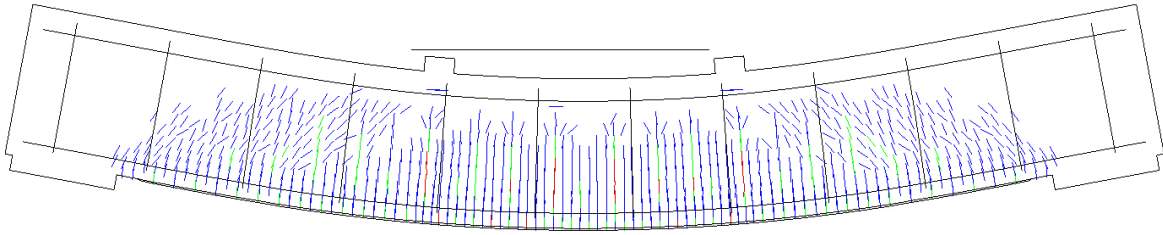


Figura 6.26: Padrão de fendilhação da simulação da viga V1L

Relativamente à viga reforçada com 2 laminados, a lei bi-linear é definida por $s_0 = 0.04\text{mm}$, $s_f = 0.28\text{mm}$ e $\tau_{max} = 2.42\text{ MPa}$, permitindo um menor escorregamento quando comparado com a viga V1L.

A simulação numérica não consegue simular corretamente o comportamento do ensaio experimental, apresentando-se mais rígida do que na realidade (Figura 6.27).

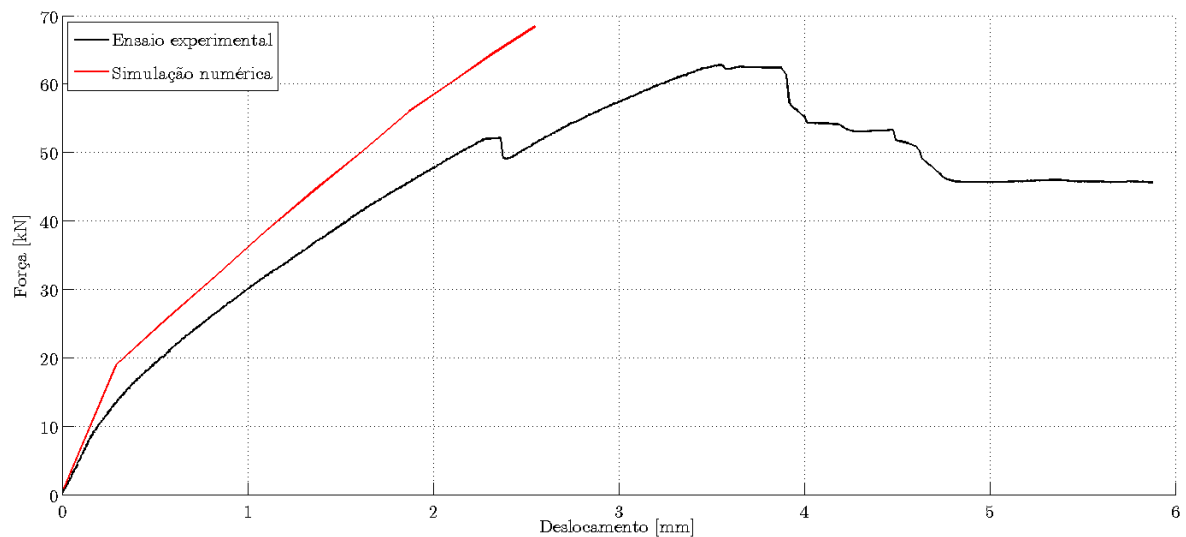


Figura 6.27: Curva força-deslocamento da simulação da viga V2L

A fendilhação apresentada pela simulação numérica, apresenta bastantes fendas inclinadas nas extremidades dos laminados.

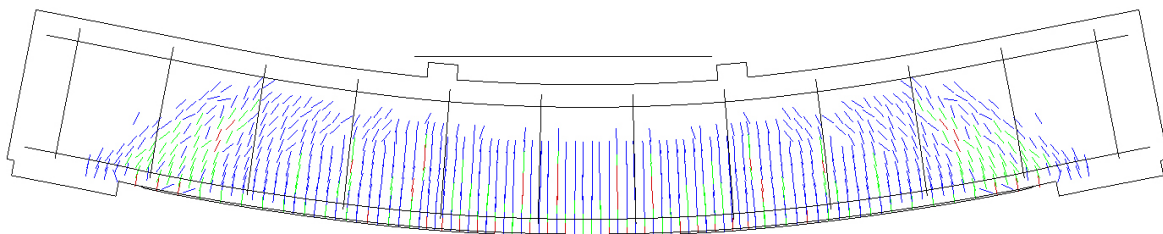


Figura 6.28: Padrão de fendilhação da simulação da viga V2L

A tensão instalada no aço para o último incremento convertido foi de 310 MPa e nos laminados foi de 337 MPa.

6.5 Considerações finais

Foram realizados ensaios de vigas não reforçadas e reforçadas com recurso à técnica *EBR*, com diferentes áreas de reforço.

Apesar do betão fabricado ser de uma resistência relativamente baixa, e dos problemas inerentes à betonagem, as vigas exibiram um bom comportamento à flexão, em especial a viga de referência, com uma ductilidade exemplar.

A preparação da superfície, de forma mais agressiva, revelou-se eficaz pois o laminado não descolou ao longo do ensaio. O modo de rotura revelado demonstrou o corte do betão junto das extremidades em ambas as vigas reforçadas.

A viga reforçada com um laminado permitiu um incremento de resistência de 72%, enquanto a viga reforçada com dois laminados verificou um incremento de 63%. De salientar, que estas percentagens de reforço, são um valor notável para um reforço com colagem externa de laminados de carbono.

O reforço a instalar numa estrutura deve ser algo de um projeto cuidadoso, pois conforme ficou demonstrado, mais reforço, não é sinónimo de maior resistência nem ductilidade.

Os modos de rotura patentes, associados a fendas de corte do tipo frágeis, deixaram patente a debilidade do modelo de cálculo na previsão final do comportamento à rotura destas vigas.

Capítulo 7

Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1 Considerações finais

No Capítulo 1, foram descritos os objetivos a alcançar com esta dissertação, podendo-se aqui considerar que foram cumpridos todos os objetivos inicialmente propostos. Faz-se de seguida uma compilação das principais conclusões extraídas ao longo deste trabalho.

No Capítulo 2, apresentaram-se as técnicas de reforço com laminados: *EBR*, *NSM*, *MF-FRP*, *MF-EBR* e pré-esforçados. Foram também enumerados os modos de rotura e cuidados a ter na quer na execução, quer em projetos de reforço. Foi também exposta, neste capítulo, a importância da interface e da correta preparação da superfície de betão, assim como diversos estudos efetuados.

No Capítulo 3, apresentou-se o comportamento do betão, à luz da mecânica da fratura. Os modelos apresentados são aplicáveis em estados planos de tensão, assim como os modelos de cálculo a utilizar em conjunto com o *software DIANA*.

No Capítulo 4 foram modeladas um conjunto de vigas apresentadas por Bresler e Scordelis (1963). Assinala-se a concordância obtida na generalidade dos elementos analisados. Com base na análise numérica, realizou-se um estudo paramétrico, concluindo-se que os melhores parâmetros que definiram esta modelação foram:

- Utilização do valor mínimo da resistência à tração $f_{ct,min}$
- Redução de 30% do valor do módulo de elasticidade E_{cm}
- Utilização do MC90 CEB-FIP (1993) na determinação da energia de fratura G_f e redução de 30%
- Energia de fratura de compressão G_c , igual a $100G_f$
- Coeficiente de redução de rigidez $\beta = 0.1$

No Capítulo 5 foram modeladas com sucesso vigas reforçadas com a técnica *EBR* e *NSM*. As vigas *NSM* puderam ser modeladas com aderência perfeita ao betão. Para as vigas *EBR*, recorreu-se a uma lei de *bond-slip* bi-linear com excelente correspondência com os resultados experimentais, sendo de simples aplicação e compreensão. Através do estudo paramétrico concluiu-se que o reforço deve ser convenientemente prolongado até aos apoios. No que diz respeito às áreas dos laminados, apesar da confiança dos resultados, entende-se necessária uma melhor confirmação experimental, devido aos resultados contraditórios obtidos no capítulo 6.

Concluiu-se ainda que o fator β para as vigas *EBR* deve ser de 0.3.

No Capítulo 6 foram ensaiadas três vigas à flexão, uma de referência e duas reforçadas com diferentes áreas de laminados. A viga de referência apresentou um comportamento exemplar de um ensaio à flexão. A viga reforçada com um laminado conseguiu um acréscimo de resistência de 72% e um incremento de rigidez muito considerável, tendo rompido por corte ao longo do betão na extremidade do reforço. A viga reforçada com dois laminados, revelou-se de tal forma rígida que a rotura foi do tipo frágil, tendo, inclusive, exibido uma menor resistência que o reforço com um laminado (63%). Concluiu-se também que a preparação agressiva efetuada na superfície foi eficaz. A modelação numérica ficou aquém do esperado, devido a ter-se verificado uma rotura do tipo frágil nas vigas reforçadas.

Este trabalho permitiu desenvolver um modelo numérico relativamente simples e de fácil aplicação. Ficou patente a boa aproximação verificada entre o modelo e os diversos ensaios experimentais modelados.

A caracterização material e a correta avaliação das cargas são aspetos muito relevantes na realização de um projeto de reforço estrutural.

A nível da regulamentação, a limitação da tensão nos laminados de *CFRP* foi sempre cumprida, à exceção de uma simulação com a técnica *NSM*.

7.2 Desenvolvimentos futuros

De forma a aumentar o conhecimento na área da modelação não-linear sugere-se a modelação de vigas com rotura por corte, reforçadas e não reforçadas. A definição de critérios e regras universais de modelação não-linear deverá ser uma área a prosseguir para uma utilização mais eficaz destes modelos.

A preparação da superfície demonstrou ser essencial no processo transferência de tensões na técnica *EBR*, pelo que no entender do autor, é necessário ensaiar vigas com diferentes preparações e estabelecer um padrão de comparação.

Relativamente à influência da área dos laminados, é necessário avaliar em laboratório, o estado de tensão em diversas zonas do betão, através de uma campanha experimental com instrumentação exaustiva de forma a tirar ilações.

Bibliografia

- 440, A. C. – **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. ACI, 2008.
- AZEVEDO, D. M. M. – **Reforço de estruturas de betão com colagens de sistemas compósitos de CFRP**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- BARROS, J. A. O. – **Comportamento de Betão Reforçado com Fibras**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.
- BAZANT, Z. P. – **Concrete fracture models: testing and practice**. Engineering Fracture Mechanics, 2002.
- BAZANT, Z. P.; LIN, F.-B. – **Nonlocal smeared cracking model for concrete fracture**. Journal of Structural Engineering. 114:11 (1988), p. 2493–2510.
- BAZANT, Z. P.; OH, B. – **Crack band theory for fracture of concrete**. Materials and Structures. 16:3 (1983), p. 155–177.
- BISCAIA, H. C.; CHASTRE, C.; SILVA, M. A. G. – **Double shear tests to evaluate the bond strength between gfrp/concrete elements**. Composite Structures (2010), p. 681–694.
- BODNÁROVÁ, L.; WOLF, I.; HELA, R.; VÁLEK, J. – **High-Speed Water Jet (HSWJ) for concrete surface treatment - evaluation of concrete surface properties after blasting using HSWJ technology**. Brno University of Technology, 2010.
- BONGERS, J. P. W.; RUTTEN, H. S. – **Concrete in multiaxial compression - a multi-level analysis**. Eindhoven University of Technology, 1998.
- BORST, R. D. – **Non-linear analysis of frictional materials**. Delft University of Technology, 1986.
- BORST, R. D. – **Smeared cracking, plasticity, creep, and thermal loading - a unified approach**. Computer methods in applied mechanics and engineering. 62 (1987), p. 89–110.
- BRESLER, B.; SCORDELIS, A. C. – **Shear strength of reinforced concrete beams**. Journal of the American Concrete Institute. 60:1 (1963), p. 51–74.
- BUYUKOZTURK, O.; HEARING, B. – **Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP**. Journal of composites for construction, 1998.
- CEB – **RC Elements under cyclic loading**. Thomas Telford Ltd, 1996.

-
- CEB-FIP – **CEB-FIP Model Code 1990**. Thomas Telford, 1993.
- CEB-FIP – **CEB-FIP Model Code 2010**. Fédération Internationale du Béton, 2010.
- CEN – **NP EN 1992-1-1 Projecto de estruturas de betão**. Instituto Português da Qualidade, 2008.
- CHEN, W. F.; HAN, D. J. – **Plasticity for structural engineers**. Springer-Verlag New York Inc., 1988.
- CORNELISSEN, H. A. W.; HORDIJK, D. A.; REINHARDT, H. W. – **Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete**. Heron. 31 (1986), p. 45–56.
- CRUZ, J. S.; BARROS, J.; COELHO, M.; SILVA, L. – **Estudo comparativo de diferentes técnicas no reforço à flexão de vigas de betão armado com recurso a CFRP's sob ações monotónicas e de fadiga**. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, 2011a.
- CRUZ, J. S.; BARROS, J.; DIAS, S. – **1º Seminário sobre o projecto de reforço de estruturas de betão com FRP's**. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2011b.
- DIANA, T. – **Manual do utilizador do Diana 9.4.4**. TNO Diana, 2012.
- EFUNDA – **Fracture modes of linear elastic fracture mechanics** (Jul. 2013).
URL http://www.efunda.com/formulae/solid_mechanics/fracture_mechanics/fm_1efm_modes.cfm
- FARIA, D. M. V. – **Reforço de Lajes de Betão Armado usando Pós-Tensão com Ancoragens por Aderência**. Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- FARIA, R. M. C. M. – **Avaliação do Comportamento Sísmico**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994.
- FEENSTRA, P. H. – **Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete**. Delft University of Technology, 1993.
- FIB – **Bond of reinforcement in concrete - fib Bulletin 10 - State-of-art report**. fib, 2000.
- FILHO, A. C. – **Fundamentos da análise de estruturas de concreto pelo método dos elementos finitos**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.
- FRANÇA, P. M. – **Reinforced Concrete Beams Strengthened with Prestressed CFRP Laminates**. Instituto Superior Técnico, 2007.

- HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. E. – **Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements.** Cement and Concrete Research. 6:6 (1976), p. 773 – 781.
- ISAAC, D. M.; ORI, I. – **Engineering Mechanics of Composite Materials.** Oxford University Press, 1994.
- JUVANDES, L. F. – **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP.** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1999.
- JUVANDES, L. F. – **Reforço e reabilitação de estruturas - Módulo 2.** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2002.
- KADHIM, M. M. A.; MOHAMMED, M. J.; ABID, A. J. – **Effect of prestressed CFRP plate location on behavior of RC beam strengthened with prestressed CFRP plate.** Babylon University, 2011.
- KELLY, P. – **Solid Mechanics Lecture Notes.** University of Auckland, 2012.
- KUPFER, H. B.; GERSTLE, K. H. – **Behavior of concrete under biaxial stresses.** Journal of the Engineering Mechanics Division. 99 (1973), p. 853–866.
- LU, X. Z.; TEND, J. G.; YE, L. P.; JIANG, J. J. – **Bond-slip models for frp sheets/plates bonded to concrete.** Engineering Structures. 27 (2005), p. 920–937.
- PIMENTEL, M. J. S. – **Modelação e análise de estruturas laminares de betão: Possibilidades e Desafios.** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- PLC – **Prince engineering plc.** <http://www.build-on-prince.com/fiber-reinforced-polymers.html> (2013).
- PUL, S. – **Loss of concrete-steel bond strength under monotonic and cyclic loading of lightweight and ordinary concretes.** Iranian Journal of Science and Technology (2010), p. 397–406.
- QSP – **Apontamentos teóricos da disciplina de Materiais de Construção.** Qualidade Siderúrgica Portuguesa, 2005.
- RESENDE, A. F. B.; CERQUEIRA, L. M. – **Análise não-linear de estruturas planas de betão armado.** Faculdade de Engenharia da Univerisade do Porto, 2005.
- RODRIGUES, C. F. G. – **Apontamentos da Disciplina de Inspeção e Reforço de Estruturas.** Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2013.
- SANTOS, R. M. V. – **Avaliação da aderência aço-betão em elementos estruturais de BA.** Universade de Aveiro, 2012.

-
- TÄLJSTEN, B. – **Concrete structures strengthened with near surface mounted CFRP laminates**. Luleå University of Technology, 2002.
- VERVUURT, A.; SCHLANGEN, E.; MIER, J. V. – **Tensile cracking in concrete and sandstone - part 1 - basic instruments**. Materials and Structures, 1996.
- VONK, R. A.; RUTTEN, H. S.; MIER, J. G. M. V.; FIJNEMAN, H. J. – **Size effect in softening of concrete loaded in compression**. Heron (1990), p. 767–772.
- WALRAVEN, J. C. – **Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis**. Delft University Press, 1980.

Anexos

Anexos - Ensaaios de caraterização do betão

Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural



Laboratório de Tecnologia do Betão
e do Comportamento Estrutural

Requerente: ISEP - Professor Carlos Rodrigues

Data do Ensaio

03-10-2013

Ensaio realizado: Ensaio à Compressão de Provetes Cilíndricos

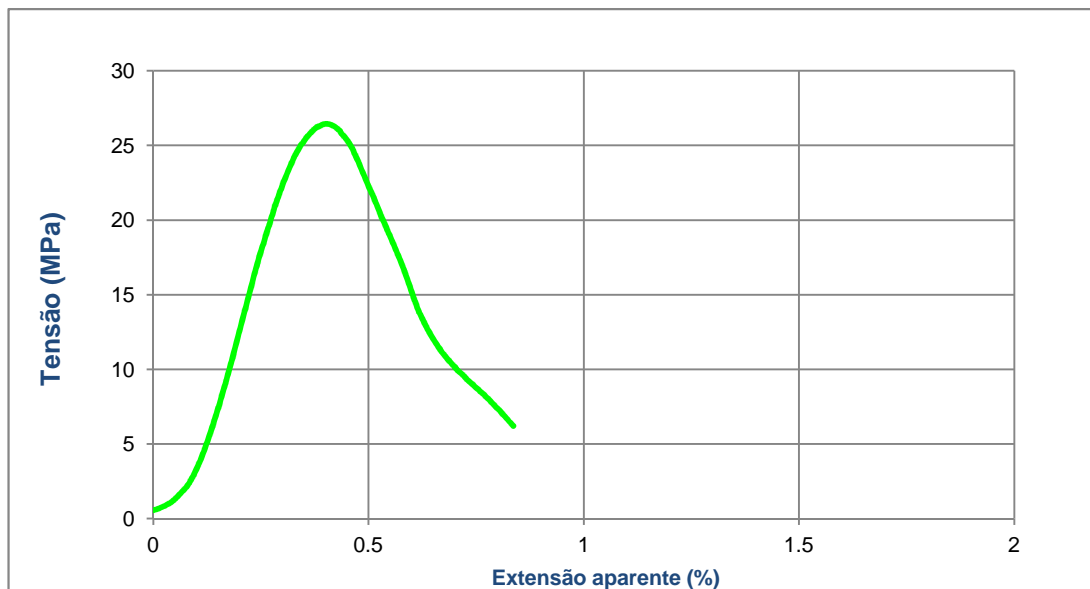
Data de Betonagem: 05 de setembro de 2013 (28 dias de idade)

Procedimento de ensaio:

O ensaio foi baseado na Norma EN 12390-3/2003, em controlo de deslocamento, a uma velocidade constante de 0.01 mm/s.

Resultados obtidos:

Ref. ^a	h (mm)	Ø (mm)	área (mm ²)	F _u (kN)	f _c (MPa)	f _{cm} (MPa)	δ (%)
Cil 1	297	150	17671.46	467.23	26.44	-	-



Técnico do Laboratório: Paula Silva

Diretora do Laboratório: Professora Sandra Nunes

Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural



Requerente: ISEP - Professor Carlos Rodrigues

Data do Ensaio

03 -10 - 2013

Ensaio realizado: Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão

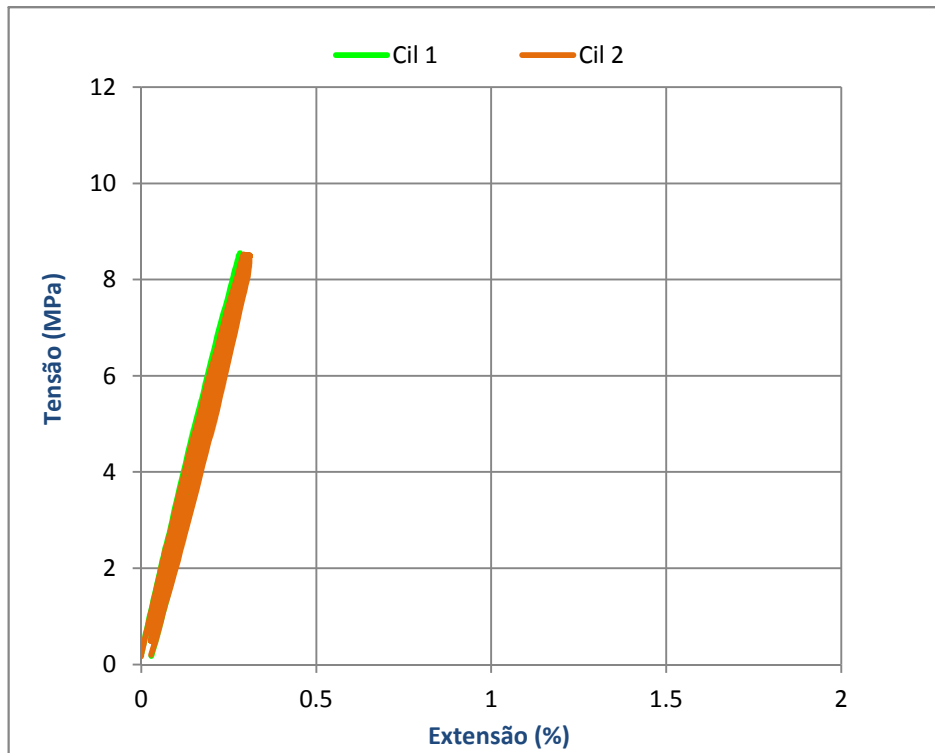
Data de Betonagem: 05 de setembro de 2013 (28 dias de idade)

Procedimento de ensaio:

O ensaio foi realizado de acordo com a norma DIN 1045 Part 5.

Resultados obtidos :

Ref. ^a	σ min. (MPa)	σ máx. (MPa)	Área (mm ²)	$E_{c, cit}$ (GPa)	$E_{cm, cit}$ (GPa)	δ (%)
Ec 1	0.49	8.50	17652.61	29.59	28.95	-
Ec 2			17650.26	28.31		



Técnico do Laboratório: Paula Silva

Diretora do Laboratório: Professora Sandra Nunes

Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural



Laboratório de Tecnologia do Betão
e do Comportamento Estrutural

Requerente: ISEP - Professor Carlos Rodrigues

Data do Ensaio

03-10-2013

Ensaio realizado: Ensaio à Tração por Compressão Diametral

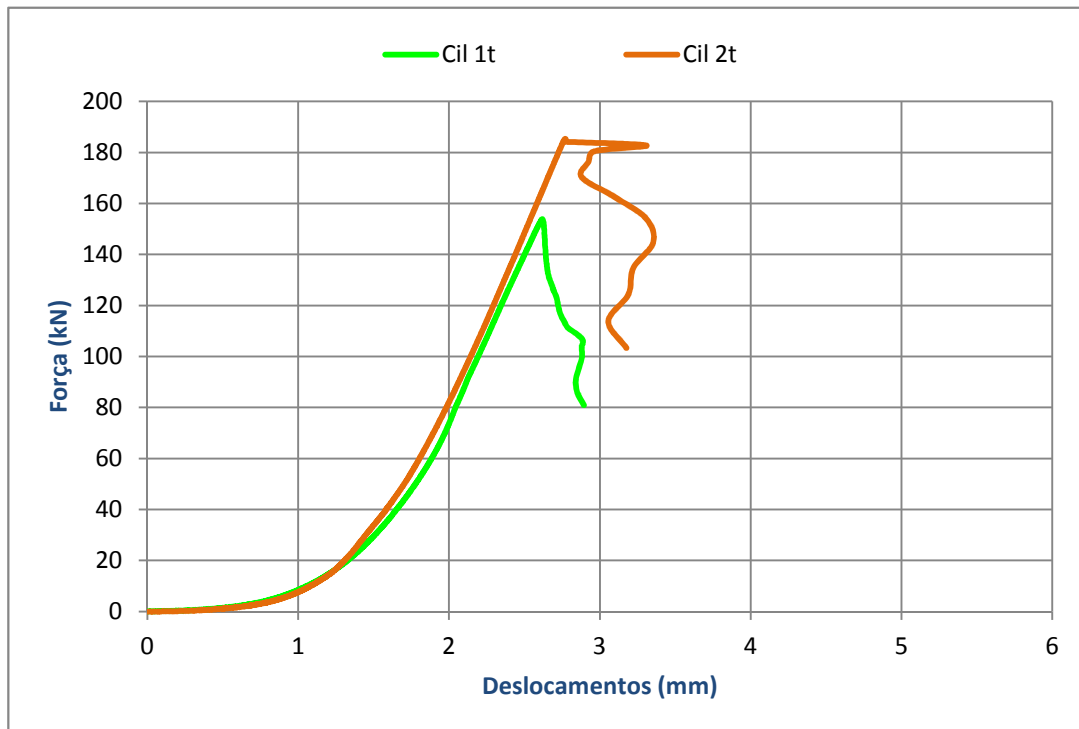
Data de Betonagem: 05 de setembro de 2013 (28 dias de idade)

Procedimento de ensaio:

O ensaio foi baseado na Norma EN 12390-6/2003, em controlo de deslocamento, a uma velocidade constante de 0.01 mm/s, e conduzido na Prensa INSTRON.

Resultados obtidos:

Ref. ^a	h (mm)	Ø (mm)	φ (kg/m ³)	F _u (kN)	f _{ct} (MPa)	f _{ctm} (MPa)	δ (%)
Cil 1t	298	149.92	-	153.84	2.19	2.42	-
Cil 2t	297	149.91	-	185.29	2.64	2.42	-



Técnico do Laboratório: Paula Silva

Diretora do Laboratório: Professora Sandra Nunes

Anexo - Ficha do laminado

Sika® CarboDur®

Sistema de reforço estrutural com laminados de fibra de carbono

Construction

Descrição do produto

Os laminados de fibra de carbono Sika® CarboDur® (CFRP) são concebidos para o reforço de estruturas em betão, madeira ou alvenaria. Os laminados de fibra de carbono Sika® CarboDur® são um reforço exterior, colado à estrutura com a cola de epoxi Sikadur®-30. (Consultar a Ficha de Produto para informação adicional).

Utilizações

Para o reforço de estruturas nas seguintes situações:

Aumento de carga:

- Aumento da capacidade de carga em lajes e vigas.
- Reforço da capacidade de carga em pontes para acomodar aumento de tráfego.
- Instalação de maquinaria pesada.
- Estabilização de estruturas com vibrações.
- Utilização de edifícios para fins não previstos inicialmente.

Danos em elementos estruturais:

- Degradação dos materiais construtivos.
- Corrosão de armaduras.
- Impacto de veículos.
- Incêndio.
- Sismos.

Melhoria no comportamento das estruturas:

- Redução das deformações.
- Diminuição da tensão nas armaduras.
- Redução da largura de fissuras.
- Redução da fadiga nas estruturas.

Alteração do sistema estrutural:

- Remoção de paredes ou de pilares.
- Cortes na laje para criar aberturas.

Alteração da especificação:

- Sismos.
- Alterações de projecto.

Defeitos de construção ou do projecto:

- Armaduras desadequadas ou insuficientes.
- Profundidade estrutural desadequada ou insuficiente.

Características/ Vantagens

- Não corrosivo.
- Elevada resistência.
- Excelente durabilidade.
- Disponível em qualquer comprimento, sem juntas
- Pouca espessura, pode ser revestido.
- Baixo peso, fácil de transportar (rolos).
- As intersecções e cruzamento de laminados são fáceis de fazer.
- Os laminados não necessitam de preparação.
- Muito fácil aplicação, especialmente em tectos.
- Extraordinária resistência à fadiga.
- Os laminados necessitam de preparação mínima, aplicável em várias camadas.
- Várias combinações de resistência e módulos de elasticidade disponíveis.
- Extremidades lisas, sem fibras soltas devido ao processo de fabrico "pultrusão"
- Aprovado em vários países.



Certificados/ Boletins de Ensaio	<p>Instituto Alemão de Engenharia da Construção: Z-36.12-29 (2002): Autorização geral para utilização de Sika® CarboDur® na construção.</p> <p>EMPA, Boletim de Ensaio nº 154490/1 (Ensaio de carga em vigas reforçadas com Sika® CarboDur®).</p> <p>Fib, Relatório Técnico, boletim 14 (Colagem exterior de reforço FRP para estruturas RC, Julho 2001) – Internacional.</p> <p>IBMB, TU Braunschweig, Boletim de Ensaio nº 1448/325.</p> <p>EMPA, Boletim de Ensaio nº 154490 (Exame de porosidade interna dos laminados Sika® CarboDur® por termografia de impulso).</p> <p>EMPA, Boletim de Ensaio nº 170569 (Colagem de laminados CFRP sob cargas dinâmicas).- 1998</p> <p>EMPA, Boletim de Ensaio nº 170569 (Colagem de laminados CFRP sob cargas dinâmicas). -2001</p> <p>SOCOTEC Boletim nº HX 0823 (2000): Inspeção/Caderno de Encargos – Sika® CarboDur®/SikaWrap®, França.</p> <p>EMPA, Boletim de Ensaio nº 148795 (Ensaio em vigas de betão armado reforçadas com Sika® CarboDur® após incêndio).</p>
---	--

Dados do produto

Aspecto / Cor	Polímero reforçado com fibras de carbono em matriz de epoxi, preto.
Fornecimento	Rolos completos de 250 m (caixa de cartão sem reembolso) ou em cortes à medida (embalagem sem reembolso), de acordo com quantidades encomendadas.

Tipos**Sika® CarboDur® S****Módulo de elasticidade à tracção 165.000 N/mm²**

Tipo	Largura	Espessura	Secção transversal
Sika® CarboDur® S1.030	10 mm	3,0 mm	30 mm ²
Sika® CarboDur® S1.525/60	15 mm	2,5 mm	37,5 mm ²
Sika® CarboDur® S2.025/80	20 mm	2,5 mm	50 mm ²
Sika® CarboDur® S512/80	50 mm	1,2 mm	60 mm ²
Sika® CarboDur® S613/100	60 mm	1,3 mm	78 mm ²
Sika® CarboDur® S614/110	60 mm	1,4 mm	84 mm ²
Sika® CarboDur® S626	60 mm	2,6 mm	156 mm ²
Sika® CarboDur® S812/120	80 mm	1,2 mm	96 mm ²
Sika® CarboDur® S814/150	80 mm	1,4 mm	112 mm ²
Sika® CarboDur® S912/140	90 mm	1,2 mm	108 mm ²
Sika® CarboDur® S914/160	90 mm	1,4 mm	126 mm ²
Sika® CarboDur® S1012/160	100 mm	1,2 mm	120 mm ²
Sika® CarboDur® S1014/180	100 mm	1,4 mm	140 mm ²
Sika® CarboDur® S1213/200	120 mm	1,3 mm	156 mm ²
Sika® CarboDur® S1214/220	120 mm	1,4 mm	168 mm ²
Sika® CarboDur® S1512/240	150 mm	1,2 mm	180 mm ²

**Sika® CarboDur® M
(equivalente ao aço)****Módulo de elasticidade à tracção 210.000 N/mm²**

Tipo	Largura	Espessura	Secção transversal
Sika® CarboDur® M514/90	50 mm	1,4 mm	70 mm ²
Sika® CarboDur® M614/110	60 mm	1,4 mm	84 mm ²
Sika® CarboDur® S814/150	80 mm	1,4 mm	112 mm ²
Sika® CarboDur® M914/170	90 mm	1,4 mm	126 mm ²
Sika® CarboDur® M1014/190	100 mm	1,4 mm	140 mm ²
Sika® CarboDur® M1214/230	120 mm	1,4 mm	168 mm ²

Sika® CarboDur® UH**Módulo de elasticidade à tracção 300.000 N/mm²**

Tipo	Largura	Espessura	Secção transversal
Sika® CarboDur® UH514	50 mm	1,4 mm	70 mm ²

**Armazenagem e
conservação**

O produto conserva-se por período ilimitado em local seco, ao abrigo da luz solar e a temperaturas inferiores a 50 °C. Transportar apenas na embalagem original e proteger contra eventuais danos mecânicos.

Dados técnicos

Massa volúmica Aprox. 1,6 kg/dm³.

Resistência Térmica > +150° C

Teor de fibras > 68% em volume (Tipo S).

Propriedades físicas / Mecânicas

Características dos laminados

Laminado		Sika® CarboDur®-XS (N/mm ²)	Sika® CarboDur®-S (N/mm ²)	Sika® CarboDur®-M (N/mm ²)	Sika® CarboDur®-H (N/mm ²)
Módulo de elasticidade*	Média	165.000	165.000	210.000	300.000
	Mínimo	>160.000	>160.000	>200.000	>290.000
	Percentil 5%	-	162.000	210.000	-
	Percentil 95%	-	180.000	230.000	-
Resistência à tração*	Média	2.400	3.100	3.200	1.500
	Mínimo	> 2.200	> 2.800	> 2.900	> 1.350
	Percentil 5%	-	3.000	3.000	-
	Percentil 95%	-	3.600	3.900	-
Alongamento à ruptura, mínimo		> 1,20%	> 1,7%	> 1,35%	> 0,45%
Alongamento para dimensionamento**		< 0,7%	< 0,85%	< 0,65%	< 0,25%

* As características mecânicas são avaliadas no sentido longitudinal das fibras.

** Valores a usar para o cálculo da carga máxima a suportar pelos laminados CFRP e, se necessário, adaptados às condicionantes da obra. De acordo com a estrutura e com a carga, este valor pode ser reduzido pelo projectista, segundo as exigências e normas vigentes.

Informação sobre o sistema

Estrutura do sistema Sistema Sika® CarboDur® + Sikadur®-30

Pormenores de aplicação

Consumo/ Dosagem

Largura do laminado	Sikadur®-30
50 mm	Aprox. 0,35 kg/m
60 mm	Aprox. 0,40 kg/m
80 mm	Aprox. 0,55 kg/m
90 mm	Aprox. 0,70 kg/m
100 mm	Aprox. 0,80 kg/m
120 mm	Aprox. 1,00 kg/m
150 mm	Aprox. 1,20 kg/m

Este consumo pode ser superior, dependendo da planimetria, perfil e rugosidade da base, necessidade de intersecções ou cruzamento dos laminados e eventuais desperdícios.

Qualidade da base

Planimetria ou nivelamento:

A base a reforçar deve encontrar-se nivelada, com irregularidades máximas de 0,5 mm, o que deve ser verificado com uma régua metálica. Tolerância máxima de 10 mm em cada 2 m ou de 4 mm em cada 0,3 m. Estas tolerâncias devem ser adaptadas a normas e/ou regulamentos aplicáveis.

A resistência da base (betão, alvenaria de blocos ou pedra natural) deve ser sempre verificada. Resistência média à tracção da cola sobre o betão preparado: 2,0 N/mm². Valor mínimo de resistência à tracção da cola sobre betão preparado: 1,5 N/mm². Se estes valores não forem possíveis de atingir, consultar a Ficha de Produto dos sistemas SikaWrap® para soluções alternativas. O betão deve ter uma idade mínima de 28 dias (consoante as condições ambientais e as resistências desenvolvidas).

Preparação da base

Betão e alvenaria de blocos:

A base deve apresentar-se sã, seca, limpa e sem leitanças, gelo, água estagnada, gordura, óleos, tratamentos de superfície, revestimentos antigos e partículas soltas. O betão deve ser limpo e preparado de modo a ficar isento de leitanças e contaminantes, com uma textura suficientemente rugosa.

Reparações e nivelamentos: no caso da remoção de betão fraco/ carbonatado, ou quando for necessário nivelar superfícies irregulares, deve seguir-se o sistema:

- Protecção das armaduras corroídas: SikaTop® Armatec® 110 EpoCem®
- Produtos de reparação estrutural: como a argamassa de epoxi Sikadur®-31 CF ou a cola Sikadur®-30, ou argamassa de reparação à base de cimento Sika® Monotop®-412 S (horizontal, vertical, em tectos), ou Sika® Monotop®-638 (horizontal, vertical, autonivelante) e aplicável por vazamento.

Madeira:

Deve ser preparada através de aplainamento, lixagem ou polimento. O pó deve ser aspirado no final da operação.

Superfícies de aço:

Devem ser decapadas com jacto abrasivo ao grau Sa 2,5. Desengordurar, remover eventuais sinais de corrosão e outros contaminantes que possam reduzir a aderência. Utilizar o primário adequado (ver tabela).

Evitar a condensação de água nas superfícies (verificar ponto de orvalho). Pode utilizar-se o primário Sikagard®-63 N PT para a protecção anticorrosiva temporária ou SikaCor®-EG 1 para protecção anticorrosiva permanente.

	+10 °C	+20 °C	+30 °C
1. Período máximo de espera entre decapagem da superfície de aço e o primário ou Sikadur®-30 (é possível não aplicar primário se não for necessária protecção anticorrosiva)	48 h	48 h	48 h
2. Período mínimo de espera entre primário e aplicação de Sikadur®-30 (sem preparação adicional do primário)	48 h	24 h	12 h
3. Período máximo de espera entre primário e aplicação de Sikadur®-30 (sem preparação adicional do primário)	7 dias	3 dias	36 h
4. Período de espera entre primário e aplicação de Sikadur®-30 (com preparação adicional do primário)*	> 7 dias	> 3 dias	> 36 h

*Se for necessário preparar o primário(4) para contacto com Sikadur®-30, esta operação deve ser efectuada o mais perto possível da altura da aplicação (no máximo 1 dia antes). Após preparação do primário a superfície deve ser aspirada para remoção integral de poeiras.

Preparação do laminado:

Imediatamente antes da aplicação da cola Sikadur®-30, limpar vigorosamente a superfície de colagem do laminado (sem letras) com Sóluto de Limpeza Colma, para eliminação de contaminantes. Esperar até secagem da superfície para aplicar a cola Sikadur®-30 (> 10 minutos).

Condições de aplicação/ Limitações

Temperatura da base Consultar a Ficha de Produto de Sikadur®-30.

Temperatura ambiente Consultar a Ficha de Produto de Sikadur®-30.

Humidade da base	≤ 4% de humidade residual. Método de ensaio: equipamento Sika® Tramex ou análogo. Isento de humidade ascendente segundo ASTM (folha polietileno).
Ponto de orvalho	A temperatura da base deve estar no mínimo 3 °C acima do ponto de orvalho, para reduzir o risco de condensação ou formação de bolhas no revestimento final.
Instruções de aplicação	
Relação de mistura	Consultar a Ficha de Produto de Sikadur®-30.
Mistura	Consultar a Ficha de Produto de Sikadur®-30.
Aplicação	Consultar Guia de Aplicação de Sika CarboDur®.
Limpeza de ferramentas	Limpar todas as ferramentas e equipamento com Sóluto de Limpeza Colma imediatamente após a utilização. Material curado/endurecido só pode ser removido mecanicamente.
Tempo de vida útil da mistura (potlife)	Consultar a Ficha de Produto de Sikadur®-30.
Importante	<ul style="list-style-type: none"> ■ É essencial que o projecto de reforço com o sistema Sika® CarboDur® seja executado por especialistas. ■ Tratam-se de intervenções estruturais, sendo portanto necessário escolher profissionais experientes e devidamente treinados para execução das mesmas. ■ Aplicar as peças dentro do tempo de vida útil de Sikadur®-30. ■ A fiscalização de qualidade local deve ser monitorizado por entidades independentes. ■ Devem ser tomadas medidas aquando do corte das peças. Usar vestuário de protecção adequado, luvas, óculos protectores e máscara. ■ O sistema Sika® CarboDur® deve ser protegido da luz solar directa, água / humidade e do contacto directo com betão húmido. ■ A temperatura de serviço máxima permitida é de +50 °C. ■ Devem ser seguidas criteriosamente as indicações da respectiva Ficha de Produto durante a aplicação de epoxi Sikadur®-30. ■ A face exposta da lâmina pode ser revestida com pintura Sikagard® - 550 W Elastic ou Sikagard® - 670 W ElastoColor para protecção aos UV e água / humidade. <p>Para qualquer esclarecimento contactar o Departamento Técnico Sika.</p>
Protecção ao Fogo	Se necessário poderão proteger-se os laminados CFRP Sika® CarboDur® com revestimentos resistentes ao fogo.
Nota	Todos os dados técnicos referidos nesta Ficha de Produto são baseados em ensaios laboratoriais. Resultados obtidos noutras condições podem divergir dos apresentados, devido a circunstâncias que não podemos controlar.

Risco e segurança

Medidas de segurança Para informações complementares sobre o manuseamento, armazenagem e eliminação de resíduos do produto consultar a respectiva Ficha de Dados de Segurança e o rótulo da embalagem.

"O produto está seguro na Cª Seguros XL Insurance Switzerland (Apólice nºCH00003018LI05A), a título de responsabilidade civil do fabricante".

A informação e em particular as recomendações relacionadas com aplicação e utilização final dos produtos Sika são fornecidas em boa fé e baseadas no conhecimento e experiência dos produtos sempre que devidamente armazenados, manuseados e aplicados em condições normais, de acordo com as recomendações da Sika. Na prática, as diferenças no estado dos materiais, das superfícies, e das condições de aplicação em obra, são de tal forma imprevisíveis que nenhuma garantia a respeito da comercialização ou aptidão para um fim em particular nem qualquer responsabilidade decorrente de qualquer relacionamento legal poderão ser inferidas desta informação, ou de qualquer recomendação por escrito, ou de qualquer outra recomendação dada. O produto deve ser ensaiado para aferir a adequabilidade do mesmo à aplicação e fins pretendidos. Os direitos de propriedade de terceiros deverão ser observados. Todas as encomendas aceites estão sujeitas às nossas condições de venda e de entrega vigentes. Os utilizadores deverão sempre consultar a versão mais recente da nossa Ficha de Produto específica do produto a que diz respeito, que será entregue sempre que solicitada.



Sika Portugal, SA
R. de Santarém, 113 Tel. +351 22 377 69 00
4400-292 V. N. Gaia Fax +351 22 370 20 12
Portugal www.sika.pt



Anexo - Ficha do adesivo

Sikadur®-30

Argamassa de epoxi para colagem de reforços estruturais

Descrição do produto	Sikadur®-30 é uma argamassa tixotrópica, adesiva, em dois componentes, baseada numa combinação de resinas epoxi e cargas especiais. Não contém solventes.
Utilizações	Adesivo para colagem de elementos de reforço, especialmente nos trabalhos de reforço estrutural, incluindo: <ul style="list-style-type: none"> ■ Colagem de laminados Sika® CarboDur® a betão, alvenaria e madeira (consultar a respectiva Ficha de Produto). ■ Colagem de chapas de aço a betão.
Características / Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> ■ Fácil mistura e aplicação. ■ Não necessita de primário. ■ Elevada resistência à deformação sob carga permanente. ■ Muito boa aderência a betão, alvenaria, pedra, aço, ferro fundido, alumínio, madeira e laminados Sika® CarboDur®. ■ O endurecimento não é afectado pela humidade. ■ Elevadas resistências mecânicas. ■ Tixotrópico: não escorre quando aplicado na vertical ou em tectos. ■ Endurece sem retracção. ■ Componentes de cores distintas (para melhor controlo da mistura). ■ Elevadas resistências mecânicas iniciais e finais. ■ Elevada resistência à abrasão e ao impacto. ■ Impermeável a líquidos e ao vapor de água.
Certificados / Boletins de ensaio	<p>Deutsche Institut für Bautechnik Z-36.12-29, 2006: Autorização de utilização de Sika® Carbodur® na construção geral.</p> <p>IBMB, TU Braunschweig, Boletim de ensaio nº 1871/0054, 1994: Ensaio de aprovação do adesivo epoxi Sikadur®-30.</p> <p>IBMB, TU Braunschweig, Boletim de ensaio nº 1734/6434, 1995: Ensaio da argamassa epoxi de reperfilamento Sikadur®-41 em combinação com o adesivo epoxi Sikadur®-30 para a colagem de chapas de aço.</p> <p>Em conformidade com a norma NP EN 1504-4.</p>
Dados do produto	
Aspecto / Cor	<p>Componente A: branco.</p> <p>Componente B: preto.</p> <p>Mistura A+B: cinzento claro.</p>
Fornecimento	Embalagens de 6 kg (A+B)
Armazenagem e conservação	O produto conserva-se durante 24 meses a partir da data de fabrico, na embalagem original não encetada, a temperaturas entre +5 °C e +30 °C. Armazenar em local seco e ao abrigo da luz solar directa.
Dados técnicos	
Base química	Resina epoxi.



Massa volúmica	Mistura A+B (a +23 °C): 1,65 kg/dm ³ ± 0,1 kg/dm ³ .	
Escorrimento	Não escorre em superfícies verticais até espessuras de 3 – 5 mm (a +35 °C). (segundo a FIP – Fédération Internationale de Précontrainte)	
Compressibilidade	4000 mm ² a +15 °C, para 15 kg. (segundo a FIP – Fédération Internationale de Précontrainte)	
Espessura da camada	Máximo 30 mm por camada. É possível a aplicação de várias camadas sobrepostas, desde que a anterior esteja suficientemente endurecida. Quando se utilizam várias embalagens, não misturar a embalagem seguinte até que a anterior seja completamente utilizada.	
Alteração de volume	Retracção 0,04 % (segundo a FIP – Fédération Internationale de Précontrainte)	
Coeficiente de expansão térmica	Coeficiente W: 2,5 x 10 ⁻⁵ / °C	(intervalo de temperaturas de -20°C a +40°C)

Estabilidade térmica *Temperatura de transição vítrea.* Segundo a FIP – Fédération Internationale de Précontrainte

Tempo de cura	Temperatura	TG
7 dias	+ 45° C	+ 62° C

Temperatura de transição por calor. De acordo com ASTM-D-648

Tempo de cura	Temperatura	TG
3 horas	+ 80° C	+ 53° C
6 horas	+ 60° C	+ 53° C
7 dias	+ 35° C	+ 53° C
7 dias	+ 10° C	+ 36° C

Temperatura de serviço -40 °C a + 45° C (cura >+ 23° C)

Propriedades físicas / Mecânicas

Resistência à compressão (EN 196)

Tempo de cura	Temperatura de cura	
	+10 °C	+35 °C
12 horas	-	80 – 90 N/mm ²
1 dia	50 – 60 N/mm ²	85 – 95 N/mm ²
3 dias	65 – 75 N/mm ²	85 – 95 N/mm ²
7 dias	70 – 80 N/mm ²	85 – 95 N/mm ²

Resistência ao corte	Ruptura no betão (aprox. 15 N/mm ²)		(FIP 5.15)
	Temperatura de cura		
	Tempo de cura	+15 °C	+35 °C
	1 dia	3 – 5 N/mm ²	15 – 18 N/mm ²
	3 dias	13 – 16 N/mm ²	16 – 19 N/mm ²
	7 dias	14 – 17 N/mm ²	16 – 19 N/mm ²
	18 N/mm ² (7 dias, +23 °C)		(segundo DIN 53283)

Resistência à tracção	Ruptura no betão (aprox. 15 N/mm ²)		(DIN 53455)
	Temperatura de cura		
	Tempo de cura	+15 °C	+35 °C
	1 dia	18 – 21 N/mm ²	23 – 28 N/mm ²
	3 dias	21 – 24 N/mm ²	25 – 30 N/mm ²
	7 dias	24 – 27 N/mm ²	26 – 31 N/mm ²

Tensão de aderência	Sobre aço:	(DIN EN 24624)
	> 21 N/mm ² (valor médio > 30 N/mm ²). Sobre a base correctamente preparada (decapada a jacto abrasivo ao grau Sa 2,5).	
	Sobre betão	(segundo a FIP- Fédération Internationale de Précontrainte)
	Ruptura coesiva no betão (> 4 N/mm ²).	

Módulo de elasticidade E	À compressão :	9600 N/mm ² (a +23 °C).	(ASTM D695)
	À tracção :	11200 N/mm ² (a +23 °C).	(ISO 527)

Informação sobre o sistema

Estrutura do sistema	Sistema Sika® CarboDur®: Para pormenores de aplicação dos laminados Sika® CarboDur® com Sikadur®-30 consultar a Ficha de Produto dos laminados Sika® CarboDur®.
-----------------------------	---

Pormenores de aplicação

Qualidade da base	Conforme ficha de produto dos laminados Sika® CarboDur®.
--------------------------	--

Preparação da base	Conforme ficha de produto dos laminados Sika® CarboDur®.
---------------------------	--

Condições de aplicação/ Limitações

Temperatura da base	Mínima: +8 °C. Máxima: +35 °C.
----------------------------	--------------------------------

Temperatura ambiente	Mínima: +8 °C. Máxima: +35 °C.
-----------------------------	--------------------------------

Temperatura do material	Sikadur®-30 deve ser aplicado a temperaturas entre +8 °C e +35 °C.
--------------------------------	--

Humidade da base	≤ 4% de humidade residual. Método de ensaio: equipamento Sika® Tramex ou análogo. Isento de humidade ascendente segundo ASTM (folha polietileno).
-------------------------	--

Ponto de orvalho	A temperatura da base deve estar no mínimo 3 °C acima do ponto de orvalho, para reduzir o risco de condensação ou formação de bolhas no revestimento final.
-------------------------	---

Instruções de aplicação

Relação de mistura

Componente A : Componente B = 3 : 1 (partes em peso ou em volume).
Quando não se utilizam as embalagens completas é necessário assegurar a correcta dosagem de cada um dos componentes através de pesagem precisa.

Mistura



Adicionar todo o componente B ao componente A.
Misturar durante pelo menos 3 minutos com um misturador eléctrico de baixa rotação (máx. 600 rpm) até o material se apresentar com uma consistência

cremosa e cor uniforme. Evitar a introdução de ar durante a mistura.

Transferir a mistura para um recipiente limpo e misturar novamente durante cerca de 1 minuto. Misturar apenas a quantidade que vai ser utilizada dentro do tempo de vida útil do produto.

Aplicação

Consultar a ficha de produto dos laminados Sika® CarboDur®.

Limpeza de ferramentas

Limpar todas as ferramentas e equipamento com Solutivo de Limpeza Colma imediatamente após a utilização. Material curado/endurecido só pode ser removido mecanicamente.

Tempo de vida útil da mistura (potlife)

(Segundo a FIP – Fédération Internationale de Précontrainte)

Temperatura	+8 °C	+20 °C	+35 °C
Pot-life	Aprox. 120 min.	Aprox. 90 min.	Aprox. 20 min.
Tempo aberto	Aprox. 150 min.	Aprox. 110 min.	Aprox. 50 min.

O tempo de vida útil da mistura inicia-se no momento da mistura da resina com o endurecedor. É mais curto a temperaturas elevadas e mais longo a temperaturas baixas. Quanto maior a quantidade misturada, menor será o pot-life. Para se conseguir maior tempo de trabalhabilidade a altas temperaturas pode dividir-se a mistura em pequenas porções. Outra medida eficaz é o arrefecimento dos componentes antes da mistura (nunca abaixo de +5 °C).

Importante

■ As resinas Sikadur® são formuladas de forma a ter baixa fluência sob carga permanente. Contudo, devido ao comportamento à fluência de todos os materiais poliméricos sob carga, a carga a longo prazo do projecto estrutural deve ter em consideração a fluência. Geralmente a carga do projecto estrutural a longo prazo deve ser inferior a 20-25% da carga de rotura. Por favor consulte um engenheiro de estruturas para cálculo das cargas.

Nota

Todos os dados técnicos referidos nesta Ficha de Produto são baseados em ensaios laboratoriais. Resultados obtidos noutras condições podem divergir dos apresentados, devido a circunstâncias que não podemos controlar.

Risco e segurança

Medidas de segurança Para informações complementares sobre o manuseamento, armazenagem e eliminação de resíduos do produto consultar a respectiva Ficha de Dados de Segurança e o rótulo da embalagem.

"O produto está seguro na C^a Seguros XL Insurance Switzerland (Apólice nºCH00003018LI05A), a título de responsabilidade civil do fabricante".

A informação e em particular as recomendações relacionadas com aplicação e utilização final dos produtos Sika são fornecidas em boa fé e baseadas no conhecimento e experiência dos produtos sempre que devidamente armazenados, manuseados e aplicados em condições normais, de acordo com as recomendações da Sika. Na prática, as diferenças no estado dos materiais, das superfícies, e das condições de aplicação em obra, são de tal forma imprevisíveis que nenhuma garantia a respeito da comercialização ou aptidão para um fim em particular nem qualquer responsabilidade decorrente de qualquer relacionamento legal poderão ser inferidas desta informação, ou de qualquer recomendação por escrito, ou de qualquer outra recomendação dada. O produto deve ser ensaiado para aferir a adequabilidade do mesmo à aplicação e fins pretendidos. Os direitos de propriedade de terceiros deverão ser observados. Todas as encomendas aceites estão sujeitas às nossas condições de venda e de entrega vigentes. Os utilizadores deverão sempre consultar a versão mais recente da nossa Ficha de Produto específica do produto a que diz respeito, que será entregue sempre que solicitada.

Marcação CE

A Norma Europeia EN 1504-4 "Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas em betão – Definições, requisitos, controlo de qualidade e avaliação de conformidade – Parte 4: colagem estrutural" fornece especificações para produtos e sistemas utilizados como métodos para os vários princípios apresentados na EN 1504-9.

Os produtos que se encontram abrangidos por esta especificação necessitam de ter a marcação CE, de acordo com o Anexo ZA.1, Tabelas ZA.1a a ZA.1g, de acordo com o âmbito e cláusulas relevantes aí indicadas, e cumprir os requisitos do mandato da Directiva de Produtos da Construção (89/106).



Sika Portugal, SA
R. de Santarém, 113 Tel. +351 22 377 69 00
4400-292 V. N. Gaia Fax +351 22 370 20 12
Portugal www.sika.pt



