

Instituto Politécnico do Porto

-

Instituto Superior de Engenharia do Porto

-

Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas



DISSERTAÇÃO

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO COM CFRP

-

Aluno

André Duarte Lopes da Silva n.º 1050255

Orientador

Eng.º Paulo Augusto Ribeiro Guedes (PRG)

-

Outubro 2013

Agradecimentos

Gostaria de expressar o agradecimento a todos aqueles que tornaram a realização deste trabalho possível.

Antes de mais, quero agradecer ao Eng.º Paulo Guedes, orientador desta dissertação, pelo apoio, incentivo e disponibilidade em todas as fases que levaram à concretização deste trabalho.

À Eng.ª Fátima Silva, pela sua disponibilidade na realização da betonagem das vigas e dos provetes.

Ao LABEST, da FEUP, na pessoa da Eng.ª Paula Silva, pela realização dos ensaios materiais ao betão.

À SECIL pelo fornecimento do cimento.

Ao Ricardo Oliveira, pela ajuda na preparação da campanha experimental.

Ao Eng.º Carlos Rodrigues gostaria de expressar, igualmente, a minha gratidão pela sua disponibilidade na preparação e realização dos ensaios.

Ao Sr. Manuel Fernandes, pela construção das cofragens para os ensaios experimentais.

À Patrícia Fernandes, Ricardo Almeida, Lisa Oliveira e Rui Reis, pelo companheirismo, apoio, ajuda e incentivo incondicional durante a realização deste trabalho.

À Joana Almeida agradeço o fornecimento dos materiais de reforço pois sem ele não era possível realizar os ensaios experimentais.

À Cristiana pelo incentivo, a compreensão, a dedicação, que tanto têm contribuído para a minha felicidade e conseqüentemente para a concretização desta dissertação.

Por último à Família, principalmente aos meus pais, agradeço de uma forma muito especial, o amor e o carinho que incondicionalmente me dedicam, a compreensão que sempre demonstraram e o permanente incentivo nos momentos mais difíceis, bem como todo o esforço feito para que este trabalho hoje exista.

Simbologia

Siglas

ACI	American Concrete Institute
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymer/Polímero reforçado com fibras de aramida
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer/Polímero reforçado com fibras de carbono
<i>FIB</i>	Fédération internationale du béton
FRP	Fiber Reinforced Polymer
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer/Polímero reforçado com fibras de vidro
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos

Notações escalares Latinas minúsculas

a	Flecha total em serviço
a_c	Flecha elástica;
a_t	Flecha a longo prazo
a_0	Flecha instantânea
a_1	Flecha de deformação em secção não fendilhada
a_2	Flecha de deformação em secção fendilhada
b	Largura total de uma secção
b_w	Largura mínima da secção transversal
c_1	Constante obtida por calibração experimental
c_2	Constante obtida por calibração experimental
e_f	Espessura total do FRP

d	Altura útil de uma secção transversal
d_2	Recobrimento na face superior da secção
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	Valor médio da resistência do betão à compressão
f_{ctk}	Valor característico da resistência do betão à tração
$f_{ct,eff}$	Valor medio da resistência do betão a tração
f_{ctm}	Valor médio da resistência do betão à tração
f_{fd}	Valor de cálculo da resistência do FRP à tração
f_{fk}	Valor característico da resistência a tração das fibras
f_{fu}	Tensão última do FRP
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
f_{td}	Valor de cálculo da força de tração na armadura longitudinal
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{ywk}	Valor de característico da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
h	Altura total de uma secção transversal
k	Coefficiente; fator
k_b	Fator geométrico
k_c	Fator que depende da qualidade do betão
k_M	Coefficiente que depende do tipo de apoio do elemento
k_t	Coefficiente global de correção para as flechas sob cargas de longa duração

k_1	Coefficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras
k_2	Coefficiente que tem em conta a distribuição das tensões
l	Comprimento do elemento
l_b	Comprimento de amarração
$l_{b,max}$	Comprimento máximo de amarração
n	Número de camada de FRP
k_0	Coefficiente global de correção para as flechas instantâneas
s	Espaçamento dos estribos, medido ao longo do eixo longitudinal
s_f	Espaçamento dos laminados em FRP, medido ao longo do eixo longitudinal
s_{rm}	Distância média entre fendas
$s_{r,max}$	Distância máxima entre fendas;
t_f	Espessura da camada de reforço FRP
u	Coefficiente de correção que relaciona o sistema estrutural com o seu carregamento;
u_f	Perímetro de aderência do reforço FRP
x_0	Profundidade do eixo neutro para cargas em serviço antes do reforço
x_e	Profundidade do eixo neutro em ELS
x	Altura do eixo neutro
w_{ci}	Módulo de flexão da secção homogeneizada;
w_f	Largura do FRP
w_k	Valor característico da largura das fendas
w_c	Contra flecha no elemento estrutural não carregado;
w_1	Parcela inicial do deslocamento devida às cargas permanentes da combinação de ações relevante
w_2	Parcela de longo prazo do deslocamento devido às cargas permanentes;

w_3	Parcela adicional do deslocamento devida às ações variáveis da combinação de ações relevante
w_{tot}	Deslocamento total (soma de w_1, w_2 e w_3);
w_{max}	Deslocamento total deduzido da contra flecha.
z	Braço das forças internas de uma secção
z_s	Braço das forças internas de uma secção. Distancia entre F_c e F_s
z_f	Braço das forças internas de uma secção. Distancia entre F_c e F_f

Notações escalares Latinas maiúsculas

A'_p	Área da secção das armaduras pré ou pós-tensionadas existentes $A_{c,eff}$;
$A_{c,eff}$	Área da secção efetiva de betão tracionado que envolve as armaduras para betão
A_f	Área de secção transversal do FRP
A_{sl}	Armadura de tração prolongada de um comprimento não inferior a $(l_{bd}+d)$ para além da secção considerada
A_{s1}	Área de aço da armadura longitudinal inferior
A_{s2}	Área de aço da armadura longitudinal superior
$A_{sl,p}$	Armadura longitudinal homogeneizada
$A_{s,p}$	Armadura longitudinal existente no elemento antes do reforço.
A_{sw}/s	Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s
$\frac{A_{sw}}{s}_{,min}$	Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s mínima.
$\frac{A_{sw}}{s}_{,p}$	Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s existente na viga antes de reforçar

c	Recobrimento das armaduras longitudinais
E_{cm}	Representa o módulo de elasticidade secante;
$\varphi(\infty, t_0)$	Representa o coeficiente de fluência para a ação e o intervalo de tempo considerados.
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações, representando vários esforços
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_f	Módulo de elasticidade do FRP
E_{fk}	Valor característico do módulo de elasticidade do FRP
E_{fu}	Valor último do módulo de elasticidade do FRP
E_s	Módulo de elasticidade do Aço
F_c	Força de compressão no betão
F_f	Força de tração na força de FRP
F_s	Força de tração na armadura ordinária
I_{01}	Momento de inércia da secção homogeneizada fendilhada antes do reforço
I_i	Momento de inércia da secção homogeneizada fendilhada antes do reforço
I_1	Momento de inércia da secção não fendilhada em ELS
I_2	Momento de inércia da secção fendilhada em ELS
L	Distância a partir do apoio onde se efetua a dispensa do FRP
M	Momento fletor
M_a	Momento fletor atuante na secção de dispensa do reforço
M_{cr}	Momento de início de fendilhação
M_D	Momento fletor da combinação de ações em estudo
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
M_k	Momento fletor atuante em ELS para a combinação de ações adequada
M_{Rd}	Valor de cálculo do momento fletor resistente

M_0	Momento fletor para as cargas em serviço antes do reforço
N	Esforço axial
N_{fa}	Valor de cálculo da força de tração máxima suportada pelo FRP
$N'_{fa,max}$	Força máxima de tração suportada pelo FRP para um comprimento de ancoragem inferior ao máximo
$N_{fa,max}$	Força máxima de tração suportada pelo FRP para o comprimento de ancoragem máximo
N_{Rk}	Esforço axial na secção devido ao binário de forças
P	Carga concentrada;
q	Carga uniformemente distribuída ou triangular;
V	Esforço transverso
V_{cd}	Contribuição do betão para o esforço transverso resistente
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço atuantes transversos resultante das ações exteriores
V_{fd}	Contribuição do reforço FRP para o esforço transversos resistente
V_{Rd1}	Esforço transversos resistente da secção segundo Eurocódigo 2 de 1998
V_{Rd2}	Esforço transversos resistente máximo
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversos resistente do elemento sem armadura de esforço transversos.
$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo do esforço transversos resistente do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversos equilibrado pela armadura de esforço transversos.
V_{wd}	Contribuição da armadura para o esforço transversos resistente
w_k	Valor característico da largura das fendas

R_d	Valor de cálculo da resistência correspondente
R_k	Valor característico da resistência correspondente

Notações escalares Gregas

α_{cw}	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
α	Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga
α_e	Ângulo que a direção principal das fibras faz em relação ao eixo do elemento
α_f	Coefficiente de homogeneização do FRP em betão
α_s	Coefficiente de homogeneização do aço em betão
β	Coefficiente que relaciona o valor médio com o valor característico da largura das fendas
β_1	Coefficiente relacionado com as características de colagem
β_2	Coefficiente relacionado com o tipo de carregamento
γ_M	Coefficiente de segurança dos materiais
γ_c	Coefficiente de segurança para o betão
γ_f	Coefficiente de segurança do material FRP
γ_s	Coefficiente de segurança para o aço
δ_G	Coefficiente que define a posição do centro de gravidade da força de compressão no betão considerando o bloco retangular de tensões
ε_0	Extensão na fibra mais afastada à tração para cargas em serviço antes do reforço
ε_2	Extensão na armadura longitudinal inferior em regime fendilhado
ε_c	Extensão na fibra mais afastada à compressão em ELS

ε_{c0}	Extensão na fibra mais afastada à compressão para cargas em serviço antes do reforço
ε_{cm}	Extensão média no betão entre fendas.
ε_{cu}	Extensão última do betão na fibra mais afastada à compressão em ELU (3,5‰)
ε_{cu3}	Extensão última do betão à compressão
ε_f	Extensão última de cálculo do laminado admitido no dimensionamento à flexão
ε_{fd}	Extensão de cálculo do FRP
$\varepsilon_{fd,e}$	Valor de cálculo da extensão efetiva do FRP
ε_{fe}	Extensão efetiva do FRP
$\varepsilon_{fk,e}$	Valor característico da extensão efetiva do FRP
ε_{fu}	Extensão última do FRP
ε_{fud}	Extensão última de cálculo FRP
ε_{fuk}	Valor característico da extensão de rotura do FRP
ε_s	Extensão na armadura ordinária de tração
ε_{s1}	Extensão na armadura longitudinal inferior
ε_{s2}	Extensão na armadura longitudinal superior
ε_{sm}	Extensão média da armadura para a combinação de ações considerada
ε_{sy}	Extensão de cedência do aço (armadura interna);
ε_{syd}	Extensão de cálculo na armadura longitudinal
ζ	Coefficiente de distribuição de tensões
ζ_b	Coefficiente de distribuição de tensões
η	Fator de redução de resistência do FRP de acordo com o tipo de fibra
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

λ	Valor que define a altura útil da zona comprimida
μ	Momento reduzido da secção
ν, ν_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ξ_1	Coefficiente corrigido da resistência de aderência
ξ	Relação entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e para betão armado
ξ_b	Parâmetro de aderência do reforço FRP
ρ_{eq}	Relação longitudinal equivalente de armadura
ρ_f	Percentagem de reforço FRP
ρ_l	Taxa de armadura longitudinal
$\rho_{p,eff}$	Taxa de armadura da secção efetiva
σ_c	Tensão no betão comprimido
σ_s	Tensão na armadura ordinária de tração
σ_f	Tensão no FRP
τ_b	Tensão de corte na interface betão-FRP
τ_{fm}	Tensão média de aderência do FRP
τ_{Rk}	Valor característico da resistência ao corte do betão
ϕ_s	Maior diâmetro dos varões das armaduras para betão armado
ϕ_p	Diâmetro equivalente das armaduras de pré-esforço
ϕ	Diâmetro dos varões.
$\varphi(\infty, t_0)$	Representa o coeficiente de fluência para a ação e o intervalo de tempo considerados.
ψ	Coefficiente que define a resistência efetiva do betão para o diagrama retangular de tensões

ω Taxa de armadura

Palavras –Chave: Betão Armado; Dimensionamento e Verificação de Segurança; CFRP; Procedimentos para Projeto

Resumo

Ao longo dos anos as estruturas existentes têm sido adaptadas para novas utilizações. No entanto, devido aos condicionalismos arquitetónicos e patrimoniais, a demolição e substituição por estruturas novas, pode-se tornar pouco viável, sendo cada vez mais exequível a opção de reforçar.

A presente dissertação refere-se a uma dessas opções de reforço nomeadamente ao reforço de estruturas em betão armado com CFRP (Compósitos Reforçados com Fibras de Carbono), nomeadamente lajes e vigas. Os objetivos principais deste trabalho consistem em desenvolver uma proposta de critérios de dimensionamento de estruturas de betão armado reforçadas com CFRP tendo por base o disposto no Eurocódigo 2 comparando -a com o relatório técnico publicado *“bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”*, da Fédération Internationale du Béton.

Recorrendo à revisão bibliográfica, onde estão referidos temas como as características dos materiais de um sistema FRP, as suas técnicas de reforço e com uma exposição do comportamento das vigas reforçadas à flexão, particularmente no seu comportamento mecânico e modos de ruína associados a este tipo de reforço.

Apresentam-se duas metodologias de cálculo para dimensionamento deste tipo de reforço para os diferentes estados limites, e aplicam-se a cada uma das metodologias de cálculo a uma viga com necessidade de reforço à flexão e ao corte, devido a um aumento de esforços provocado pelo aumento da sobrecarga.

Desenvolve-se um estudo experimental onde se pretende avaliar a eficácia de um sistema de reforço à flexão com compósitos de CFRP colado externamente a uma viga e com diferentes taxas de reforço.

Keyword: Reinforced concrete; Design and Safety Concept; CFRP; Design Procedure

Abstract

Over the years, existing structures have been adapted to new uses. However, due to architectural and historical constraints, the dismantling and replacement by new structures, may become impractical, being more and more feasible the option of reinforce.

The present dissertation, refers to the study of reinforced concrete structures reinforced with CFRP (Composites Reinforced with Carbon Fibers), namely slabs and beams.

The main objectives of this task, consists in develop a proposal of design criteria for reinforced concrete structures reinforced with CFRP, based on the Eurocode 2, comparing it with the published technical report “bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”, of Fédération Internationale du Béton.

Using the available bibliography, where are referred themes like, the technical features of the materials of one FRP system, their strengthening techniques and with a display of the behavior of beams strengthened in bending, particularly, in their mechanical behavior and failure modes associated to this type of strengthening.

Thus, were presented the two calculation methodologies for design of this type of strengthening for the different limit states, after, was applied each one of the proposed calculation methodologies to a beam, with needs of strengthening to bending and cut, due to an increase of efforts caused by increased overload.

Índice geral

Agradecimentos	v
Simbologia	vii
Palavras –Chave: Betão Armado; Dimensionamento e Verificação de Segurança; CFRP; Procedimentos para Projeto	xvii
Resumo.....	xvii
Keyword: Reinforced concrete; Design and Safety Concept; CFRP; Design Procedure	xix
Abstract	xix
Índice geral	xxi
Índice de figuras	xxvii
Índice de tabelas.....	xxxi
1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Objetivos	4
1.3 Estruturação da dissertação	5
2. Revisão bibliográfica.....	7
2.1 Material FRP e seus constituintes	7
2.1.1 Matriz polimérica.....	8
2.1.2 Adesivos.....	10
2.1.3 Primário (Primers).....	12
2.1.4 Massa de enchimento (Puttie filler)	12
2.1.5 Resinas de saturação.....	13
2.1.6 Revestimento protetor.....	13
2.2 Fibras.....	14
2.2.1 Fibras de Vidro.....	15

2.2.2	Fibras de Aramida.....	16
2.2.3	Fibras de Carbono.....	16
2.2.4	Comparação das propriedades das fibras com as do aço.....	18
2.3	Tipos de sistema Sistemas FRP.....	19
2.3.1	Sistemas curados “in situ”.....	19
2.3.2	Sistemas pré-fabricados.....	21
2.4	Vantagens e desvantagens dos Sistemas FRP.....	22
2.5	Técnicas de Reforço.....	22
2.5.1	Reforço em lajes.....	23
2.5.2	Reforço em vigas.....	24
2.5.3	Reforço em Pilares.....	25
2.6	Análise do comportamento de vigas reforçadas à flexão.....	28
2.6.1	Comportamento mecânico.....	28
2.6.2	Modos de ruína.....	31
2.6.2.1	Modos de ruína gerais.....	31
2.6.2.2	Ruínas prematuras.....	35
2.7	Propostas normativas existentes.....	37
3.	Metodologia de cálculo proposto.....	39
3.1	Estados limites últimos.....	39
3.1.1	Reforço à Flexão.....	41
3.1.1.1	Capacidade resistente última.....	41
3.1.1.2	Estado inicial (ϵ_0, σ_0)- antes do reforço.....	43
3.1.1.3	Cálculo do reforço em FRP.....	44
3.1.2	Reforço ao Esforço Transverso.....	47
3.1.2.1	Lajes.....	48

3.1.2.2	Vigas	50
3.2	Estados Limites de Utilização	53
3.2.1	Critérios gerais.....	53
3.2.1.1	Ações.....	53
3.2.1.2	Combinação de ações.....	54
3.2.1.3	Métodos de análise	55
3.2.1.4	Propriedades dos materiais.....	55
3.2.2	Método para o cálculo das tensões	56
3.2.3	Limitação de tensões	57
3.2.3.1	Limitação das tensões de compressão no betão.....	57
3.2.3.2	Limitação das tensões de tração nas armaduras e no FRP.....	57
3.2.4	Estado limite de deformação	58
3.2.4.1	Metodologia proposta no Eurocódigo 2-Método bilinear	60
3.2.4.2	Cálculo de flechas pelo método dos coeficientes globais	60
3.2.4.2.1	Cálculo da flecha elástica	60
3.2.4.2.2	Cálculo da flecha instantânea.....	61
3.2.4.2.3	Cálculo da flecha a longo prazo.....	62
3.2.5	Controlo da fendilhação	63
3.2.5.1	Cálculo da largura de fendas	65
4.	Metodologia de cálculo segundo a FIB 2001	71
4.1	Estados limites últimos.....	71
4.1.1	Reforço á flexão	73
4.1.2	Perda de ação do compósito.....	76
4.1.2.1	Destacamento devido a movimentos em fendas de corte	77

4.1.2.2	Destacamento na zona de ancoragem e por concentração de tensões em fendas de flexão;.....	79
4.1.2.3	Falha por corte nas extremidades de reforço;	83
4.1.2.4	Destacamento causado por irregularidades na superfície do betão	85
4.1.3	Reforço ao esforço transverso.....	85
4.2	Estados limites de utilização	88
4.2.1	Método para o cálculo das tensões	88
4.2.2	Limitação de tensões.....	90
4.2.3	Estado limite de deformação.....	91
4.2.4	Controlo da fendilhação.....	92
5.	Comparação entre a metodologia de cálculo proposta e a FIB (2001)	95
5.1	Estados limites últimos.....	98
5.1.1	Reforço à flexão.....	98
5.1.2	Reforço ao esforço transverso.....	102
5.2	Estados limites de utilização	103
5.2.1	Limitação de tensões.....	103
5.2.2	Controlo da deformação.....	104
5.2.3	Controlo da fendilhação.....	104
6.	Programa Experimental	107
6.1	Provetes e configuração de ensaio	107
6.2	Caracterização dos materiais	109
6.2.1	Betão.....	109
6.2.2	Aço.....	110
6.2.3	CFRP	110
6.2.4	Adesivo.....	111

6.3	Preparação das vigas.....	111
6.4	Instrumentação.....	114
6.5	Esquema e procedimento de ensaio.....	116
6.6	Resultados e discussão.....	117
7.	Considerações Finais.....	121
7.1	Conclusões.....	121
7.2	Desenvolvimentos futuros.....	124
	Referências bibliográficas.....	125
	Anexos.....	135
	Anexos I Ábacos para o cálculo das flechas pelo método dos coeficientes (Walther, et al., 1990).....	A.I-1
	Anexos II Cálculos e resultados referentes ao Capítulo 5.....	A.II-1
	Anexos III-Ensaio à Compressão de Provetes cúbicos.....	A.III-1
	Anexos IV Ensaio à Compressão de Provetes Cilíndricos.....	A.IV-1
	Anexos V-Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão.....	A.V-1
	Anexos VI-Ensaio à Tração por Compressão Diametral.....	A.VI-1

Índice de figuras

Figura 2.1 Componentes básicos que formam um compósito FRP (adaptado de ISIS, 2006a)	7
Figura 2.2 Materiais compósitos e seus constituintes (Rodrigues, 2012)	7
Figura 2.3 Comparação de algumas propriedades entre o aço, o alumínio e o compósito de carbono (Juvandes, 1999).....	8
Figura 2.4 Ordem de aplicação do sistema FRP (adaptado de BASF, 2007)	13
Figura 2.5 Comportamento à tração de fibras e metais (ACI 440R-96, 1996).....	15
Figura 2.6 Diagramas de Tensões vs. Deformação dos diferentes tipos de FRP unidirecionais em comparação com o aço (FIB bulletin 14,2001).....	18
Figura 2.7 Compósito de FRP (Formas Pré-Fabricada e Curada “in situ”) (Juvandes 2011).....	21
Figura 2.8 Técnicas de reforço com recurso a CFRP (Cruz, 2011)	23
Figura 2.9 Reforço realizado nas duas direções (Motavalli,2008)	24
Figura 2.10 Diferentes formas de reforço ao corte com FRP's (CNR, 2004)	25
Figura 2.11 Relação carga-deslocamento de vigas reforçadas à flexão com CFRP (adaptado de Ross et al, 1999 e Azevedo 2008)	29
Figura 2.12 Comportamento de vigas reforçadas à flexão com CFRP (Kelley et al, 2000)	30
Figura 2.13 Modos de ruína possíveis (com base em Deuring, 1993).....	32
Figura 2.14 Modos de ruína prematura (Juvandes,1999)	35
Figura 2.15 Modos de ruína possíveis para a zona de amarração dos laminados de CFRP (Neubauer et al., 1997 e Juvandes,1999)	37
Figura 3.1 Distribuição retangular de tensões (adaptado da NP EN 1992-1-1 2010-3.1.7(3))	41
Figura 3.2 Análise de uma secção fendilhada sujeita a um momento fletor.....	43

Figura 3.3 Distribuição retangular de tensões	45
Figura 3.4 Modelo de treliça e notações para elementos com armadura de esforço transverso (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.3 (1)).	47
Figura 3.5 Reforço ao esforço transverso com recurso a FRP (ACI 440.2R-08, 2008).....	51
Figura 3.6 Exemplos de deformações impostas (Figueiras,2002).....	54
Figura 3.7 Secção fendilhada em fase elástica	56
Figura 3.8 Flechas num elemento fletido (Eurocódigo 2)	58
Figura 3.9 Secções efetivas de betão tracionado (casos típicos) (NP EN 1992-1-1 2010-7.3.2)	66
Figura 3.10 Largura de fendas, w , na superfície de betão em função da distância às armaduras (NP EN 1992-1-1 2010-7.3.2).....	68
Figura 4.1 Diagrama Tensões - Deformações do Betão, Aço e FRP (FIB 2001).....	71
Figura 4.2 Distribuição de tensões e deformações numa secção de betão armado (FIB 2001)	74
Figura 4.3 Análise da secção transversal para o Estado Limite Último no reforço à de flexão (FIB 2001).....	76
Figura 4.4 Peeling-off causado por fendas de corte (FIB 2001)	78
Figura 4.5 Ruína por corte na extremidade (Azevedo,2008).....	84
Figura 4.6 a) Conceito de vão fictícios de corte; (b) Modelo de ruína por corte na extremidade (FIB 2001).....	84
Figura 4.7 Análise linear elástica de uma secção fendilhada (FIB 2001).....	89
Figura 5.1 Vista em alçado e em planta da estrutura porticada do edifício.....	95
Figura 5.2 Pormenor das armaduras das vigas.....	97
Figura 5.3 Cortes transversais	98
Figura 5.4 Gráfico Momento resistente - taxas de armadura de CFRP	101

Figura 6.1 Corte longitudinal das vigas em betão armado.....	107
Figura 6.2 Secção transversal das vigas em betão armado.....	108
Figura 6.3 Secção transversal das vigas reforçadas: a) FRP1; b) FRP2.....	108
Figura 6.4 Aspeto da superfície do betão após preparação.....	112
Figura 6.5 Fase final da colocação do laminado.....	113
Figura 6.6 Colocação dos grampos	113
Figura 6.7 Esquema de ensaio	116
Figura 6.8 Esquema de ensaio	116
Figura 6.9 Modos de ruína observados nos modelos de vigas ensaiados	118
Figura 6.10 Relação Força vs. Deslocamento nas vigas ensaiadas.....	119

Índice de tabelas

Tabela 2.1 Comparação das propriedades dos adesivos epóxi, betão e aço (Täljsten 1994)	11
Tabela 2.2 Propriedades dos diferentes tipos de fibra (ACI 440.2R-08, 2008).....	17
Tabela 2.3 Peso específico típico dos diferentes materiais FRP comparativamente com o Aço, g/cm ³ (ACI 440.2R-08, 2008).....	17
Tabela 2.4 Comparação das diferentes fibras (Meier,1995)	19
Tabela 2.5 Descrição das mantas e tecidos empregues nos sistemas FRP curados “in situ” (Juvandes,1999).....	20
Tabela 2.6 Reforço com colagem de tecidos de FRP ao betão (Juvandes,1999)	26
Tabela 2.7 Reforço com colagem de laminados e mantas e tecidos de FRP ao betão (Juvandes,1999)	27
Tabela 2.8 Mecanismos de ruína e medidas de verificação para evitar a sua ocorrência (Juvandes,1999).....	33
Tabela 3.1 Valores recomendados de <i>w_{max}</i>	64
Tabela 3.2 Relação ξ entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e das armaduras para betão armado.....	67
Tabela 4.1 Fator de segurança do material FRP de acordo com o tipo de sistema utilizados (FIB 2001)	73
Tabela 5.1 Ações atuantes na laje maciça antes do reforço.....	96
Tabela 5.2 Ações atuantes da viga antes do reforço	96
Tabela 5.3 Resultados dos esforços atuantes e resistentes.....	97
Tabela 5.4 Esforços atuantes após aumento da sobrecarga	98
Tabela 5.5 Características geométricas do laminado CFRP.....	99
Tabela 5.6 Propriedades do laminado CFRP.....	99

Tabela 5.7 Estado de tensão e de deformação da secção mais esforçada.....	99
Tabela 5.8 Dimensionamento para diferentes taxas de CFRP	100
Tabela 5.9 Propriedades da Manta em CFRP.....	102
Tabela 5.10 Capacidade resistente da secção após o reforço.....	103
Tabela 5.11 Resultados obtidos para a limitação das tensões	103
Tabela 5.12 Flechas	104
Tabela 5.13 Resultados obtidos no controlo da fendilhação.....	105
Tabela 6.1 Propriedades das vigas	108
Tabela 6.2 Composição do betão.....	109
Tabela 6.3 Principais propriedades do betão.....	109
Tabela 6.4 Propriedades mecânicas do aço das armaduras ordinárias	110
Tabela 6.5 Propriedades mecânicas do CFRP	111
Tabela 6.6 Instrumentação das vigas	115
Tabela 6.7 Resultados obtidos nos ensaios	117

1.

Introdução

1.1 Enquadramento geral

Estando o país a viver uma contingência económica muito complicada e a indústria da construção a atravessar uma fase muito difícil, não se pode pensar em investir em construções novas. O pensamento deve estar focado na reabilitação e reforço de estruturas existentes.

Nestes últimos anos tem-se trabalhado nesse sentido e daí o surgimento de novas tecnologias de reforço e reabilitação de estruturas de betão armado. Uma dessas tecnologias é o reforço de estruturas utilizando materiais compósitos ou também chamados sistemas FRP, *fiber reinforced polymer*, polímeros reforçados com fibras contínuas.

A primeira utilização de FRP surge na década de 30, do século XX, no fabrico de um casco de barco usando tecido de fibra de vidro e uma resina de poliéster colocada num molde de espuma (Busel e Lockwood (2000)).

O impulsionamento desta tecnologia surgiu nos anos seguintes, na década de 40, pela indústria naval no fabrico de cascos de navios com fibras de vidro, na indústria aeroespacial em coberturas de radares e na indústria petrolífera em elementos estruturais, como plataformas em alto mar e em tubagens com a utilização de compósitos de FRP (Romeira,2012).

Na década de 60, começam a surgir os primeiros estudos sobre o reforço exterior de estruturas de betão armado com chapas metálicas (Azevedo, 2008) o reforço era à flexão e consistia na introdução de armadura na zona tracionada das peças de betão, ou seja, eram coladas exteriormente através de um adesivo à base de resinas epoxídicas.

Com a expansão dos compósitos e com a necessidade de redução dos custos de produção, na década de 80, surge o desenvolvimento de processos de fabrico em série, como a pultrusão.

É nesta década, que surge o reforço de estruturas utilizando os compósitos de FRP colados exteriormente (técnica EBR) em alternativa à colagem com chapas de aço. O início da investigação na área de fabrico de laminados para colagem deu-se na Suíça (Azevedo, 2008).

É a partir desta altura, que um número elevado de investigadores e organizações iniciam estudos no sentido de integrar os FRP em aplicações de Engenharia Civil bem como a definição de critérios de dimensionamento (Juvandes, 2002).

Tendo como particularidade destacarem-se três frentes: na Ásia nomeadamente, no Japão, interessado em alternativas de pré-esforço por pré-tensão e no reforço de estruturas aos sismos, na América do Norte, motivada pelas soluções de problemas de durabilidade de pontes e na Europa preocupada com a necessidade de preservar e reabilitar o património histórico edificado (Azevedo, 2008).

Já em Portugal, três centros de investigação (Azevedo, 2008) a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), o Instituto Superior Técnico (IST) e a Universidade do Minho (UM) têm vindo a estudar os vários aspetos associados aos projetos de reforço com sistemas de FRP como mostram as publicações de Nsambu (1997), Juvandes (1999), Azevedo et al. (2005), Travassos (2005), Barros (2000) e Silva (2008), entre outros.

Como ainda não existe regulamentação nacional específica nesta matéria, em Portugal têm-se utilizado propostas normativas internacionais que se consideram mais adequadas à situação e problema em análise. No entanto por vezes são utilizados documentos fornecidos pelos representantes dos sistemas.

Entre várias publicações pode-se destacar:

- a. Documentos de homologação alemães do *Deutsches Institut für Bautechnik* (DIBt) para sistemas laminados pré-fabricados de CFRP: Nr.Z-36.12-29 (1997) e Nr.Z-36.12-54 (1998);
- b. Na suíça a *Swiss Society of Engineers and Architects* (SIA) publicou D0128, 1995; D0144, 1997;
- c. Na Grã-Bretanha a *Concrete Society* publicou *Technical Report 55* (2000) (TR55) e *Technical Report 57* (2003) (TR57)
- d. Na Itália o *Consiglio Nazionale delle Ricerche* (CNR) publicou a “*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*” (2004)(CNR-DT 200/2004).
- e. No Canadá a *Intelligent Sensing for Innovative Structures* publicou o Manual de Dimensionamento n.º.4 intitulado “*Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*” (ISIS, 2001)
- f. Nos Estados Unidos a *American Concrete Institute* publicou o “*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*” (2008) (ACI 440.2R.-08)
- g. No Japão, at araves *Japanese Society of Civil Engineers* publicou “*Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of CFRP Sheet*” (JSCE,2001)
- h. *Fédération Internationale du Béton* publicou um relatório técnico que designou de “*bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*” (FIB bulletin 14,2001)

Atualmente, existem dois regulamentos em vigor sobre esta técnica de reforço: o canadiano *The Canadian CSA S806 Code* (2002) e o egípcio *The Egyptian FRP Code* (2005).

Inúmeros estudos vêm a comprovar o sucesso na utilização de FRP no reforço de estruturas de betão armado, apresentando os seus inconvenientes. É incontestável, podendo-se dizer que se trata de uma alternativa possível aos sistemas de reforço tradicionais, no entanto é necessário saber utilizá-los convenientemente.

Existem algumas reservas na sua utilização, devido à sua rotura frágil e ao comportamento da ligação Betão-FRP, existindo a necessidade de conhecer convenientemente o comportamento destes sistemas ao longo do tempo.

1.2 Objetivos

Os critérios de dimensionamento de reforços com colagens de sistemas de FRP são em Portugal inexistentes pelo que têm sido adotados os critérios para o reforço de estruturas com armaduras metálicas ou propostas normativas realizadas noutros países, que se encontram mais desenvolvidas nesta área.

O principal objetivo deste trabalho é apresentar uma proposta de critérios de dimensionamento de estruturas de betão armado reforçadas com materiais compósitos de CFRP, usando a técnica de colagem exterior (EBR), tendo por base NP EN 1992 -1-1 2010 (Eurocódigo 2). Esta proposta está dividida em duas partes, a primeira aborda os Estados Limites Últimos e a segunda os Estados Limites de Utilização. A escolha da norma Eurocódigo 2, com base para a elaboração deste trabalho resulta do facto de esta ser já há alguns anos a norma de base na formação de Engenheiros Cívicos em Portugal, para Projeto de estruturas de betão armado.

Para que este objetivo fosse atingido, definiu-se um conjunto de objetivos secundários:

- Reunir numa pesquisa bibliográfica o principal conhecimento existente sobre os constituintes de um sistema FRP, técnicas de reforço e a sua aplicação para diferentes tipos de elementos de betão armado;
- Compreender o comportamento de vigas reforçadas à flexão, nomeadamente o seu comportamento mecânico e os diferentes tipos de ruínas;
- Estudo da norma portuguesa (Eurocódigo 2) bem como as principais normas a nível mundial de reforço em CFRP para estruturas de betão armado;
- Estudo comparativo entre a proposta desenvolvida e proposta normativa “*bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*”, da Fédération Internationale du Béton, discutindo as diferenças encontradas;
- Realização de um conjunto de ensaios experimentais e testar a eficácia do sistema de reforço à flexão aplicado em vigas, estudando os mecanismos de rotura e os incrementos de resistência provocada por este tipo de reforço.

1.3 Estruturação da dissertação

No Capítulo 2 apresenta-se uma pesquisa bibliográfica caracterizando os principais constituintes de um sistema FRP, bem como a comparação entre sistemas curados “in situ” e sistemas pré-fabricados, as principais técnicas de reforço, terminando com uma análise do comportamento mecânico de vigas reforçadas à flexão com CFRP, descrevendo os principais modos de ruína presentes neste tipo de reforço.

No Capítulo 3 desenvolve-se uma proposta para a verificação aos Estados Limites Últimos de resistência, à flexão e esforço transversal, bem como, a verificação dos Estados Limites de Utilização, tendo por base as regras e formulação do Eurocódigo 2, adaptado a peças de betão armado reforçadas com CFRP.

No Capítulo 4 descreve-se de forma resumida os critérios de dimensionamento presentes na norma FIB bulletin 14 de 2001.

No Capítulo 5 aplicou-se a um caso prático às duas metodologias de cálculo apresentadas, a uma viga com necessidade de reforço e discutindo-se os respetivos resultados obtidos.

No Capítulo 6 aborda-se o programa experimental, apresentando a caracterização dos materiais utilizados, a configuração do ensaio, o método de realização do reforço da viga, concluindo com a apresentação e discussão dos resultados.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões gerais resultantes de toda a dissertação, dando especial ênfase à proposta de dimensionamento e ao estudo experimental, finalizando com sugestões para trabalhos futuros.

2.

Revisão bibliográfica

2.1 Material FRP e seus constituintes

Os compósitos FRP são constituídos por fibras de alta resistência embebidas numa matriz polimérica.

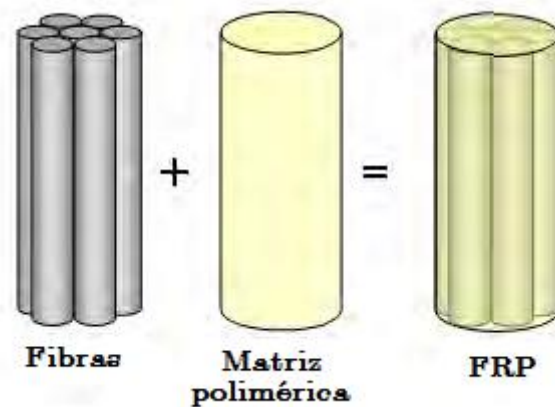


Figura 2.1 Componentes básicos que formam um compósito FRP (adaptado de ISIS, 2006a)

Os materiais compósitos não são homogêneos e anisotrópicos. As fibras são um material rígido e de alta resistência, a matriz polimérica faz o suporte do reforço e transferência de tensões e a interface realiza as interações entre a matriz e o reforço.

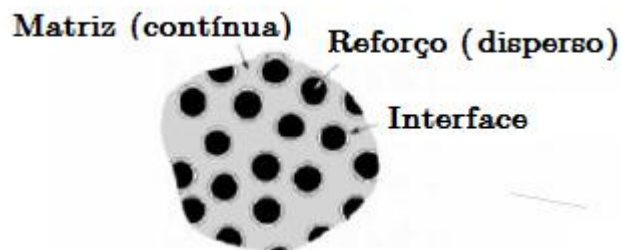


Figura 2.2 Materiais compósitos e seus constituintes (Rodrigues, 2012)

Os constituintes de um sistema FRP são a matriz (os saturantes e adesivos), o primário (*primer*), a massa de epóxi niveladora (*puttie*), o revestimento exterior e as fibras, em que estas podem ser de carbono, vidro ou aramida.

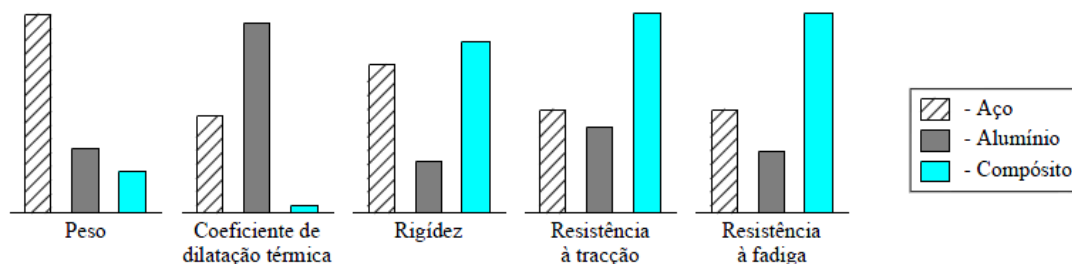


Figura 2.3 Comparação de algumas propriedades entre o aço, o alumínio e o compósito de carbono (Juvandes, 1999)

Como indica a figura anterior, os materiais compósitos ou sistemas FRP em comparação com o aço e alumínio são mais leves, têm menor coeficiente de dilatação térmica, maior resistência e rigidez o que vai acarretar vantagens no processo de reforço. Todavia têm como principal desvantagem a rotura frágil.

2.1.1 Matriz polimérica

A matriz para um material compósito pode ser do tipo termoendurecível ou do tipo termoplástica, sendo o primeiro tipo o mais comum. Um compósito designa-se termoendurecível quando, curado pela ação de calor ou do tratamento químico, se transforma num produto substancialmente infusível (que não se funde) e insolúvel. Por outro lado, um compósito é termoplástico quando se pode tornar, repetidamente, num produto plástico quando aquecido e num produto rígido quando arrefecido (Soares e Martins, 2006).

A matriz desempenha funções importantes para o sistema FRP, aglomera as fibras em conjunto, protege as fibras do meio ambiente, consegue garantir a transferência de tensões

entre as fibras o elemento de betão armado, o influência nas propriedades do compósito, como a rigidez.

Os principais materiais utilizados na matriz polimérica são as resinas poliésteres, de vinil e epóxi.

As resinas de poliéster são os sistemas de resina mais económicas e são as mais utilizadas. Através das resinas de poliéster têm uma vasta gama de propriedades que vão desde flexível a grande ductilidade e frágil. Têm como vantagem uma baixa viscosidade, de baixo custo e tempo de cura rápido normalmente à temperatura ambiente. Além disso, as resinas de poliéster têm sido consideradas como a resina termoendurecível menos tóxica. A sua principal desvantagem é a sua elevada retração volumétrica (Mallick, 1993; Gurit Composite Technologies, 2008).

As resinas de vinil são as mais flexíveis e têm maior resistência à rotura do que as resinas de poliéster o que pode justificar um custo mais elevado. Estas resinas também têm algumas vantagens tais como melhor resistência química e à corrosão, estabilidade hidrolítica, ou seja, tem uma reduzida absorção de humidade, já nas propriedades físicas tem boa resistência à tração, à fadiga bem como ao impacto (Mallick, 1993).

As resinas epóxi são uma vasta família de materiais que proporcionam um melhor desempenho quando comparada com as outras resinas orgânicas no entanto são as mais caras. Estas resinas geralmente superam a maioria dos outros tipos de resinas, em termos de propriedades mecânicas e de resistência à degradação ambiental (Mallick, 1993). Têm como vantagens boas propriedades de impregnação para várias bases, podem ser misturadas com fase dispersa de borracha, baixa retração comparativamente com as outras resinas, baixa fluência, pode ser feita com características tixotrópicas para aplicação em superfícies verticais, grande capacidade para acomodar superfícies de colagem irregulares

ou espessas e resistência à temperatura de até 140 ° C molhado e 220 ° C secos. Tendo como principais desvantagens o seu custo e o seu manuseio corrosivo (Mallick, 1993).

2.1.2 Adesivos

Para permitir a transferência das tensões tangenciais entre as faces de betão e o laminado, há necessidade de colocar um adesivo, normalmente uma mistura de resina epóxi com um agente endurecedor que é responsável pela ligação do betão com o sistema FRP.

Quando se utiliza adesivos epóxi, existem dois conceitos de tempo diferentes, que precisam de ser tomados em consideração. O primeiro é pot-life e o segundo é o open-time. O pot-life representa o tempo durante o qual se pode trabalhar com o adesivo depois da misturada a resina com endurecedor e antes de este começar a endurecer dentro do recipiente, o pot-life pode variar entre uns poucos segundos até vários anos. Open-time é o tempo que o adesivo, após colocado em cada superfície, tem à disposição antes de ser colado/unido (Hollaway e Leeming 1999).

Outro parâmetro importante a considerar é a temperatura de transição vítrea (*glass transition temperature*), T_g é definido como sendo a mudança dos polímeros do estado sólido, elástico ou como vidro para materiais com características similares à borracha, e que ocorre para temperaturas entre 85-340°C para os diferentes polímeros (Hollaway e Leeming 1999).

Os adesivos de epóxi possuem diversas vantagens em relação a outros polímeros tais como (FIB 2001):

- Alta atividade superficial e boas propriedades de impregnação para várias bases;
- Podem ser formulados de maneira a terem um grande *open-time*;
- Cura com alto esforço de coesão;
- Pode ser misturado com a inclusão duma fase dispersa de borracha;
- Baixa retração em comparação com poliésteres, acrílicos e vinis;
- Baixa fluência;
- Pode ser feito com características tixotrópicas para aplicação em superfícies verticais;
- Tem a capacidade de acomodar superfícies de colagem irregulares ou espessas.

Tabela 2.1 Comparação das propriedades dos adesivos epóxi, betão e aço (Täljsten 1994)

Propriedades (a 20°C)	Adesivo epóxi de cura a frio	Betão	Aço macio
Densidade (kg/m ³)	1100 – 1700	2350	7800
Módulo de Young (GPa)	0.5 – 0.2	25 – 45	200 - 210
Módulo de distorção (GPa)	0.2 – 8	0.2	0.3
Coefficiente de Poisson	0.3 – 0.4	0.2	0.3
Resistência à tração (MPa)	9 – 30	1 – 5	200 - 600
Resistência ao corte (MPa)	10 – 30	2 – 5	200 - 600
Resistência à compressão (MPa)	55 – 110	25 – 150	200 - 600
Deformação na rotura por tração (%)	0.5 – 5	0.015	25
Energia de rotura aproximada (Jm ⁻²)	200 – 1000	100	105 - 106
Coefficiente de expansão térmica (10 ⁻⁶ /°C)	25 -100	11 – 13	10 - 15
Temperatura de transição vítrea (°C)	45 – 80	-	-

2.1.3 Primário (Primers)

É um revestimento aplicado na superfície de betão antes da aplicação do adesivo de forma a melhorar o desempenho da ligação. O primer é um fluido de baixa viscosidade, que é tipicamente de 10% de solução do adesivo num solvente orgânico, em se coloca na superfície aderente para deixar um revestimento sobre o qual o adesivo pode fluir mais facilmente (FIB bulletin14,2001). Mas antes deste processo deve-se realizar uns trabalhos preparatório como a limpeza de poeiras ou detritos na superfície de betão.

2.1.4 Massa de enchimento (Puttie filler)

O Puttie filler ou também chamada massa de enchimento é usado para preencher pequenas superfícies ou espaços vazios no substrato, tais como orifícios ou até pequenas fissuras, fornecendo uma superfície lisa para poder colar o FRP o preenchimento destes vazios impede a formação de bolhas durante a cura da resina de saturação (ACI 440.2R-08, 2008).

Um conceito que não se pode esquecer é o filler segundo a norma (ACI 440.2R-08, 2008) é um material de enchimento, relativamente inerte e deve ser constituído por calcário pulverizado, sílica ou substâncias coloidais, adicionado com cimento portland, tinta, resina, ou outros materiais podendo assim reduzir retração, melhorar a trabalhabilidade, reduzir custos ou reduzir a densidade.

2.1.5 Resinas de saturação

Resina de saturação é usada para impregnar as fibras de reforço, corrigi-la no lugar, e fornecer um caminho de transferência de tensões entre o elemento de betão e o FRP. A resina saturante também serve como adesivo para sistema “wet lay up”. O sistema “wet lay up” consiste na aplicação de feixes de fibras contínuas, com a forma de fios, mantas ou tecidos em estado seco ou pré-impregnado, sobre um adesivo epóxico previamente espalhado na superfície a reforçar.

2.1.6 Revestimento protetor

O revestimento protetor ou também chamada camada protetora é usado como proteção contra impactos, fogo, exposição a químicos tais como a corrosão ou raios ultravioleta, humidade e vandalismo e poderá ter um acabamento estético (Mirmiran e Shahawy, 2008).



Figura 2.4 Ordem de aplicação do sistema FRP (adaptado de BASF, 2007)

2.2 Fibras

O principal constituinte dos sistemas compósitos FRP são as fibras. Desde sempre o Homem utilizou as fibras, fazendo o Antigo Testamento referência ao uso de tijolos de argila reforçados com fibras de palha, (Moura, Morais e Magalhães 2005), mas ao longo dos anos tem sido usado na indústria aeronáutica, naval, automóvel e nos últimos anos na indústria da construção nomeadamente no reforço de estruturas de betão.

As fibras mais usuais no sistema FRP para aplicação na Engenharia Civil são as fibras contínuas de carbono (C), aramida (A) e as de vidro (G).

A seleção das fibras é um processo importante dependente de entre outros os seguintes fatores:

- Onde vai ser utilizado;
- Peso específico;
- Resistência e módulo de elasticidade e extensão de rotura;
- Resistência à fadiga, às diferentes modos de rotura e à fendilharão;
- Durabilidade e comportamento ao meio Ambiente;
- Custo.

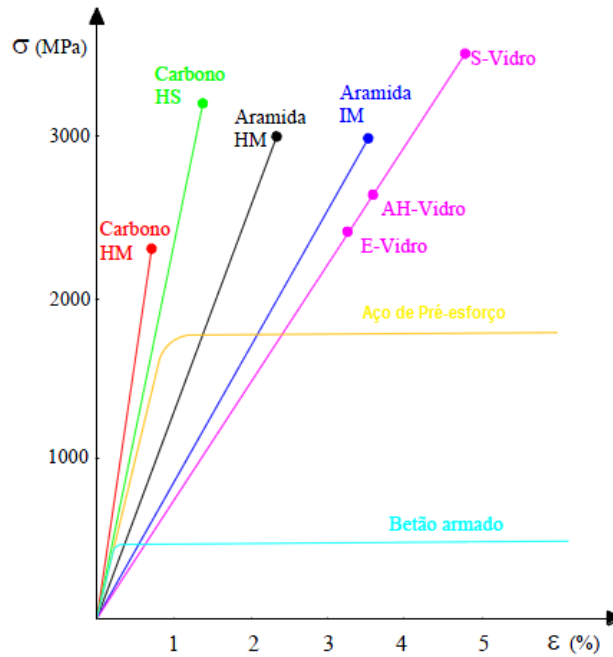


Figura 2.5 Comportamento à tração de fibras e metais (ACI 440R-96, 1996).

Na figura anterior foram apresentados os diagramas tensão-extensão de diferentes tipos de fibras e aços, onde se pode verificar que os compósitos de FRP em comparação com o aço apresentam um comportamento linear até à rotura, o que contrasta com o comportamento dúctil do aço.

2.2.1 Fibras de Vidro

As fibras de vidro (G) são produzidas por um processo chamado fusão direta onde as fibras, com um diâmetro de 3 a 25 microns, são formadas por um processo rápido e contínuo de extração por fusão do vidro (Mallick, 1993).

As fibras de vidro são as mais comuns de todas as fibras de reforço utilizadas em compósitos. As principais vantagens das fibras de vidro incluem baixo custo, alta resistência à tração, resistência química e resistência a altas temperaturas. As desvantagens são o módulo de elasticidade baixos, sensibilidade à abrasão durante o

manuseio, relativamente baixa resistência à fadiga e fragilidade, geralmente são utilizadas como reforço em estruturas de madeira e alvenaria (Balaguru, Nanni e Giancaspro 2009).

2.2.2 Fibras de Aramida

Fibras de aramida ou também chamada kevlar é uma fibra de polímero orgânico sintético e produzidas a partir de um composto sintético chamado poliamida aromática por um processo de extrusão e fiação. Estas fibras têm o menor peso específico e a maior relação resistência-peso de tração entre as fibras usadas hoje. Elas são 43% mais leve do que o vidro e cerca de 20% mais leve do que a maioria das fibras de carbono. Além de alta resistência, as fibras também oferecem uma boa resistência à abrasão e ao impacto, assim como à degradação química e térmica. As principais desvantagens destas fibras incluem a baixa resistência à compressão e às tensões tangenciais e à degradação quando expostos à radiação ultravioleta luz (Mallick, 1993, Smith, 1996; Gurit Composite Technologies, 2008).

2.2.3 Fibras de Carbono

As fibras de carbono (C) são produzidas por um processo chamado pirólise controlada, onde as fibras resultantes podem ter propriedades que variam largamente e por isso, existem várias classes de fibras de carbono diferenciadas com base no módulo de elasticidade como indica a Tabela 2.2.

As fibras de carbono têm o maior módulo de elasticidade de todas as fibras de reforço. Entre as vantagens das fibras de carbono destacam-se os seus rácios excepcionalmente altos resistência-peso, bem como a alta tensão de tração. Além disso, as fibras de carbono têm elevada resistência à fadiga, não sofrem rotura por fluência e um muito baixo coeficiente de dilatação térmica linear. As desvantagens que apresentam são a sensibilidade ao choque, fraca resistência à abrasão, corrosão do tipo galvânico quando em contacto com

metais e ataque pelo oxigénio do ar a temperaturas superiores a 400°C (Fonseca, 2005), o seu custo é mais elevado e geralmente são utilizadas como reforço em estruturas de betão.

Tabela 2.2 Propriedades dos diferentes tipos de fibra (ACI 440.2R-08, 2008).

Tipo de fibra	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência última (MPa)	Tensão de rotura mínima (%)
Carbono			
Normal	220-240	2050-3790	>1,2
Alta resistência	220-240	3790-4820	>1,4
Ultra alta resistência	220-240	4820-6200	>1,5
Alto módulo	345-520	1720-3100	>0,5
Ultra alto módulo	515-690	1380-2410	>0,2
Vidro			
E-Vidro	69-72	1860-2680	>4,5
S-Vidro	86-90	3440-4140	>5,4
Aramida			
Normal	69-83	3440-4140	>2,5
Alta performance	110-124	3440-4140	>1,6

Tabela 2.3 Peso específico típico dos diferentes materiais FRP comparativamente com o Aço, g/cm³ (ACI 440.2R-08, 2008).

Aço	GFRP	CFRP	AFRP
7,9	1,2-2,1	1,5-1,6	1,2-1,5

2.2.4 Comparação das propriedades das fibras com as do aço

As razões pelas quais os compostos são cada vez mais utilizados como reforço nos elementos de betão são a imunidade à corrosão, peso específico baixo (cerca $\frac{1}{4}$ de aço) como indica a Tabela 2.3 resultando uma aplicação mais fácil em espaços confinados, tensões muito elevadas, grande capacidade de deformação, como indica a Figura 8. Comparativamente às diferentes fibras o CFRP é que tem a tensão mais elevada, já o AFRP e ou GFRP tem maior extensão. As fibras ao contrário do aço, que se comporta de uma maneira elasto-plástico, já os compósitos têm um comportamento linear elástico, sem qualquer deformação plástica, conduzindo a ductilidade reduzida. Finalmente, a sua exposição a temperaturas elevadas (por exemplo em caso de incêndio) podem causar degradação e colapso prematuro (algumas resinas epóxi começam amolecimento a cerca de $45 - 70\text{ C}^\circ$) (FIB bulletin 14,2001).

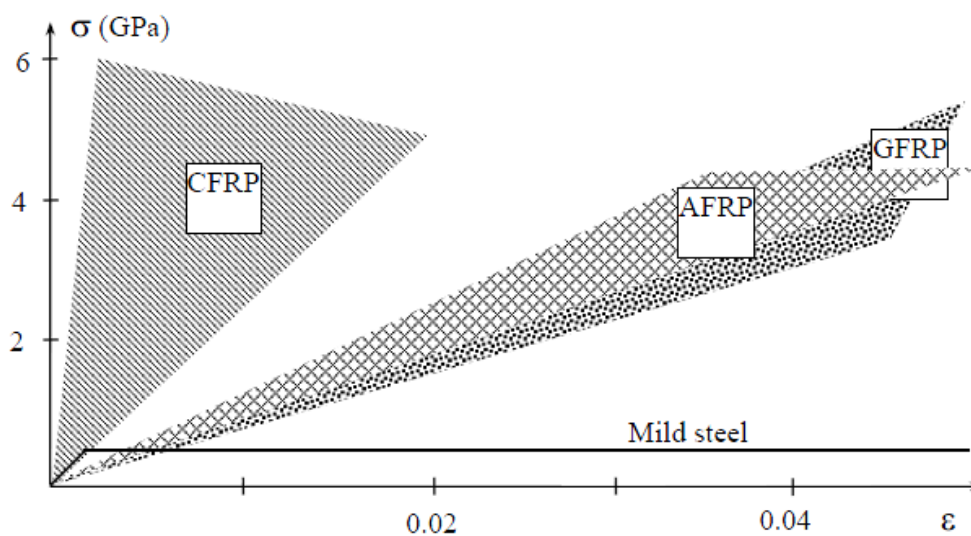


Figura 2.6 Diagramas de Tensões vs. Deformação dos diferentes tipos de FRP unidirecionais em comparação com o aço (FIB bulletin 14,2001).

Tabela 2.4 Comparação das diferentes fibras (Meier,1995)

Características	CFRP	AFRP	GFRP-E
Resistência à tração	Muito boa	Muito boa	Muito boa
Resistência à compressão	Muito boa	Inadequada	Boa
Rigidez	Muito boa	Boa	Adequada
Comportamento à fadiga	Excelente	Boa	Adequada
Peso específico	Boa	Excelente	Adequada
Resistência alcalina	Muito boa	Boa	Inadequada
Custo	Adequada	Adequada	Muito boa

2.3 Tipos de sistema Sistemas FRP

2.3.1 Sistemas curados “in situ”

Nos sistemas FRP curados “*in-situ*”, a matriz e as fibras são fornecidas em separado e o processo de fabrico do compósito FRP é efetuado na zona de aplicação do sistema. Os sistemas curados “*in-situ*” são classificados, em termos da direção que as fibras apresentam, em mantas, fibras dispostas unidireccionalmente e tecidos, fibras dispostas em várias direções (bidireccional ou multi-direccional) (Juvandes ,1999), como se pode ver na Figura 2.7.

Os tecidos e mantas podem ser postos diretamente na resina previamente aplicada uniformemente na superfície de betão ou impregnados com resina numa máquina de saturação e aplicados à superfície de betão previamente impregnada com primário (*primer*) ou resina (FIB, 2001).

A sua aplicação é feita diretamente na superfície de betão previamente impregnada, ou não, com primário ou resina.

Tabela 2.5 Descrição das mantas e tecidos empregues nos sistemas FRP curados “in situ” (Juvandes, 1999).

<i>Designação</i>		<i>Descrição</i>	<i>Orientação das fibras</i>	<i>Estado</i>
Mantas “sheets”		Disposição de faixas contínuas e paralelas de fibras sobre uma rede de proteção. (200 – 300 g/m ²)	Unidirecionais	Secas
Tecidos “fabrics”	“Woven roving”*	Entrelaçamento direcionado de dois fios ou faixa de fibras. (600 – 800 g/m ²)	Bidirecionais: 0/+90° 0/+45° 0/-45°	Pré-impregnadas**
	“Mat”*	Espalhamento aleatório das fibras num tapete rolante que, depois, é pulverizado com resina para adquirir consistência.	Multidirecional	Secos
	“Cloth”*	Fios contínuos tecidos por um processo têxtil convencional. (150 – 400 g/m ²)	Unidirecional ou Bidirecional ou Multidirecional	Pré-impregnados**

* - Designação internacional para o arranjo das fibras;

** - Aplicação de uma camada suave de resina sem a cura total, para criar alguma coesão entre as fibras (estado *prepreg*).

2.3.2 Sistemas pré-fabricados

Os sistemas pré-fabricados são obtidos pela impregnação de um conjunto de feixes de fibras contínuas com uma resina termoendurecível, cuja orientação unidirecional e o esticamento das fibras conferem ao sistema a maximização da resistência e da rigidez na sua direção longitudinal. O laminado é a forma comercial mais corrente, com espessuras a variar entre 1,0 e 1,4 mm (Juvandes, 2002). Os sistemas curados *pré-fabricados* têm a vantagem do maior controlo de qualidade, uma vez que só as propriedades do adesivo são afetadas pela execução (Araújo, 2002).

Na aplicação destes sistemas, normalmente é usado um adesivo juntamente com o primário e, eventualmente, se necessária massa cimentícia para colar as formas pré-curadas à superfície de betão.

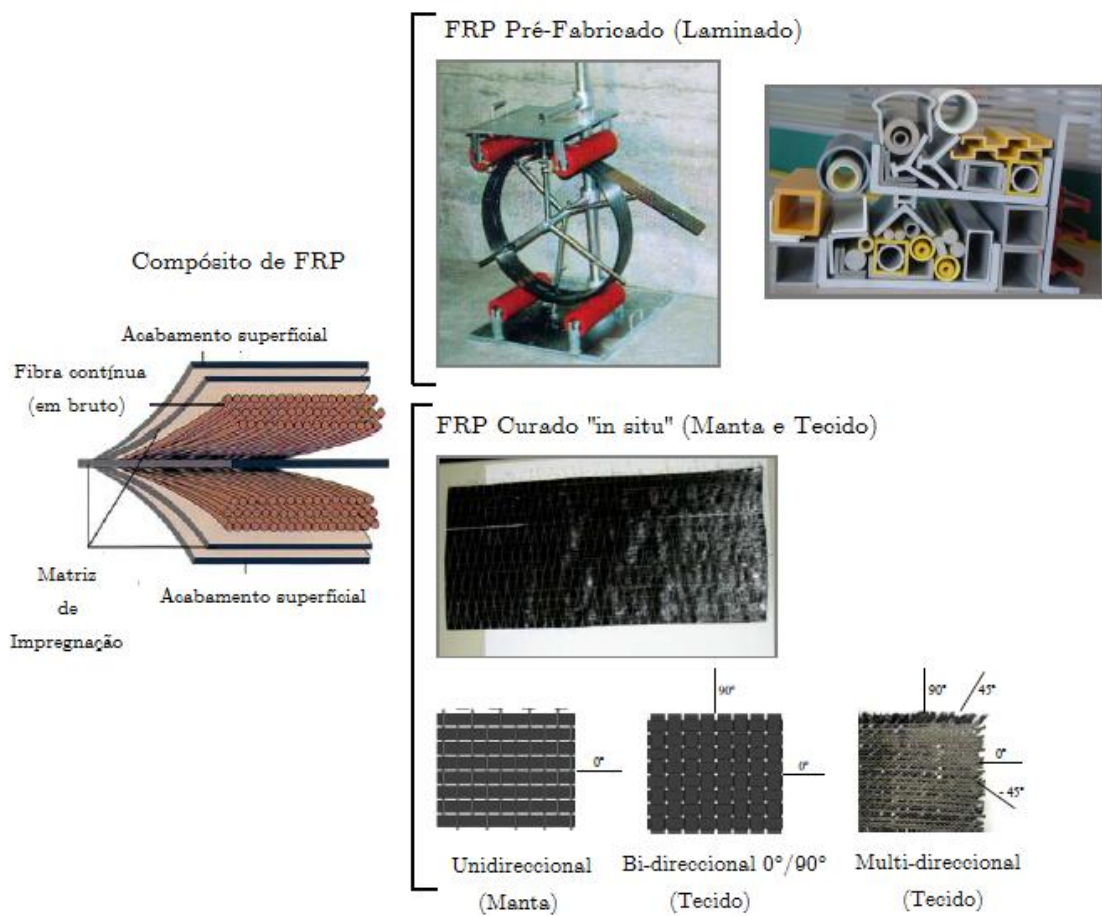


Figura 2.7 Compósito de FRP (Formas Pré-Fabricada e Curada “in situ”) (Juvandes 2011)

2.4 Vantagens e desvantagens dos Sistemas FRP

As principais vantagens dos sistemas FRP são o aumento de resistência à flexão, ao corte, confinamento do betão comprimido, redução da deformação, controlo da abertura de fendas, existe uma razão elevada resistência/peso, geometricamente flexível, espessura reduzida e imune à corrosão (Rodrigues,2012).

As principais vantagens dos sistemas FRP são materiais sem patamar de cedência, ou seja têm uma rotura frágil, o custo do material é elevado, tem resistência ao fogo muito deficiente, em Portugal ainda é um material pouco conhecido, sofre envelhecimento exposto aos raios ultravioleta, as propriedades variam muito em função do volume de fibras, tipo de resina, tipo e orientação das fibras, processo de fabrico e cura e requer mão-de-obra e conhecimentos técnicos específicos (Rodrigues,2012).

2.5 Técnicas de Reforço

Existem quatro técnicas de aplicação de reforços FRP em peças de betão armado.

1. A mais conhecida é a FRP- EBR (Externally bonded reinforcement technique)- onde o sistema é colado exteriormente, podendo ser aplicadas várias camadas de forma a conseguir a resistência necessária, fazendo sempre a impregnação das diversas camadas de reforço;
2. O sistema FRP-NSM (Near-surface mounted)- consiste na introdução de laminados no recobrimento do betão;
3. O sistema MF-FRP (Mechanically fastened FRP)-laminados de carbono ligados mecanicamente à estrutura;
4. O sistema MF-EBR ((Mechanically fastened and Externally bonded reinforcement)- colagem exterior de laminados e ligados mecânica à estrutura.

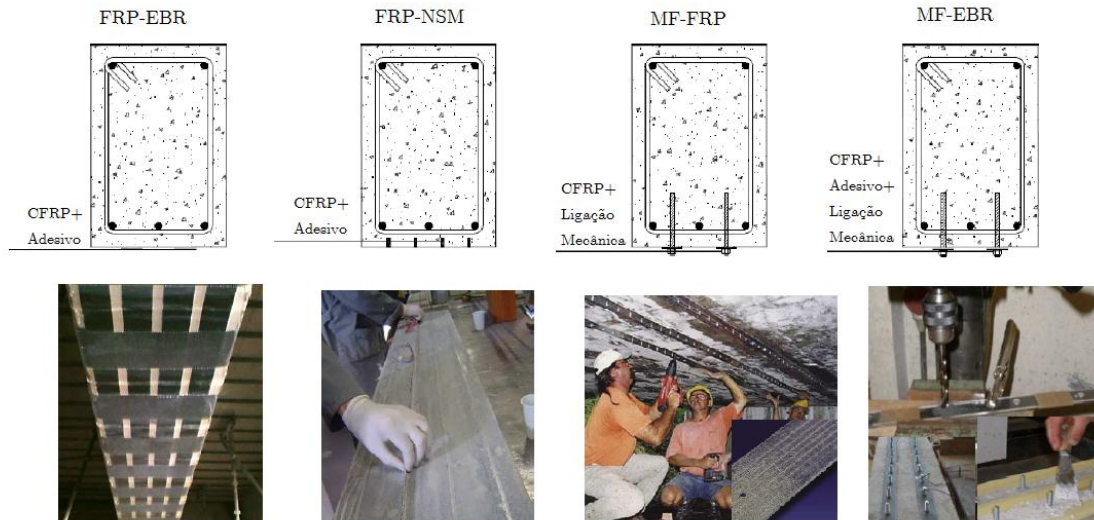


Figura 2.8 Técnicas de reforço com recurso a CFRP (Cruz, 2011)

Neste trabalho será abordado o sistema FRP-EBR.

A utilização do sistema FRP tem como objetivo aumentar a resistência das peças de betão armado à flexão, ao corte, à compressão e controlo da fendilhação. Pode ser aplicado em todos os tipos de estruturas desde edifícios, pontes, túneis, etc.

2.5.1 Reforço em lajes

Nas lajes a necessidade de reforço é geralmente à flexão devido a cargas excessivas, na eventualidade de ocorrer fendilhação ou deformação excessiva.

A aplicação das fibras é ao longo da face inferior da laje e o reforço pode ser realizado numa direção ou em duas direções. Quando o reforço é unidirecional deve ser realizado na direção mais esforçada e perpendicular às fendas (Rodrigues, 2009). O reforço das lajes à flexão pode ser feito com laminados, mantas ou tecidos e de acordo com qualquer uma das técnicas de reforço acima descritas.



Figura 2.9 Reforço realizado nas duas direções (Motavalli,2008)

2.5.2 Reforço em vigas

A necessidade de reforço em vigas ocorre quando as ações a que estão sujeitas ultrapassarem os seus valores de dimensionamento, podendo haver ocorrência de fendilhação ou deformação excessiva, como tal o reforço pode ser feito à flexão, ao corte ou aos dois tipos de esforços (corte e flexão).

O reforço de vigas à flexão permite aumentar a resistência a esta, aumentar a rigidez, diminuir a flecha e controlar ou eliminar fendas. O reforço de vigas à flexão é conseguido através da colagem de laminados, mantas ou tecidos na face inferior da viga

O reforço ao corte deve ser feito com as fibras orientadas transversalmente ao eixo da peça ou segundo a normal às potenciais fendas de corte. Este reforço ao corte, que é muitas vezes necessário para aumentar a ductilidade em flexão, pode ser colocado de forma contínua ao longo da viga ou em faixas com espaçamento limitado. O reforço pode ser feito com laminados pré-fabricados com formas em “L” ou “U”.

A aplicação do reforço depende da geometria da viga, da liberdade existente nas suas faces e do tipo de sistema usado (Rodrigues, 2009).

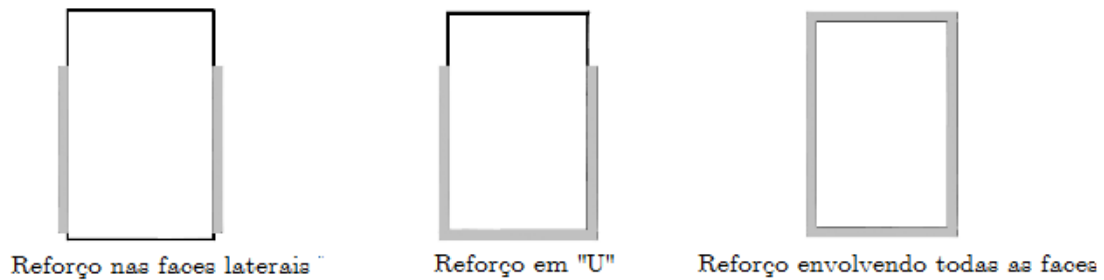


Figura 2.10 Diferentes formas de reforço ao corte com FRP's (CNR, 2004)

2.5.3 Reforço em Pilares

O reforço de pilares à flexão permite aumentar a resistência à flexão e a rigidez. O reforço à flexão é realizado com o reforço por confinamento, conseguindo-se ganhos consideráveis na resistência à flexão composta. O reforço à flexão pode ser feito pela colagem de laminados, pela colagem de barras e cascas pré-fabricadas ou pela aplicação de mantas ou tecidos colados externamente no pilar. No reforço com mantas e tecidos, estes devem ser aplicados com a direção principal das fibras orientada perpendicular ao eixo do pilar (Rodrigues, 2009).

O reforço de pilares ao corte é necessário quando estes são sujeitos a esforços cortantes para os quais não foram dimensionados ou quando há necessidades de resistir a ações sísmicas. O reforço ao corte pode ser feito com a aplicação de mantas ou tecidos de forma a confinar o pilar, ou ainda com laminados pré-fabricados, cuja aplicação é mais simples pois o laminado pré-fabricado em forma de “casca” é colado ao pilar, fazendo o confinamento. No caso das mantas, estas têm de ser aplicadas com a direção das fibras perpendiculares ao eixo do pilar, enroladas no pilar de forma helicoidal.

Através do confinamento também é possível aumentar a resistência à compressão do betão, aumentar a resistência ao impacto, controlar a fendilhação do betão e a consequente corrosão das armaduras (Rodrigues, 2009).

Tabela 2.6 Reforço com colagem de tecidos de FRP ao betão (Juvandes,1999)

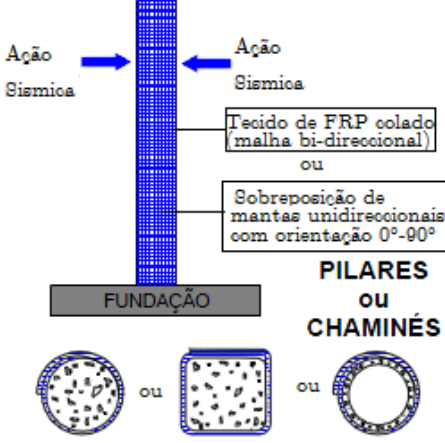
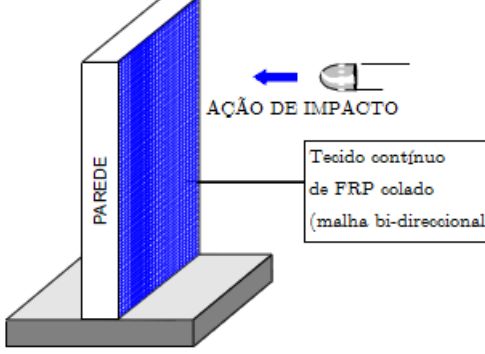
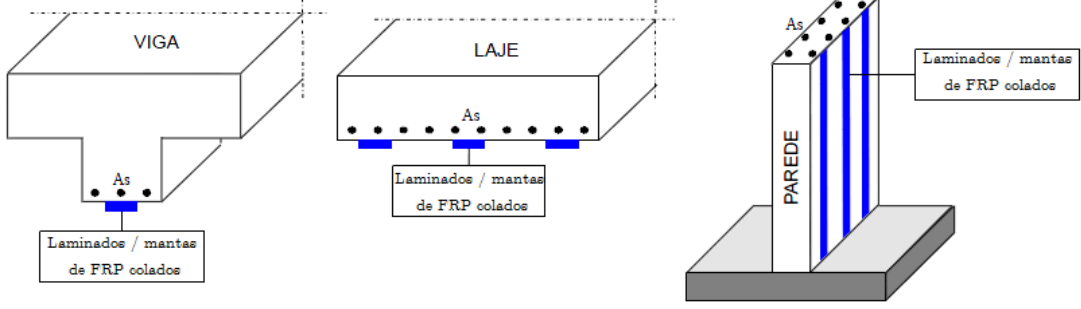
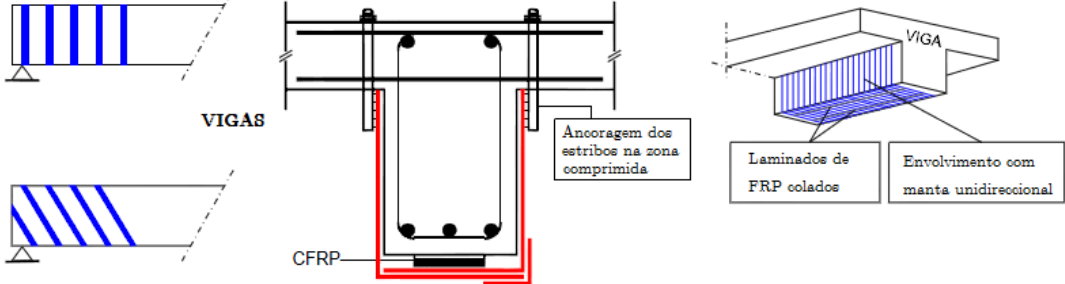
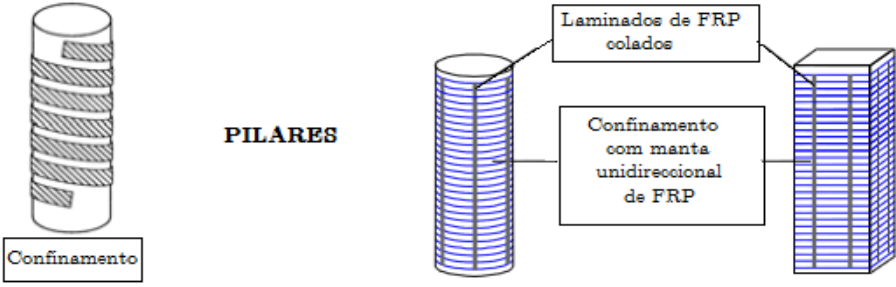
Sistemas FRP	REFORÇO TIPO Comportamento/Forma/ Estrutura	
Tecidos (bi ou multi-direcionais)	 <p>Ação Sismica</p> <p>Ação Sismica</p> <p>Tecido de FRP colado (malha bi-direcional) ou Sobreposição de mantas unidirecionais com orientação 0º-90º</p> <p>FUNDAÇÃO</p> <p>PILARES ou CHAMINÉS</p>	 <p>AÇÃO DE IMPACTO</p> <p>PAREDE</p> <p>Tecido contínuo de FRP colado (malha bi-direcional)</p>
	Sismo	Impacto/explosão

Tabela 2.7 Reforço com colagem de laminados e mantas e tecidos de FRP ao betão (Juvandes,1999)

Sistemas FRP	REFORÇO TIPO Comportamento/Forma/ Estrutura
Laminados/Mantas (unidireccionais)	
	Flexão
	
	Flexão/Corte
	
Compressão / Ductilidade	

2.6 Análise do comportamento de vigas reforçadas à flexão

2.6.1 Comportamento mecânico

Diversos estudos contribuíram para a compreensão do comportamento mecânico de vigas de betão armado reforçadas à flexão com sistemas de FRP. Dos estudos realizados concluiu-se que o comportamento das vigas reforçadas à flexão por sistemas EBR face a um carregamento até a rotura se pode caracterizar, de forma resumida, utilizando uma relação carga-deslocamento e pode ser caracterizada pelas seguintes fases (Azevedo, 2008; Ross *et al*, 1999):

- **Estado 1** – corresponde ao comportamento elástico da estrutura e permanece válido até se atingir, numa secção, a resistência à tração do betão, desenvolvendo-se a partir daí a fendilhação;
- **Estado 2** – Representa o comportamento elástico das armaduras de aço e propagação da fendilhação no betão. Nesta fase existe uma distribuição das tensões de tração desenvolvidas na secção, pelas armaduras ordinárias e pelo sistema FRP.
- **Estado 3** – Nesta fase até o betão atingir a sua resistência máxima, começa a plastificação das armaduras de aço verificando-se a absorção dos incrementos de tensão de tração pelo sistema de FRP.
- **Estado 4** – pode ocorrer o destacamento do FRP antes do esmagamento do betão ou vice-versa. Este comportamento pode ocorrer devido à classe do betão, percentagem de armaduras ordinárias e percentagem de reforço aplicado.

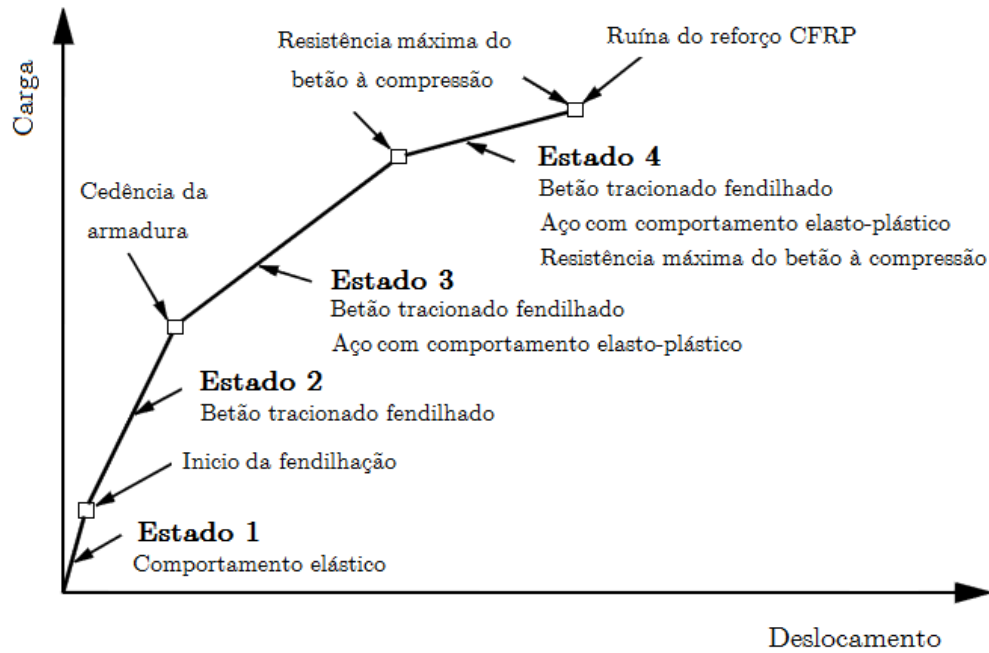


Figura 2.11 Relação carga-deslocamento de vigas reforçadas à flexão com CFRP (adaptado de Ross et al, 1999 e Azevedo 2008)

Geralmente ao realizar um reforço à flexão de uma viga, esse reforço, vai aumentar a sua capacidade de carga, o que resulta num incremento de esforço transversal, no entanto pode ocorrer o modo de ruína de corte para valores pouco significativos de carga, ou seja, depois do reforço à flexão o elemento de estrutural pode não estar convenientemente dimensionado para o esforço transversal (Azevedo, 2008). Nesta situação é recomendável que se verifique, depois do reforço, a capacidade resistente ao esforço transversal e se possível a realização do reforço ao corte, com compósitos CFRP.

Segundo Dias (2001), este tipo de reforço, pode ser realizado por aplicação dos sistemas de CFRP com as fibras orientadas transversalmente ao eixo da peça, sendo normalmente realizado através de colagem de mantas de CFRP em forma de “U” ou de laminados pré-fabricados de CFRP em forma de “L”.

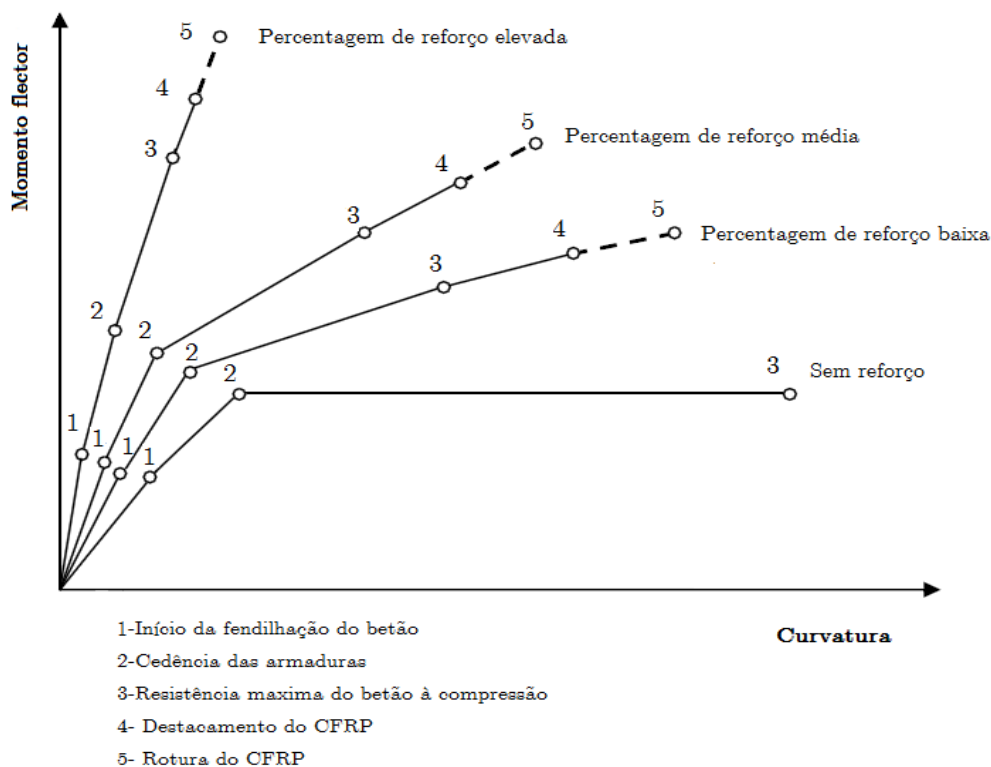


Figura 2.12 Comportamento de vigas reforçadas à flexão com CFRP (Kelley et al, 2000)

Segundo Kelley *et al* (2000) a percentagem de reforço afetam o comportamento mecânico reforçado à flexão com CFRP, esse aumento de percentagem reduz a ductilidade da peça. Na Figura 2.12 também se pode evidenciar que à medida que a percentagem de reforço aumenta, a carga correspondente ao início da fendilhação aumenta ligeiramente, diminuindo a deformação da viga.

2.6.2 Modos de ruína

2.6.2.1 Modos de ruína gerais

Para a correta compreensão do comportamento dos sistemas FRP é necessário identificar os diferentes modos de ruína, para depois realizar os critérios de dimensionamento e de prevenção deste tipo de reforço.

Segundo Kaiser (1989), Deuring (1993) e Meier et al. (1993), podem conduzir à observação dos seguintes modos de ruína:

1 - Rotura violenta e brusca na secção mais tracionada do laminado de CFRP. Este limite é precedido por sons crepitantes no laminado e por fendilhação e deformações elevadas no betão (pode ser detestada por sonda acústica);

2 - Esmagamento da zona comprimida da viga (ruína clássica no betão);

3 - Ocorrência de escorregamento de uma secção de betão por esforço transversal, situação observada como um segundo efeito que pode conduzir ao colapso do laminado;

4 - Destacamento do laminado devido a escorregamentos do betão na zona tracionada. Esta situação proporciona o destacamento antecipado do laminado, de forma contínua ou brusca, sem qualquer benefício para a estrutura, em consequência de quatro situações possíveis:

- Superfície irregular do betão;
- Fendilhação de corte ("sudden peel-off");
- Estado avançado das fendas de flexão ("continuous peel-off");
- Efeito de extremidade do laminado;

5 - Corte interlaminar ou delaminação da chapa de CFRP

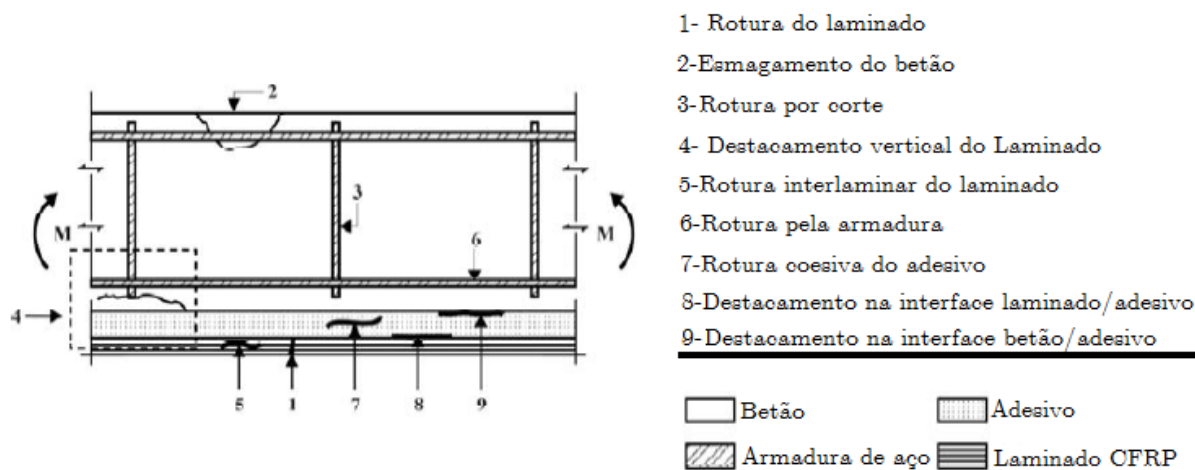
6 - Ruína por cedência da armadura interna na zona mais tracionada ou quando se esgota a sua resistência à fadiga.

Segundo Juvandes (1999), há outros modos de ruína teoricamente possíveis, embora ainda não observados, e que são originados por:

7 - Rotura na coesão interna do adesivo;

8 - Rotura na aderência da superfície de ligação (ruína adesiva) entre o laminado e o adesivo;

9 - Rotura na aderência da superfície de ligação (ruína adesiva) entre o betão e o adesivo (improvável se a superfície for tratada convenientemente).



Pormenor 4

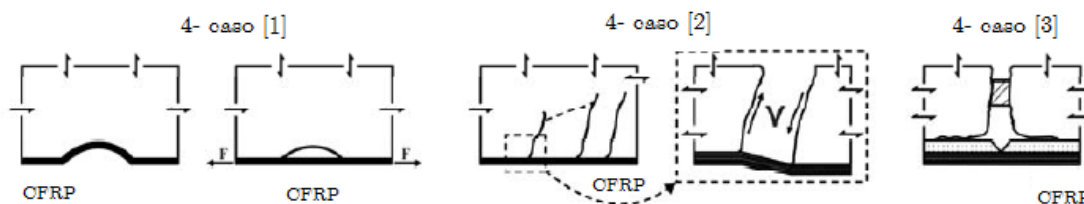


Figura 2.13 Modos de ruína possíveis (com base em Deuring, 1993).

Tabela 2.8 Mecanismos de ruína e medidas de verificação para evitar a sua ocorrência (Juvandes,1999).

Nº [1]	Mecanismo [2]	Importância [2]	Medidas de verificação [2]
1	Rotura da chapa ou do laminado por tração.	É desejável no caso de chapas de aço, porque a rotura é precedida de grandes deformações resultantes da existência de um patamar de cedência no aço.	-Critério de rotura na verificação em estado limite último.
		É de evitar em laminados CFRP, porque se trata de uma rotura brusca (frágil).	-Limitação das extensões nos laminados CFRP.
2	Esmagamento do betão na zona mais comprimida.	Surge quando no bordo comprimido é atingida a máxima extensão de compressão no betão.	- Critério de rotura na verificação em estado limite último.
4	Delaminação do betão na zona tracionada ou na extremidade do laminado (zona de ancoragem).	Pode acontecer quando existem tensões de tração elevadas no betão resultantes de escorregamentos verticais (ex.: numa fenda), de traçados côncavos do laminado, de excentricidades na introdução de cargas (em especial na extremidade do laminado). Forma-se uma fenda no betão paralela ao laminado, que se propaga e pode levar ao destacamento de todo o laminado	- Limitação da extensão do laminado; - Evitar laminados côncavos, ancorar laminados côncavos; -Preparação da base de colagem; -Dimensionamento das ancoragens.
5	Rotura interlaminar do laminado.	Só pode ocorrer em laminados CFRP e quando é ultrapassada a sua tensão de corte.	-Evitar deslizamentos e pressões transversais no laminado.

Nº [1]	Mecanismo [2]	Importância [2]	Medidas de verificação [2]
6	Cedência ou rotura das armaduras interiores em aço.	Pode suceder devido à extensão existente no aço antes de aplicado o reforço, mesmo quando neste o braço é menor e a tensão de cedência é superior relativamente à armadura de reforço. Quando a armadura atinge a tensão de cedência, é possível um aumento adicional da curvatura e simultaneamente uma redução da rigidez à flexão (estado III).	- Limitação da tensão em estado limite de utilização.
7	Rotura coesiva no adesivo.	Surge quando a tensão de corte do adesivo é ultrapassada, mas só é determinante no caso de falhas na colagem (ex.: presença de bolhas de ar).	- Controlo da qualidade na execução.
8	Rotura adesiva na superfície do laminado.	É determinante quando existem erros de aplicação (eliminação defeituosa de gorduras no laminado), mecanismo de deterioração (laminados corroídos) e, eventualmente, solicitações de fadiga.	-Controlo da qualidade na execução; -Proteção contra a corrosão; -Verificação periódica e manutenção.
9	Rotura adesiva na superfície do betão.	É importante nos casos de erros de aplicação ou de baixa resistência à tração na superfície de base da colagem	-Preparação da superfície de betão; -Orientação da qualidade na execução.

[1] - O nº do mecanismo está em conformidade com os indicados na Figura 2.13, evidenciando-se a ausência nesta tabela do modo de ruína nº 3;

[2] - Interpretações feitas para chapas metálicas e para laminados pré-fabricados de CFRP.

[3] – Tabelas retiradas integralmente da tese de doutoramento do Professor Doutor Luís Juvandes “Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão usando Materiais Compósitos de "CFRP"”,1999

Segundo Juvandes (1999) os modos de ruína podem ser sintetizados em três grupos:

- a) Ruínas clássicas das estruturas de betão armado ou pré-esforçado (2, 3, e 6 na Figura 2.13)
- b) A ruína dos novos materiais que são adicionados (1 na Figura 2.13);
- c) As ruínas de cedência da ligação na interface betão-adesivo-laminado, designadas na literatura específica por efeito de "peeling-off" (4,5,7,8 e 9 na Figura 2.13).

Segundo Juvandes (1999) o último grupo, classifica-as como prematuras pois ocorrem de modo brusco e repentino devido à perda de ação do sistema de FRP

2.6.2.2 Ruínas prematuras

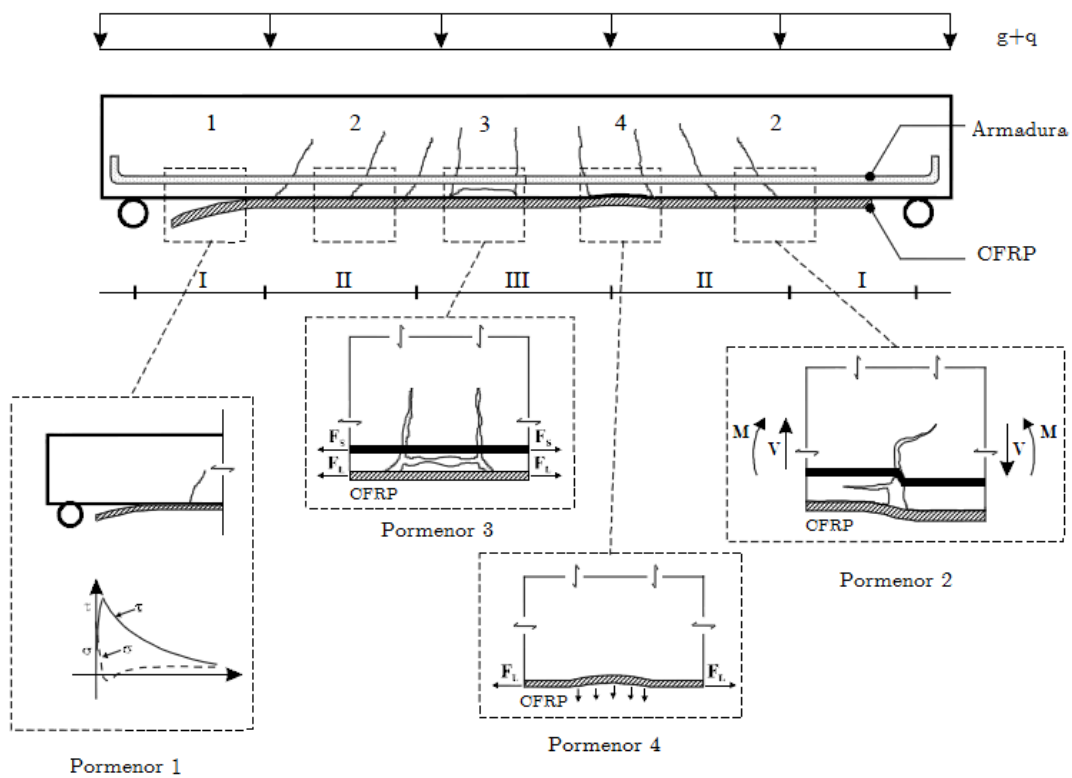


Figura 2.14 Modos de ruína prematura (Juvandes,1999)

O destacamento prematuro do CFRP (Peeling-off) pode assumir diferentes formas dependendo da sua localização, como ilustra a Figura 2.14 (Blaschko et al., 1998 e Juvandes, 1999):

- Destacamento do compósito na zona de ancoragem sem fendilhação no betão, resultado da interação das tensões de corte e tensões normais de tração (pormenor 1 e Figura 2.14).
- Destacamento do compósito na zona com fendilhação de flexão e de corte devidos a movimentos verticais e horizontais das secções (pormenores 2da Figura 2.14 e 4-caso [2] da Figura 2.13), situação designada por "shear peeling" (Zhang et al., 1995);
- Destacamento do compósito e possível arrancamento do betão adjacente à ligação, provocado pela abertura significativa das fendas de flexão na zona de momentos fletores máximos (pormenores 3 da Figura 2.14e 4-caso [3] da Figura 2.13);
- Destacamento do compósito causado por irregularidades pontuais na superfície do betão, principalmente, se esta ocorrer na secção mais tracionada do laminado (pormenores 4 da Figura 2.14 e o observado no 4-caso [1] da Figura 2.13).

A zona de amarração das extremidades dos sistemas de FRP tem sido estudada por diversos autores nomeadamente Rostásy et al. (1996) e Neubauer et al.(1997). Segundo os autores esses modos podem estar distribuídos pela ligação, como se ilustra na Figura 4.15, e podem assumir a forma de ruína interlaminar do CFRP, ruína adesiva na interface adesivo-CFRP e ruína por corte no betão na zona adjacente à junta.

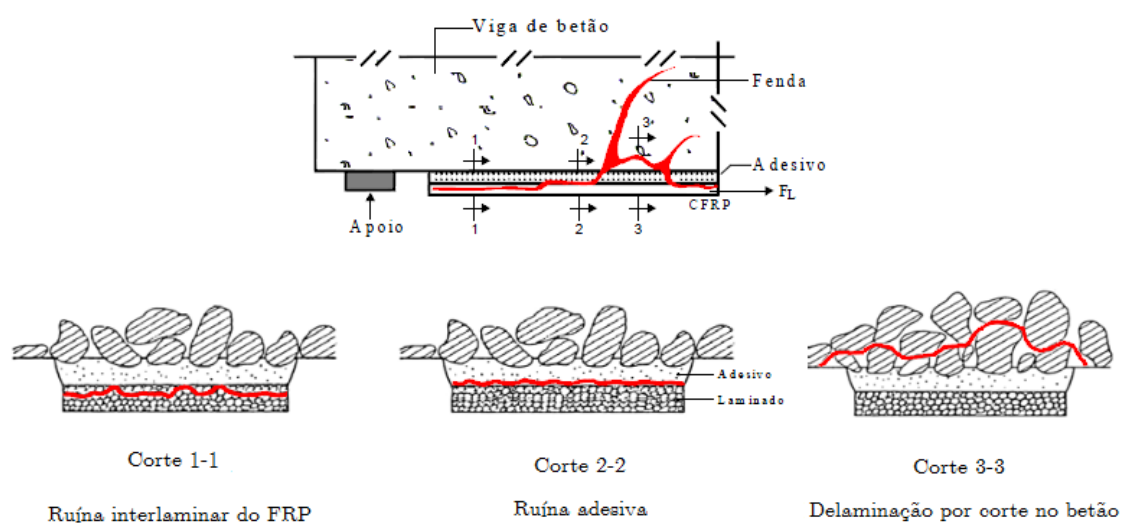


Figura 2.15 Modos de ruína possíveis para a zona de amarração dos laminados de CFRP (Neubauer et al., 1997 e Juvandes,1999)

2.7 Propostas normativas existentes

Entre várias publicações pode-se destacar:

- i. Documentos de homologação alemães do *Deutsches Institut für Bautechnik* (DIBt) para sistemas laminados pré-fabricados de CFRP: Nr.Z-36.12-29 (1997) e Nr.Z-36.12-54 (1998);
- j. Na suíça a *Swiss Society of Engineers and Architects* (SIA) publicou D0128, 1995; D0144, 1997;
- k. Na Grã-Bretanha a *Concrete Society* publicou *Technical Report 55* (2000) (TR55) e *Technical Report 57* (2003) (TR57)

- l. Na Italia o *Consiglio Nazionale delle Ricerche* (CNR) publicou a “*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*” (2004)(CNR-DT 200/2004).
- m. No Canadá a *Intelligent Sensing for Innovative Structures* publicou o Manual de Dimensionamento n.º.4 intitulado “*Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*” (ISIS, 2001)
- n. Nos Estados Unidos a *American Concrete Institute* publicou o “*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*” (2008) (ACI 440.2R.-08)
- o. No Japão, at araves *Japanese Society of Civil Engineers* publicou “*Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of CFRP Sheet*” (JSCE,2001)
- p. *Fédération Internationale du Béton* publicou um relatório técnico que designou de “*bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*” (FIB bulletin 14,2001)

Nesta dissertação optou-se por estudar três propostas normativas a *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*” (2008), a “*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*” (2004)(CNR-DT 200/2004) e o “*bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*” (FIB bulletin 14,2001), no qual esta ultima será apresentada com mais rigor e comparada com a metodologia de cálculo proposto.

3.

Metodologia de cálculo proposto

3.1 Estados limites últimos

Quando se considera um estado limite de rotura de uma secção, de um elemento, deve verificar-se que:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

E_d – Valor de cálculo do efeito das ações, representando vários esforços;

R_d – Valor de cálculo da resistência correspondente.

Para efetuar o dimensionamento de uma dada estrutura deve-se minorar as resistências dos materiais e majorar as ações atuantes.

A resistência de cálculo de um material obtém-se através da minoração da resistência característica, através de um coeficiente γ_M e é dada pela seguinte expressão:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.2)$$

Os coeficientes parciais relativos aos materiais (γ_M) para os estados limites últimos, que no caso em estudo são $\gamma_c = 1,5$ para o betão, $\gamma_s = 1,15$ para o aço (NP EN 1992-1-1 2010-3.1.7(3)). No entanto, em Portugal para o FRP, não existe qualquer tipo de regulamento ou norma em vigor, devendo-se assim utilizar as recomendações do fabricante, normas existentes em outros países ou estudos realizados.

Um desses estudos é o de Neubauer et al., (1997) e Rostásy (1997-a; 1998), que propõem limitar a extensão máxima no laminado, de modo a prevenir o destacamento do laminado do betão junto às fendas e para se evitando-se que a armadura interna plastifique em serviço.

$$\begin{cases} \varepsilon_f \leq 5 \varepsilon_{sy} \\ \varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu}/2 \end{cases} \quad (3.3)$$

ε_{sy} - Extensão de cedência do aço (armadura interna);

ε_f - Extensão última de cálculo do laminado admitido no dimensionamento à flexão;

ε_{fu} - Extensão de ruína do laminado CFRP à tração.

Tomando-se o menor dos valores, os autores verificam que o destacamento do compósito em serviço não é determinante, tendo-se em linha de conta a rotura brusca do mesmo (Juvandes, 1999).

No entanto este critério não deverá ser utilizado no dimensionamento de reforços de estruturas de betão armado à flexão com sistemas curados “in situ”.

Quanto às ações, combinações de ações utilizadas no processo de cálculo e verificação aos ELS e ELU, estão preconizadas pela NP EN 1990-1-1 (2009) e pelo NP EN 1991-1-1 (2009) respetivamente.

3.1.1 Reforço à Flexão

Relativamente ao reforço à flexão, no caso dos estados limites de rotura:

Previamente ao dimensionamento de um reforço de uma peça de betão armado será necessário realizar alguns trabalhos preparatórios tais como:

- Efetuar uma inspeção da estrutura e verificar se efetivamente está danificada ou fendilhada;
- Verificar as características geométricas, propriedades mecânicas dos elementos estruturais, comparar com o projeto de origem e avaliar os possíveis erros de execução ou de projeto;
- Determinar a capacidade resistente da estrutura sujeita às novas ações e confirmar se a estrutura necessita realmente de reforço.

3.1.1.1 Capacidade resistente última

De uma forma simplificada, pode-se determinar, considerando o bloco de tensões retangular no betão, a capacidade resistente ultima da secção de betão armado à flexão.

em que,

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (3.4)$$

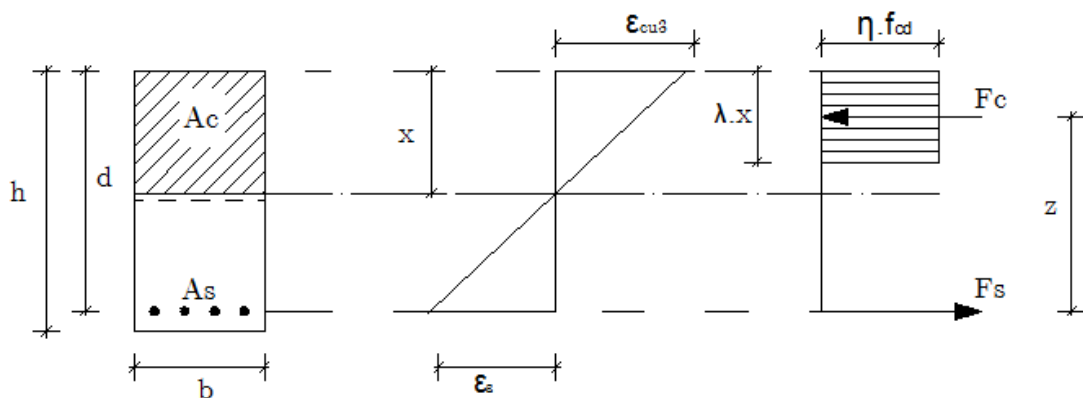


Figura 3.1 Distribuição retangular de tensões (adaptado da NP EN 1992-1-1 2010-3.1.7(3))

Poderá considerar-se uma distribuição retangular de tensões. O coeficiente λ , que define a altura útil da zona comprimida e o η , que define a resistência efetiva (NP EN 1992-1-1 2010-3.1.7(3)).

$$\lambda = 0.8 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.5)$$

$$\lambda = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 \rightarrow 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.6)$$

$$\eta = 1.0 \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

$$\eta = 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \rightarrow 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.8)$$

Recorrendo às equações de equilíbrio:

$$\begin{aligned} \sum \text{Forças interiores} &= \sum \text{Forças exteriores} \\ F_c &= F_s \end{aligned} \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned} \sum \text{Momentos interiores} &= \sum \text{Momentos exteriores} \\ F_c z &= F_s z = M_{Rd} \end{aligned} \quad (3.10)$$

No caso de secções retangulares e $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ ($\lambda = 0,8$ e $\eta = 1,0$), supondo a armadura estando em cedência, vem:

$$\begin{cases} F_c = F_s \\ M_{Rd} = F_s z \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 0.8 x f_{cd} b = A_s f_{yd} \\ M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - 0.4 x) \end{cases} \quad \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} \quad (3.11)$$

Simplificando a expressão:

$$\begin{cases} x = \frac{A_s f_{yd}}{0.8 f_{cd} b} \\ \mu = \omega - 0.5 \omega^2 \end{cases} \quad (3.12)$$

em que,

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (3.13)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (3.14)$$

Por fim, tendo em conta os pressupostos admitidos inicialmente, tem-se que verificar, se o aço se encontra em cedência, pois se não verificar a condição da equação 3.15, terá que realizar-se novamente os cálculos explicitados anteriormente, mas para o regime elástico.

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3.15)$$

3.1.1.2 Estado inicial (ε_0, σ_0)- antes do reforço

Sabendo a capacidade resistente do elemento em betão armado e pretendendo aumentar essa capacidade resistente através do reforço em CFRP, dever-se-á avaliar a extensão inicial na fibra inferior antes do reforço para as condições de serviço, contabilizando só as ações permanentes.

Esta situação pode-se avaliar de duas maneiras, uma era admitir a secção não fendilhada (Estado I) e a outra admitir secção fendilhada (Estado II).

Os cálculos são efetuados admitindo a secção fendilhada, ou seja, a tensão de tração no betão excede o valor de $f_{ct,eff}$.

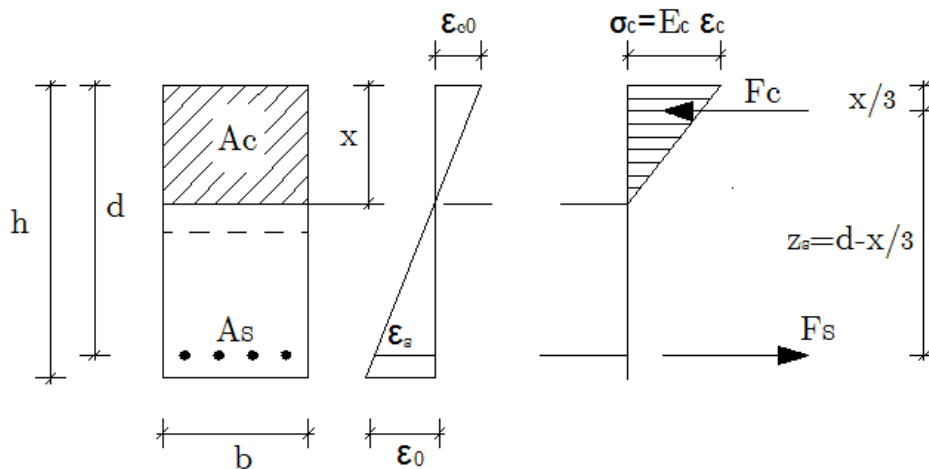


Figura 3.2 Análise de uma secção fendilhada sujeita a um momento fletor

Cálculo da posição do eixo neutro:

$$\frac{bx^2}{2} + A_s\alpha_s(x - d) = 0 \quad (3.16)$$

Com,

$$\alpha_s = E_s/E_c \quad (3.17)$$

A extensão do betão na fibra superior pode ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_0 x}{E_c I_i} \quad (3.18)$$

No cálculo do momento fletor, M_0 , apenas deve-se ter em conta as ações permanentes em condição de serviço, isto é, as ações não devem ser majoradas.

Momento de inercia para uma secção fendilhada dado pela seguinte expressão:

$$I_i = \frac{bx^3}{3} + A_s\alpha_s(d - x)^2 \quad (3.19)$$

Tendo por base a compatibilidade de deformações a extensão inicial, ε_0 , antes do reforço é dado por:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{h - x}{x} \quad (3.20)$$

3.1.1.3 Cálculo do reforço em FRP

Considera-se esta tensão, igual à tensão axial inicial ao nível do FRP. Para o reforço à flexão, considera-se na análise ligação perfeita entre o compósito e o betão determinando-se a área necessária de FRP que confere o critério de segurança:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (3.21)$$

O valor do momento fletor resistente está condicionado pela máxima deformação de cada material (betão, aço e FRP).

No entanto, neste processo é preciso ter atenção que o CFRP tem uma rotura frágil, ou seja, não tem ductilidade como o aço, pois trabalha em regime elástico.

Contudo, no caso de secções retangulares e $f_{ck} \leq 50$ MPa ($\lambda = 0,8$ e $\eta = 1,0$) e supondo que, o aço encontra-se em cedência e a extensão do FRP é limitada de acordo com a equação 3.3, vem:

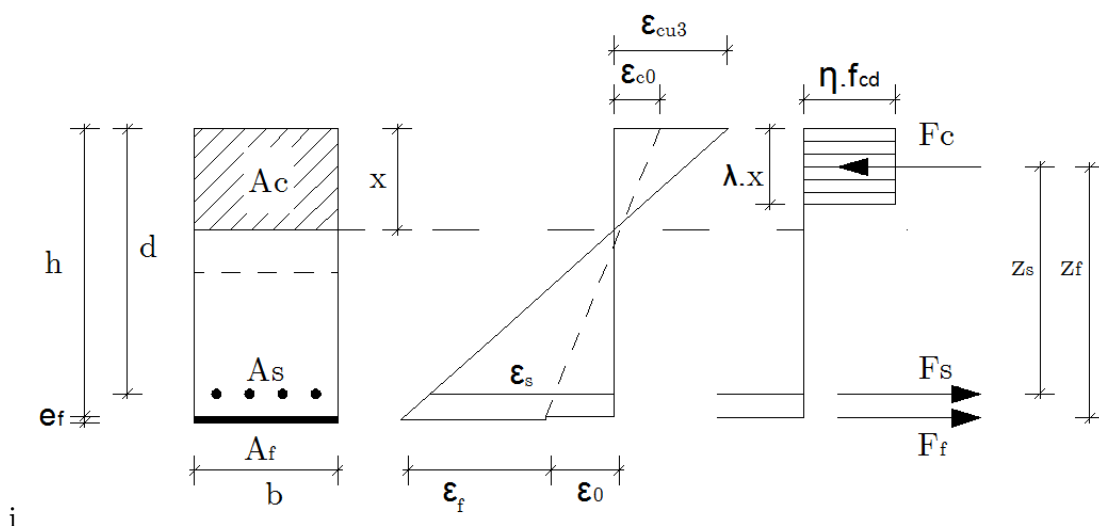


Figura 3.3 Distribuição retangular de tensões

$$\begin{cases} F_c = F_s + F_f \\ M_{rd} = F_s z_s + F_f z_f \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 0,8 x f_{cd} b = A_s f_{yd} + E_f A_f \varepsilon_f \\ M_{rd} = A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + E_f A_f \varepsilon_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \end{cases} \quad (3.22)$$

Igualando:

$$M_{Ed} = M_{Rd} \quad (3.23)$$

$$\begin{cases} x = \frac{A_s f_{yd} + E_f A_f \varepsilon_f}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} \\ M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + E_f A_f \varepsilon_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \end{cases} \quad (3.24)$$

Portanto, deve-se verificar o que foi suposto inicialmente, a armadura estar em cedência e a extensão no FRP ser inferior às duas condições iniciais.

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3.25)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_f \leq 5\varepsilon_{sy} \\ \varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu}/2 \end{cases} \quad (3.26)$$

Para isso deve-se calcular as extensões reais depois do reforço. No caso da extensão no aço é calculado de acordo com o diagrama de extensões indicado na Figura 3.3:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \Leftrightarrow \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}(d-x)}{x} \quad (3.27)$$

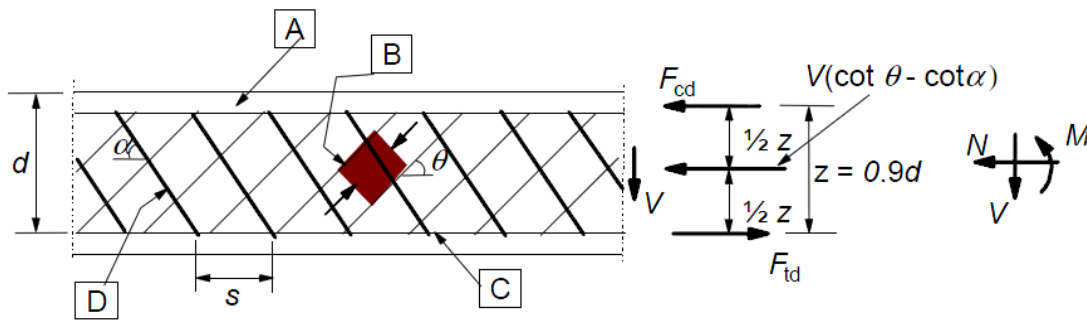
Para a extensão do FRP o processo é semelhante, e pode-se da seguinte maneira:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_0 + \varepsilon_f} = \frac{x}{h-x} \Leftrightarrow \varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu3}(h-x)}{x} - \varepsilon_0 \quad (3.28)$$

3.1.2 Reforço ao Esforço Transverso

A determinação da resistência de um elemento ao esforço transverso carece, ainda hoje, de uma modelação teórica plenamente satisfatória, isto é, pelo menos com uma fiabilidade e aceitação generalizadas comparáveis às conseguidas na modelação do comportamento do betão sob esforços de tração, compressão ou flexão (simples ou composta) (Faria e VilaPouca,1997).

Para melhor compreensão a necessidade ou não de reforço, este será separado em dois tipos de elementos as lajes e vigas.



[A] - banzo comprimido, [B] - escoras, [C] - banzo traccionado, [D] - armadura de esforço transverso

Figura 3.4 Modelo de treliça e notações para elementos com armadura de esforço transverso (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.3 (1)).

3.1.2.1 Lajes

Nas lajes pode não haver necessidade de reforçar ao esforço transversal, pois estas devem ter a capacidade de resistir aos esforços pelo betão e pela armadura longitudinal ou também chamada armadura de flexão, para isso deve-se verificar a seguinte condição (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.1):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (3.29)$$

O ângulo da inclinação da escora comprimida do betão está limitado pelo intervalo de valores (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.3 (2)):

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad (3.30)$$

O valor de $V_{Rd,max}$ é dado por (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.3 (2)):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.31)$$

Em situações correntes utiliza-se o mesmo tipo de aço na armadura longitudinal e no esforço transversal ($f_{yk} = f_{ywk}$) e pode-se considerar $v_1 = v$, dado pela seguinte expressão:

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (3.32)$$

Por outro lado, no caso de secções de betão armado sem armadura de pré-esforço, deve-se considerar $\alpha_{cw} = 1$

Na verificação ao esforço transversal numa secção de betão armado sem esforço normal pode-se em geral considerar-se:

$$z = 0.9 d \quad (3.33)$$

Nas lajes como não é necessário o cálculo de armadura de esforço transversal, no entanto deve verificar a condição nas regiões do elemento (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.1).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.34)$$

O valor de $V_{Rd,c}$ é dado por (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.2):

$$V_{Rd,c} = 0.12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (3.35)$$

Com o mínimo de,

$$V_{Rd,c} = 0,035 k^{1/3} f_{ck}^{1/2} b_w d \quad (3.36)$$

em que,

$$\kappa = \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0(\text{mm}) \quad (3.37)$$

$$\rho_l = \frac{A_{s,p}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (3.38)$$

Se já existiu dimensionamento do reforço de armaduras à flexão com FRP, deve-se contabilizar essa armadura de reforço. Para isso, aplica-se homogeneização dos dois tipos de armadura num só material, sendo aconselhável homogeneizar em aço.

$$A_{sl,p} = A_{s,p} + A_f \varepsilon_f \frac{E_f}{E_s} \quad (3.39)$$

$$\rho_{l,p} = \frac{A_{sl,p}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (3.40)$$

Se não verificar a condição $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ uma solução será diminuir o ângulo θ , mesmo reduzindo o valor de θ pode-se não verificar a condição de $V_{Rd,max}$ a solução poderia ser aumentar a altura útil (d) da laje com recurso a betão ou argamassas especiais para o efeito.

Um aspeto que se deve referir será a extensão efetiva a utilizar no esforço transversal, alguns autores nomeadamente Priestley and Seible (1995), Khalifa et al. (1998), Antonopoulos and Triantafillou (2000), propõem que este valor seja inferior a 0.006, devido à necessidade de manter a integridade do betão e a correta mobilização da interligação dos agregados (FIB,2001), a norma ACI 440.2R-08 recomenda que este valor seja de 0.004.

3.1.2.2 Vigas

A grande diferença para as lajes, é que nas vigas já existe armadura de esforço transversal. Nas vigas também deve verificar-se o valor de cálculo do esforço transversal nas secções não excede o valor limite de esmagamento das escoras comprimidas. Esta verificação deve ser realizada através da expressão (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.1):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (3.41)$$

em que,

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.42)$$

Se a condição relativamente ao $V_{Rd,max}$, não se verificar o procedimento é o mesmo que nas lajes, ou alterar o θ , ou aumentar a altura útil da viga. Este ultimo cria grandes impactos na geometria da peça, problemas na arquitetura, bem como na sua aplicação, o que não é o pretendido.

A resistência ao esforço transversal de um dado elemento com armadura de esforço transversal deve verificar a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (3.43)$$

Em que $V_{Rd,s}$ é dada pela seguinte expressão (NP EN 1992-1-1 2010-6.2.1(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (3.44)$$

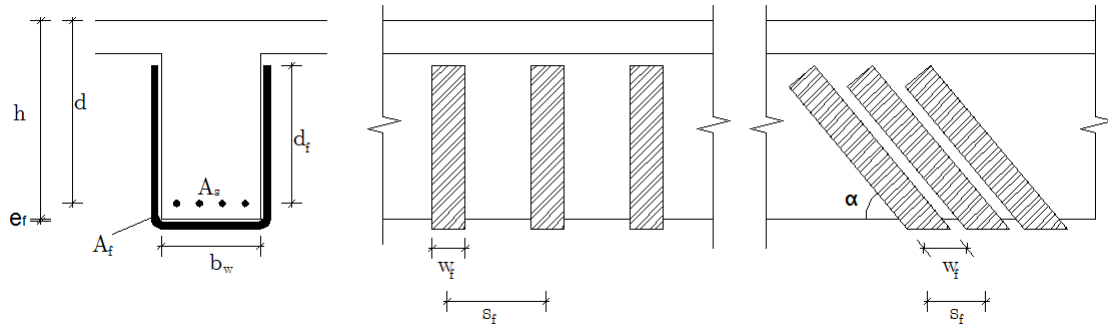


Figura 3.5 Reforço ao esforço transversal com recurso a FRP (ACI 440.2R-08, 2008).

Se for necessário reforçar a viga ao esforço transversal para cumprir a condição $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$, pode-se executar de duas maneiras, a primeira será colocar o CFRP na vertical e a segunda será coloca-lo inclinado.

- i. Colocação do FRP na vertical:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta + \frac{A_f}{s_f} z E_f \varepsilon_f \cot \theta \quad (3.45)$$

A área de FRP é dada pela seguinte expressão:

$$A_f = 2 e_f w_f \quad (2 \text{ faces}) \quad (3.46)$$

- ii. No entanto, se a colocação do FRP for inclinada:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta + \frac{A_f}{s_f} z E_f \varepsilon_f (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.47)$$

Neste processo de cálculo foi admitido aderência perfeita, não existindo deslizamento entre CFRP e o betão.

Apesar de não ser um fator condicionante e essencial, isto porque, já existe armadura, no entanto deve-se verificar esta condição (NP EN 1992-1-1 2010-9.2.2(5)).

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{A_{sw}}{s}_{,min} \quad (3.48)$$

$$\frac{A_{sw}}{s}_{,min} = \frac{0.08\sqrt{F_{ck}}}{F_{ywk}} b_w \quad (3.49)$$

No entanto tem que se homogeneizar os dois tipos de armadura.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{A_{sw}}{s}_{,p} + \frac{A_f E_f \epsilon_f}{s_f f_{ywd}} \quad (3.50)$$

Segundo diversos estudos Bousseth e Chaallal (2006), Deniaud e Cheng (2001, 2003), Funakawa et al. (1997), Matthys e Triantafillou (2001), e Pellegrino e Modena (2002) estando contemplada na norma ACI 440.2R-08, recomenda que reduza-se 0,85 no esforço transversal resistente de FRP para reforço de duas e três faces, enquanto, para o reforço de todas as faces, o valor a reduzir ao esforço transversal resistente de FRP é 0,95.

3.2 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização mais comuns e presentes no Eurocódigo 2 são:

- Limitação de tensões;
- Controlo da fendilhação;
- Controlo da deformação.

O Estado Limite de Vibração apesar de ter a sua importância, não são considerados no Eurocódigo 2 e neste trabalho não irá ser abordado.

Nos Estados Limites de Utilização a aparência, a durabilidade, as condições de utilização e os tipos de ações que estamos a utilizar podem condicionar o dimensionamento, como tal pode haver a necessidade de reforçar ou seja aumentar a quantidade de armadura.

A verificação da segurança em relação a um qualquer estado limite requer a definição de (Figueiras,2002):

- a) Ações e combinações apropriadas e os métodos de análise estrutural de modo que os efeitos das ações (esforços, tensões, deformações) possam ser calculados;
- b) Propriedades dos materiais a serem consideradas na verificação;
- c) Critérios que definam os limites de comportamento adequado;
- d) Métodos de cálculo e de verificação dos parâmetros de controlo.

3.2.1 Critérios gerais

3.2.1.1 Ações

Na verificação da segurança aos estados limites de utilização devem ser consideradas todas as ações, quer diretas (cargas aplicadas), quer indiretas (deformações impedidas).

O ações indiretas está associado a deformações impostas a estrutura, devidas por exemplo a variação da temperatura, a retração do betão, a assentamento de apoios, a fluência

diferencial do betão, etc. As solicitações geradas pelas ações indiretas não resultam de considerações de equilíbrio mas sim de compatibilidade de deformações (Figueiras,2002).

Quanto mais deformável for a estrutura (EI, GIT, EA baixos) menor será a solicitação.

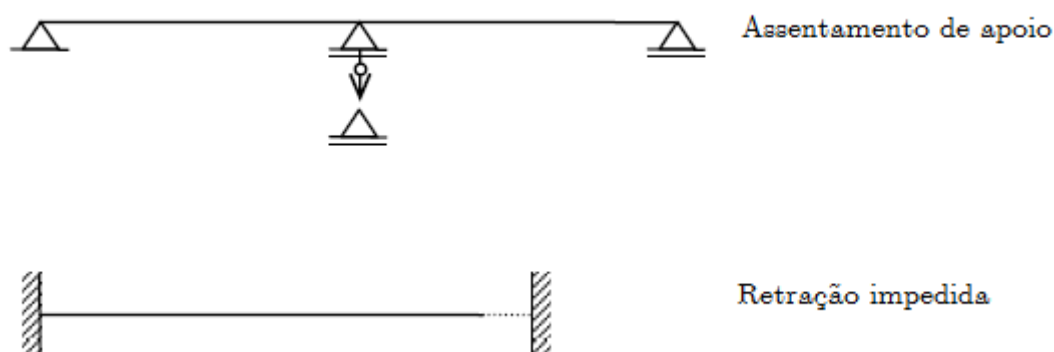


Figura 3.6 Exemplos de deformações impostas (Figueiras,2002).

O estado de serviço deve pois ser verificado, devendo ser cuidadosamente identificados e considerados os efeitos das deformações impostas. Não se diz o mesmo do estado de rotura, onde as deformações impostas podem geralmente ser desprezadas.

3.2.1.2 Combinação de ações

Um aspeto importante na combinação de ações é a duração da ação, para a verificação dos estados limites de utilização as combinações são as seguintes:

Combinação característica (ou rara) - associada a períodos de muita curta duração

$$E_d = G_m + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.51)$$

Combinação frequente - associada a períodos de curta duração

$$E_d = G_m + \psi_1 Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.52)$$

Combinação quase permanente - associada a períodos de longa duração

$$E_d = G_m + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.53)$$

Quanto às ações e os fatores de combinação de ações utilizadas no processo de cálculo para a verificação aos ELS, estão preconizadas pela NP EN 1990-1-1 2009 e pelo NP EN 1991-1-1 2009 respetivamente.

3.2.1.3 Métodos de análise

Nesta análise vamos utilizar betão fendilhado, pois estamos a estudar estruturas já existentes, apesar de ter um efeito desfavorável significativo sobre o desempenho da estrutura, esta deve ser tomada em consideração na análise o que conduz a valores pelo lado da segurança

Deve ser calculada utilizando o módulo efetivo do betão, no caso de um carregamento com uma duração tal que cause fluência e a deformação total (NP EN 1992-1-1 2010-7.4.3(4)).

Para o cálculo do módulo de elasticidade efetivo é o seguinte:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (3.54)$$

onde,

E_{cm} Representa o módulo de elasticidade secante;

$\varphi(\infty, t_0)$ Representa o coeficiente de fluência para a ação e o intervalo de tempo considerados.

3.2.1.4 Propriedades dos materiais

A resistência do betão a tração, o módulo de elasticidade do aço e do betão, o coeficiente de fluência e a extensão de retração do betão são as propriedades dos materiais mais importantes na verificação da segurança em relação aos Estados Limites de Utilização (Figueiras,2002). Nas verificações em serviço os coeficientes parciais de segurança a aplicar nas propriedades dos materiais, γ_M , são iguais a 1.0 (NP EN 1992-1-1 2010-2.4).

3.2.2 Método para o cálculo das tensões

Foram avaliadas as tensões tendo em conta tanto o comportamento elástico linear para a secção fendilhada e a deformação existente no momento da aplicação do reforço.

Os pressupostos subjacentes ao cálculo são o comportamento elástico linear dos materiais e ausência de deslizamento (aderência perfeita) entre betão e reforço FRP.

As secções transversais são consideradas como fendilhadas quando a tensão de tração excede o valor de $f_{ct,eff}$ para a combinação característica.

O valor $f_{ct,eff}$, pode ser considerado igual a f_{ctm} ou $f_{ctm,fl}$ desde que este valor seja também adotado no cálculo de armadura mínima de tração (NP EN 1992-1-1 2010-7.1(2)).

Cálculo de tensões em secção fendilhada (estado II):

$$\sigma_{c1} \geq f_{ct,eff} \quad (3.55)$$

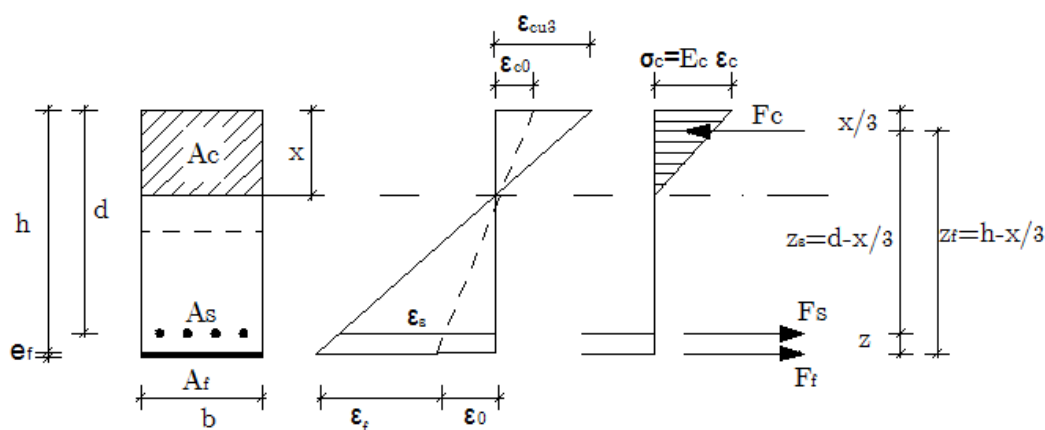


Figura 3.7 Secção fendilhada em fase elástica

Tendo por base a compatibilidade das deformações, equilíbrio estático da secção e relação elástica entre tensões e deformações o cálculo da posição do eixo neutro e das tensões são as seguintes:

Posição do eixo neutro,

$$\frac{bx^2}{2} = A_s \alpha_s (d - x) + A_f \alpha_f \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) x \right] \quad (3.56)$$

Tensão no betão,

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = \frac{M}{\frac{1}{2} b x (h - \frac{x}{3}) - \alpha_s \frac{d - x}{x} A_s (h - d)} \quad (3.57)$$

Tensão no aço,

$$\sigma_s = \sigma_c \alpha_s \frac{d - x}{x} \quad (3.58)$$

Tensão no CFRP,

$$\sigma_f = \sigma_c \alpha_f \frac{h - x}{x} - \varepsilon_0 E_f \quad (3.59)$$

3.2.3 Limitação de tensões

3.2.3.1 Limitação das tensões de compressão no betão

A tensão de compressão no betão deve ser limitada a fim de evitar a formação de fendas longitudinais, a micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados, nos casos em que estes possam ter efeitos inaceitáveis para o funcionamento da estrutura. (NP EN 1992-1-1 2010-7.2(1)(2)).

$$\sigma_c \leq 0.6f_{ck} \text{ (combinação rara de ações)} \quad (3.60)$$

$$\sigma_c \leq 0.45f_{ck} \text{ (combinação quase permanentes de ações)} \quad (3.61)$$

3.2.3.2 Limitação das tensões de tração nas armaduras e no FRP

As tensões de tração na armadura devem ser limitadas de forma a limitar a cedência no aço (NP EN 1992-1-1 2010-7.2(3)).

$$\sigma_s \leq 0.8f_{yk} \text{ (combinação rara de ações)} \quad (3.62)$$

$$\sigma_s \leq f_{yk} \text{ (ação de deformações impostas)} \quad (3.63)$$

No que respeita ao FRP, deve-se limitar a tensão de forma a evitar fluência excessiva ou rotura por fluência no sistema compósito de FRP. Ao ser adicionado exteriormente um reforço para resistir a esforços de tração, como a força interna de compressão tem que igualar a força total de tração, é expectável uma mudança significativa no estado de tensão do betão (Silva,2008):

$$\sigma_f \leq 0.8f_{fk} \text{ (combinação quase permanentes de ações)} \quad (3.64)$$

3.2.4 Estado limite de deformação

O controlo da deformação é um pormenor a ter em conta num projeto, pois não deve ser prejudicial ao correto funcionamento ou ao seu aspeto de um elemento ou de uma estrutura.

As deformações não deverão exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura, para tal deverão ser estabelecidos limites adequados, tendo em consideração a própria estrutura, os elementos ligados à estrutura e garantir o correto funcionamento de máquinas.

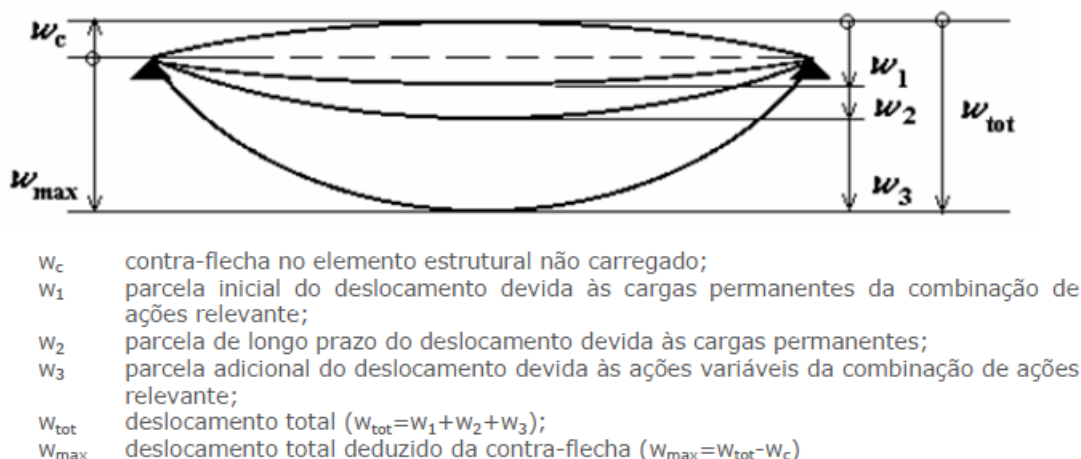


Figura 3.8 Flechas num elemento fletido (Eurocódigo 2)

Segundo o Eurocódigo 2 o limite para $w_{max} = v\tilde{a}o/250$, quando a flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a ações quase permanente. A flecha é calculada em relação aos apoios. A norma também estabelece valores limites para a contra- flexa de forma a compensar parcial ou totalmente as deformações e o valor não deverá de ser superior a $w_c = v\tilde{a}o/250$ (NP EN 1992-1-1 2010-7.4.1).

O limite da flecha após a construção ($w_2 + w_3$) nao deve exceder o $v\tilde{a}o/500$ tendo em conta as ações quase-permanentes (NP EN 1992-1-1 2010-7.4.1).

Com o reforço de FRP de estruturas de betão armado aumenta de forma significativa a resistência da peça, as áreas transversais pequenas (A_f) no ELU. Já para o ELS essa área poderá ser relativamente baixa, o que resulta em uma baixa rigidez axial ($E_f A_f$). Esta rigidez é muitas vezes insuficiente para limitar a deformação da viga reforçada e pode precisar de ser aumentada para cumprir o ELS.

A determinação das flechas em peças fletidas de betão armado conduz a cálculos trabalhosos e complexos pois deve-se ter em conta, entre outros aspetos, o estado fendilhado, as ações, a fluência e a retração do betão.

Estas flechas podem ser calculadas pela integração numérica das curvaturas de pequenos trocos em que essa peça pode ser subdividida. Em alternativa, são propostas metodologias simplificadas que recorrem a diagramas momento-curvatura e formulas simplificadas, para casos simples de vigas e lajes, conforme se apresenta no Manual do CEB “Fendilhação e Deformação” (Guedes,2012).

A verificação da segurança ao estado limite de deformação pode ser conduzida por um de dois processos (NP EN 1992-1-1 2010-7.4.1):

- Através da comparação entre a flecha calculada e o correspondente valor limite;
- Através da definição de um limite da relação $v\tilde{a}o/altura$ da secção.

3.2.4.1 Metodologia proposta no Eurocódigo 2-Método bilinear

O Eurocódigo 2 propõe uma metodologia para o cálculo das flechas que assenta na interpolação linear de parâmetros de deformação (flechas), calculados para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado (Guedes,2012).

3.2.4.2 Cálculo de flechas pelo método dos coeficientes globais

Em alternativa ao modelo proposto pelo Eurocódigo 2, propõe-se a utilização do designado método dos coeficientes globais (Walther, et al., 1990).

O método dos coeficientes globais é um processo de cálculo simplificado que deriva do método bilinear, que de forma simples e rápida permite estimar a flecha provável de um elemento horizontal de betão armado (Figueiras, 1997). Este método assenta no cálculo de uma flecha base elástica (a_c), admitindo que a secção se encontra no estado não fendilhado. A partir da flecha elástica são estimadas a flecha instantânea (a_0) e a flecha a tempo infinito (a_t).

Neste processo será necessário homogeneizar as armaduras, no cálculo da taxa de armadura.

3.2.4.2.1 Cálculo da flecha elástica

Apresentam-se no Anexo I, Tabela I-1, para os sistemas estruturais mais comuns os valores das flechas elásticas a_c , pode ser obtida através das expressões (3.65) no caso de cargas concentradas, ou (3.66) no caso de cargas distribuídas.

$$a_c = u \frac{P l^3}{E_c I_c} \quad (3.65)$$

$$a_c = u \frac{q l^4}{E_c I_c} \quad (3.66)$$

Onde,

u Coeficiente de correção que relaciona o sistema estrutural com o seu carregamento;

P Carga concentrada;

q Carga uniformemente distribuída ou triangular;

E_c Módulo de elasticidade do betão;

I_c Momento de Inercia do elemento estrutural.

A Tabela I.1 do Anexo I permite determinar o valor da carga concentrada ou a carga uniformemente distribuída ou triangular.

Para o cálculo da flecha elástica em vãos intermédios de vigas contínuas submetidas a um carregamento uniforme, deve utilizar-se a expressão seguinte.

$$a_c = \eta \frac{M l^2}{E_c I_c} \quad (3.67)$$

Onde,

M Momento máximo a atuar no elemento;

η Coeficiente de correção da flecha elástica em vãos intermédios de vigas contínuas.

O abaco do Anexo I, Figura I.1 do anexo permite determinar o valor do coeficiente de correção η da expressão

3.2.4.2.2 Cálculo da flecha instantânea

A flecha instantânea, a_0 , é calculada para $t=0$, ou seja, no instante em que uma dada ação é aplicada à estrutura. Esta flecha não tem em conta os efeitos da retração nem da fluência, considerando apenas as ações que atuam no sistema estrutural nesse instante. A expressão 3.68 permite determinar o valor de a_0 multiplicando a flecha elástica a_c pelo coeficiente corretivo k_0 , que depende da taxa de armadura tracionada e do nível de solicitação da peça.

$$a_0 = a_c k_0 \quad (3.68)$$

em que:

a_c Flecha elástica;

k_0 Coeficiente global de correção para as flechas instantâneas, que depende da armadura tracionada homogeneizada (ρ e $\alpha_e \cdot \rho$) e do nível de solicitação dado pela relação seguinte:

$$\frac{M_{cr}}{M_D} = \frac{w_{ci} f_{ct}}{M_D} \quad (3.69)$$

Onde:

M_{cr} Momento que provoca o início da fendilhação;

M_D Momento fletor da combinação de ações em estudo;

w_{ci} Módulo de flexão da secção homogeneizada;

f_{ct} Pode admitir-se em geral f_{ctm} .

A influência da armadura de compressão é pequena e considera-se $\frac{\rho'}{\rho} = 0,25$ (constante).

Nota: Os coeficientes de correção k_0 são dados pelos abacos em anexo. Estes valores estão representados Figura I.2 até à Figura I. 4(Walther, et al., 1990).

3.2.4.2.3 Cálculo da flecha a longo prazo

O cálculo da flecha elástica seria suficiente se o betão armado fosse um material homogéneo, com um comportamento que não sofresse alterações significativas ao longo do tempo. Fenómenos como a retração, a fluência, as variações da temperatura, entre outros, causam fissuras que diminuem a capacidade de resposta em serviço. É por isso necessário, para estimar a flecha provável a longo prazo, corrigir o valor da flecha elástica com coeficientes globais que tenham em conta estes fenómenos. Estes coeficientes globais de

correção são obtidos através de um método mais elaborado (Método Bi-linear), admitindo certas simplificações (Figueiras, 2002).

Assim, para cargas de longa duração, a flecha total a_t e dada pela expressão seguinte:

$$a_t = a_c k_t \eta \quad (3.70)$$

em que:

a_c Flecha elástica;

k_t Coeficiente global de correcao para as flechas sob cargas de longa duração, dependente da percentagem da armadura tracionada homogeneizada (ρ e $\alpha_e \cdot \rho$), do coeficiente de fluência e do nível de solicitação dado pela relação $\frac{M_{cr}}{M_D}$

η Coeficiente de correção tendo em conta a influência da armadura de compressão.

Nota: Mediante os valores da relação d/h e do coeficiente de fluência considerado, obtém-se o valor de k_t . Para determinar este coeficiente corretivo devem utilizar-se os ábacos da Figura I.5 até à Figura I.13 (Walther, et al., 1990) em anexo. O coeficiente η e dado pelo abaco da Figura I.14 (Walther, et al., 1990).

3.2.5 Controlo da fendilhação

O controlo da fendilhação é bastante importante, uma vez que a presença de fendas demasiado numerosas ou demasiado abertas pode reduzir significativamente a durabilidade das estruturas, sua funcionalidade, sua aparência e danos a "integridade da ligação de adesão de todos" da interface FRP-betão (CNR-DT 200/2004).

Para estruturas de betão armado reforçadas externamente, as novas fendas irão aparecer entre as já existentes. Desta forma, irá surgir uma fendilhação mais densa mas com menor abertura de fendas (CNR-DT 200/2004).

De uma forma geral pode-se dizer que o fenómeno da fendilhação ocorre sempre que a tensão no elemento iguala a tensão de rotura do betão à tração - f_{ctm} . O estudo deste

fenómeno em estruturas de betão armado já se encontra bastante desenvolvido mas o mesmo não se pode dizer acerca das mesmas reforçadas externamente com os sistemas CFRP. De facto, no que diz respeito ao comportamento em serviço deste tipo de estruturas, este está, ainda, em claro desenvolvimento (quando comparado com os vários estudos realizados para a verificação aos Estados Limites Últimos de resistência).

Deverá definir-se um valor limite w_{max} para a largura de fendas calculada, w_k , tendo em conta a natureza e a função da estrutura e os custos associados às medidas necessárias à limitação da fendilhação (NP EN 1992-1-1 2010-7.3.1).

Tabela 3.1 Valores recomendados de w_{max}

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

Nota 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspeto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspeto, este limite poderá ser reduzido.

Nota 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de ações.

3.2.5.1 Cálculo da largura de fendas

A largura de fendas, w_k , pode ser obtida pela expressão:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.71)$$

$s_{r,max}$ Distância máxima entre fendas;

ε_{sm} Extensão média da armadura para a combinação de ações considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão tracionado.

ε_{cm} Extensão média no betão entre fendas.

Sendo $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ dado pela expressão:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.72)$$

em que:

$$A_{ct} f_{ct,eff} \leq A_s f_{yk} \quad (3.73)$$

σ_s Tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

α_e Relação E_s/E_{cms}

$f_{ct,eff}$ Valor medio da resistência do betão a tração a data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas, em geral pode considerar-se $f_{ct,eff} = f_{ctm}$.

$$\rho_{p,eff} = \frac{\left(A_s + A_f \frac{E_f}{E_s} + \xi_1^2 A_p' \right)}{A_{c,eff}} \quad (3.74)$$

A_p' Área da secção das armaduras pré ou pós-tensionadas existentes $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ Área da secção efetiva de betão tracionado que envolve as armaduras para betão armado ou de pré-esforço com uma altura $h_{c,eff}$, em que $h_{c,eff}$ é o menor dos três valores de acordo com a figura seguinte:

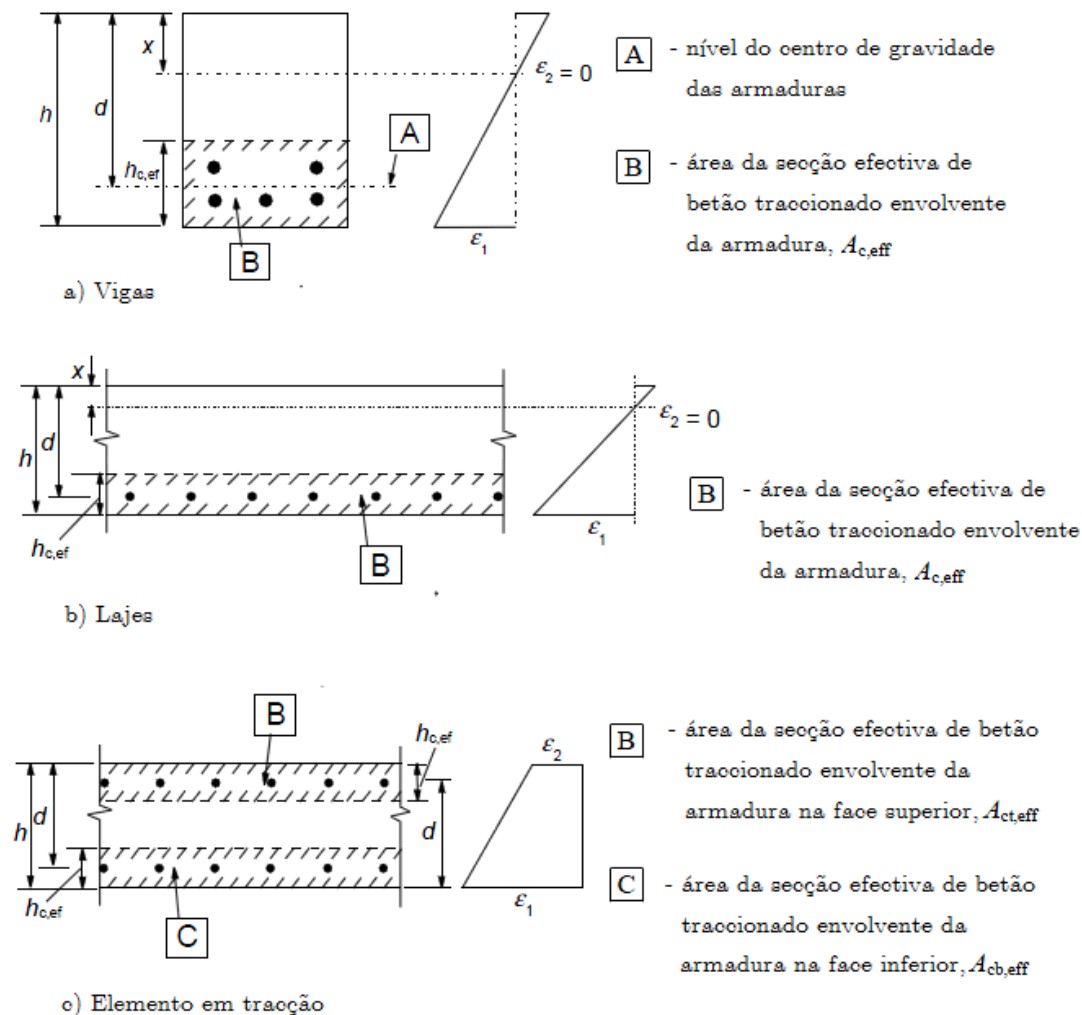


Figura 3.9 Secções efetivas de betão tracionado (casos típicos) (NP EN 1992-1-1 2010-7.3.2)

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2.5(h - d); \frac{(h - x)}{3}; h/2 \right\} \quad (3.75)$$

ξ_1 Coeficiente corrigido da resistência de aderência, para ter em conta a diferença de diâmetros das armaduras de pré-esforço e para betão armado, sendo dado pela expressão:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (3.76)$$

Em que,

ξ Relação entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e para betão armado, de acordo com a tabela seguinte:

Tabela 3.2 Relação ξ entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e das armaduras para betão armado

Armaduras de pré-esforço	ξ		
	Pré-tensão	Pós-tensão aderente	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
Varões e fios lisos	Não aplicável	0.30	0.15
Cordões	0.60	0.50	0.25
Fios indentados	0.70	0.60	0.30
Varões de alta aderência	0.80	0.70	0.35

Nota: Valores intermédios entre C50/60 e C70/85 poderão ser interpolados.

ϕ_s Maior diâmetro dos varões das armaduras para betão armado;

ϕ_p Diâmetro equivalente das armaduras de pré-esforço.

k_t Coeficiente função da duração do carregamento:

$k_t = 0.6$ Para ações de curta duração;

$k_t = 0.4$ Para ações de longa duração.

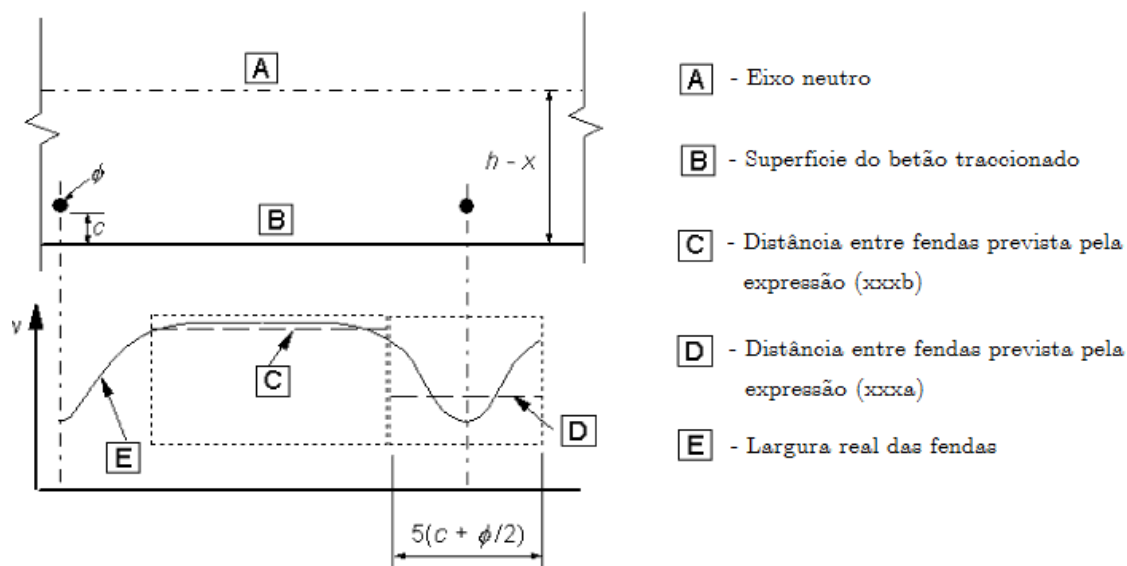


Figura 3.10 Largura de fendas, w , na superfície de betão em função da distância às armaduras (NP EN 1992-1-1 2010-7.3.2)

Se o espaçamento entre armaduras traçadas for inferior a $5(c + \phi/2)$ o valor de $s_{r,max}$ pode ser obtido pela expressão:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.77)$$

Em que:

ϕ Diâmetro dos varões. No caso de existirem varões de diâmetros diferentes numa secção, deverá utilizar-se um diâmetro equivalente, ϕ_{eq} . Para uma secção com n_1 varões de diâmetro ϕ_1 e n_2 varões de diâmetro ϕ_2 , deverá utilizar-se a seguinte expressão:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (3.78)$$

c Recobrimento das armaduras longitudinais;

k_1 Coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras:

$k_1 = 0.8$ para varoes de alta aderencia;

$k_1 = 1.6$ para varoes de superficie lisa.

k_2 Coeficiente que tem em conta a distribuição das tensões:

$k_2 = 0.5$ Para a flexão;

$k_2 = 1.0$ Para a tração simples.

Nos casos de tração excêntrica ou para zonas localizadas deverão usar-se valores intermédios de k_2 que poderão ser obtidos por:

$$k_2 = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2 \varepsilon_1} \quad (3.79)$$

em que ε_1 é a maior e ε_2 é a menor extensão de tração nas fibras extremas da secção considerada, calculadas para a secção fendilhada.

Os valores de k_3 e k_4 a utilizar são, respetivamente, 3.4 e 0.425.

Quando o espaçamento das armaduras aderentes é superior a $5(c + \phi/2)$ (ver a Figura 3.10) ou quando não existem armaduras aderentes na zona tracionada, poderá determinar-se um valor superior para a largura de fendas admitindo uma distância máxima entre fendas:

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) \quad (3.80)$$

4.

Metodologia de cálculo segundo a FIB 2001

4.1 Estados limites últimos

Para a verificação ELU, a Figura 4.1 apresenta os gráficos de tensão-deformação dos materiais constituintes:

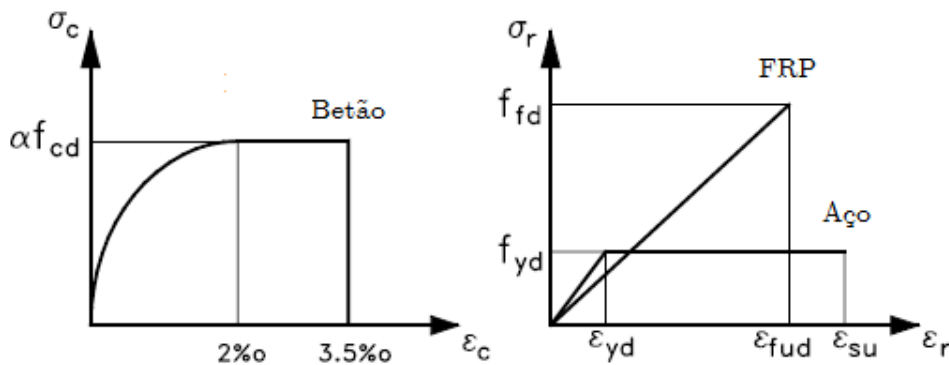


Figura 4.1 Diagrama Tensões - Deformações do Betão, Aço e FRP (FIB 2001)

Para o betão, o gráfico tensão-deformação pode-se assumir, como parábola-retângulo ou outras relações tensão-deformação alternativas, conforme previsto pelo Eurocódigo 2. O valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão é assumido como $\alpha f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$, que baseia-se no valor característico da resistência à compressão f_{ck} , utilizando um fator de segurança parcial $\gamma_c = 1,5$ e um fator de redução $\alpha = 0,85$. Para o reforço do aço, a relação tensão-deformação foi considerada bilinear e o valor de cálculo da tensão de cedência do aço assume $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$. O fator de segurança do material γ_s corresponde a 1,15.

O comportamento de tensão-deformação elástica do FRP para os estados limites últimos poderá ser idealizado por meio de uma resposta linear, definida como:

$$\sigma_f = E_{fu} \varepsilon_f \leq f_{fd} \quad (4.1)$$

Onde $E_{fu} = f_{fk} / \varepsilon_{fuk}$ corresponde ao módulo de elasticidade no final, com base nos valores característicos da resistência à tração e tensão de FRP final. O f_{fk} , resistência característica que corresponde ao percentil de 5% da resistência à tração e ε_{fuk} é o percentil de 5% da extensão última. É de notar que, o módulo de elasticidade E_{fu} será normalmente mais elevado do que o módulo elasticidade característico E_{fk} (devido ao facto das fibras inicialmente não estarem perfeitamente alinhadas, no entanto vão-se alinhando na medida que se aumenta a carga, aumentando conseqüentemente a rigidez do FRP) No entanto, deve-se verificar o E_{fu} não será utilizada a menos de $E_{fk,0.05}$.

Quando o dimensionamento é determinado pelo ELS ou ELU correspondente a esmagamento do betão ou perda de aderência, a extensão última do FRP é bastante limitada. Nesta situação, o que muitas vezes pode ser o caso, a tensão de FRP σ_f nos ELU, é consideravelmente menor do que a resistência à tração, portanto o valor da resistência de cálculo à tração não será determinante. Para tal verificação, naqueles casos onde os ELU são determinados pela rotura à tração do FRP, utiliza-se a resistência à tração de criação f_{fd} :

$$f_{fd} = \frac{f_{fk} \varepsilon_{fue}}{\gamma_f \varepsilon_{fum}} \quad (4.2)$$

Os valores para o fator de segurança do FRP, γ_f , estão sugeridos na Tabela 4.1.

Estes baseiam-se principalmente nas diferenças observadas no comportamento a longo prazo do FRP. A relação $\varepsilon_{fue} / \varepsilon_{fum}$, é usualmente igual a 1, já que a extensão efetiva final do FRP ε_{fue} nos sistema “in situ”, não difere muito da extensão média ε_{fum} adquiridos

através de ensaios de tração uniaxial e ainda devido ao facto de serem tomados em conta pequenas variações no coeficiente de segurança do FRP (γ_f).

Contudo, em casos particulares ε_{fue} poderá ser significativamente mais baixa, como resultado de aplicar o FRP a envolver “arestas vivas”, em aplicações com um número elevado de camadas, ou ainda, quando se está na presença de estados de tensão multiaxiais. (FIB (2001) e Azevedo,2008).

Tabela 4.1 Fator de segurança do material FRP de acordo com o tipo de sistema utilizados (FIB 2001)

Tipo de Fibra	Tipo de sistema FRP	
	Pré-fabricados	Curados in-situ
CFRP	1,20	1,35
AFRP	1,25	1,45
GFRP	1,30	1,50

4.1.1 Reforço á flexão

Para proceder ao dimensionamento do reforço FRP é necessário perceber o estado do elemento a reforçar e conhecer a carga no elemento antes do reforço, bem como as extensões e deformações existentes provocadas por esta mesma carga. Estas extensões iniciais devem ser excluídas da extensão no reforço FRP uma vez que a deformação no FRP, ε_f , é diferente da do substrato de betão onde este vai ser aplicado. Assim, com base na teoria da elasticidade e com o momento em serviço (resultante das cargas sem coeficientes de segurança), M_0 , actuante na viga é possível obter a distribuição de extensões na secção crítica. Normalmente o cálculo é feito para secção fendilhada devido a M_0 ser maior que o momento de fendilhação, M_{cr} (Rodrigues,2009)

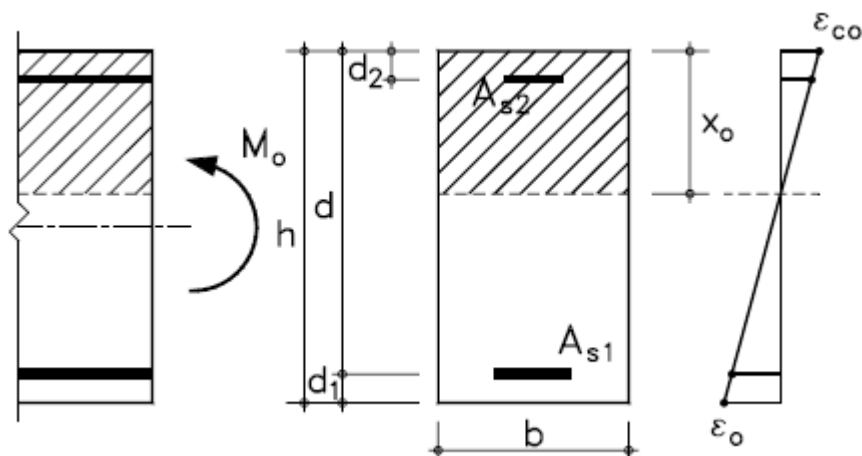


Figura 4.2 Distribuição de tensões e deformações numa secção de betão armado (FIB 2001)

Com base na secção fendilhada, a profundidade do eixo neutro, x_0 , pode ser obtido a partir de:

$$\frac{1}{2} b x_0^2 + (\alpha_s - 1) A_{s2} (x_0 - d_2) = \alpha_s A_{s1} (d - x_0) \quad (4.3)$$

em que,

$$\alpha_s = E_s / E_c \quad (4.4)$$

A extensão do betão ϵ_{c0} na parte superior da fibra pode ser expressa como:

$$\epsilon_{c0} = \frac{M_0 x}{E_c I_{o2}} \quad (4.5)$$

onde I_{o2} é o momento de inércia da secção fendilhada:

$$I_{o2} = \frac{b x_0^3}{3} + (\alpha_s - 1) A_{s2} (x_0 - d_2)^2 + \alpha_s A_{s1} (d - x_0)^2 \quad (4.6)$$

Com base na compatibilidade de deformações, a extensão do betão ϵ_0 na fibra inferior pode ser calculado como:

$$\epsilon_0 = \epsilon_{c0} \frac{h - x}{x} \quad (4.7)$$

Considera-se esta tensão, igual à tensão axial inicial ao nível do FRP. Para o reforço à flexão, considera-se na análise ligação perfeita entre o compósito e o betão determinando-se a área necessária de FRP que confere o critério de segurança:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (4.8)$$

O valor do momento fletor resistente da secção está condicionado pela máxima deformação de cada material (betão, aço e FRP).

Para cada modo de rotura existe uma extensão limite máxima no compósito. Assim, para o modo de rotura que ocorre por cedência do aço seguida de esmagamento do betão mantendo-se intacto o FRP, a posição do eixo neutro é obtida do equilíbrio de extensões e forças internas na secção.

Cálculo da profundidade do eixo neutro, x :

$$0.8 \psi x f_{cd} b + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} = A_{s1} f_{yd} + A_f E_{fu} \varepsilon_f \quad (4.9)$$

Onde $\psi = 0.8$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{(x - d_2)}{x} \text{ e } E_s \varepsilon_{s2} \leq f_{yd} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu3}(h - x)}{x} - \varepsilon_0 \quad (4.11)$$

A capacidade resistentes pode ser calculada por:

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd}(d - \delta_G x) + A_f E_{fu} \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad (4.12)$$

Onde $\delta_G = 0.4$

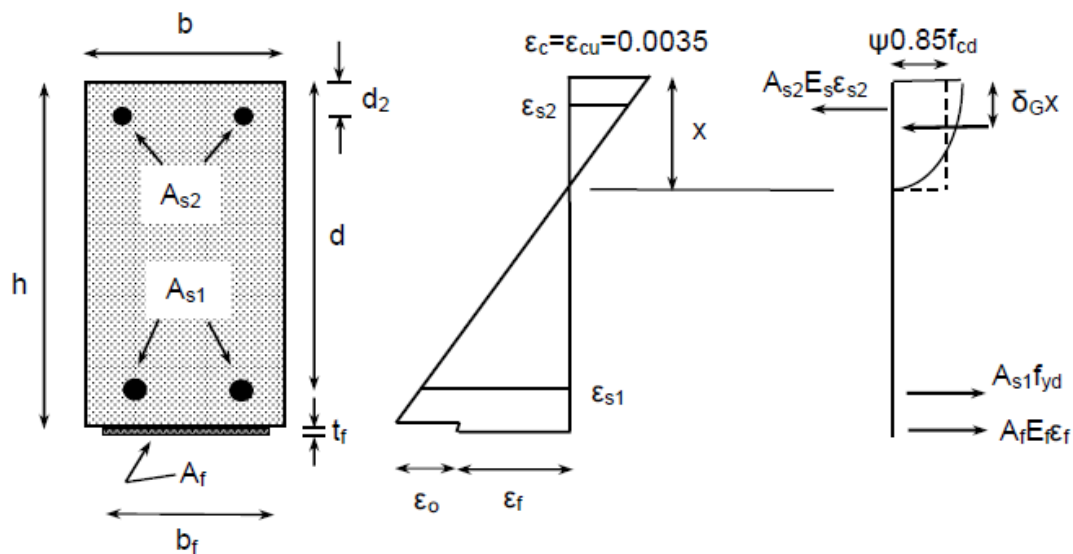


Figura 4.3 Análise da seção transversal para o Estado Limite Último no reforço à de flexão (FIB 2001)

No fim deve-se verificar o que inicialmente foi admitido, cedência do aço e limitação do da extensão do FRP.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{(d - x)}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (4.13)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{(h - x)}{x} - \varepsilon_o \leq \varepsilon_{fud} \quad (4.14)$$

4.1.2 Perda de ação do compósito

Para este reforço tem que ter-se em conta os modos de ruína prematuros, pois não é desejável a perda de ação prematura do FRP.

A FIB bulletin14 é a mais detalhada do que os restantes documentos ou normas na análise de fenómenos de perda de ação do compósito.

Segundo a FIB bulletin 14 (2001) a análise de mecanismos de roturas prematuras pode ser realizada através de uma série de verificações específicas.

Esta analisa quatro fenómenos de rotura distintos por perda de ação do FRP, sendo:

- Fenómeno 1- Destacamento devido a movimentos em fendas de corte;
- Fenómeno 2- Destacamento na zona de ancoragem e por concentração de tensões em fendas de flexão;
- Fenómeno 3- Falha por corte nas extremidades de reforço;
- Fenómeno 4- Destacamento causado por irregularidades na superfície do betão

4.1.2.1 Destacamento devido a movimentos em fendas de corte

Este fenómeno causado por fendas de corte não foi quantificado em detalhe. Segundo a FIB bulletin 14 (2001) o modelo de Deuring (1993) foi provavelmente o mais abrangente até à data, mas é bastante complicado de o aplicar. A FIB bulletin 14 (2001) utiliza o método de Blaschko (1997), que propõe que o destacamento em fendas de corte pode ser prevenido limitando a força de corte, V_{Rd1} (Eurocódigo 2 abordagem 2), para elementos ao de betão armado sem armadura de esforço transverso, modificando o cálculo da tensão resistente de corte (τ_{rk}) e na percentagem equivalente de armadura longitudinal (ρ_{eq}):

$$\tau_{rk} = 0.15 f_{ck}^{1/3} \quad (4.15)$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_s \frac{E_f}{E_s}}{b d} \quad (4.16)$$

Para tal deve ser garantida a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (4.17)$$

em que,

$$V_{Rd1} = [\tau_{rd} k (1,2 + 40 \rho_{eq}) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad (4.18)$$

σ_{cp} pode ser considerado zero se não existir esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço.

No caso da condição anterior não verificar, deve-se reforçar ao corte.

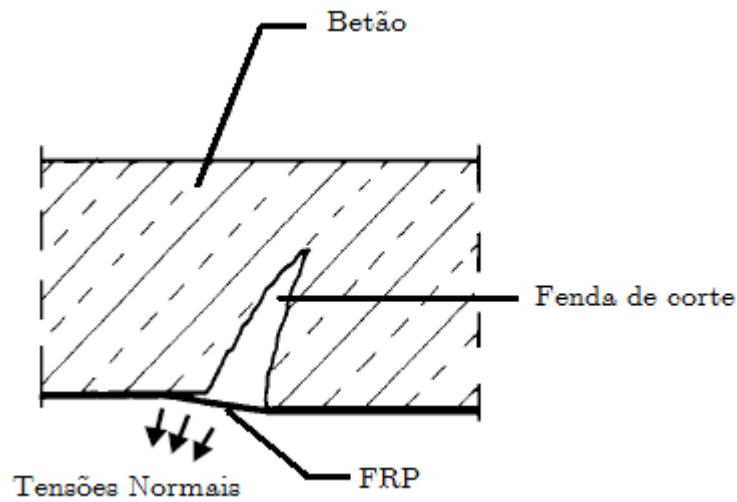


Figura 4.4 Peeling-off causado por fendas de corte (FIB 2001)

Segundo Matthys (2000) nos seus resultados experimentais para betões entre C25/30 e C30/37 e laminados de CFRP pré-fabricados segundo a técnica de “wet lay up”, este sugere que o esforço transversal resistente seja:

$$V_{Rp} = \tau_{rp} b_w d \quad (4.19)$$

com um valor característico para a tensão resistente de corte de:

$$\tau_{rp} = 0.38 + 151 \rho_{eq} \quad (4.20)$$

em que τ_{rp} , em MPa, é o valor da tensão resistente de corte rasante, correspondente ao início de peeling (Azevedo,2008).

4.1.2.2 Destacamento na zona de ancoragem e por concentração de tensões em fendas de flexão;

Segundo a FIB bulletin 14 (2001), a verificação para os fenómenos, destacamento no final de ancoragem e fendas de flexão podem ser efetuadas de acordo com três abordagens, descritas no seu anexo.

As abordagens foram as seguintes:

- Abordagem 1- Verificação da zona de amarração e limitação da extensão no FRP;
- Abordagem 2- Verificação à tensão máxima de tração que pode ser transferida pela interface de ligação dos materiais, entre duas fendas consecutivas;
- Abordagem 3- Verificação na zona de amarração e a limitação da transferência de força na interface FRP-betão.

A abordagem 1, refere-se à limitação da extensão última no FRP (ε_{fu}) no ELU, proposto pela FIB bulletin 14 (2001), as verificações para a zona de amarração utilizam métodos, baseados em mecanismos de fratura e tensões de colagem. O valor da extensão limite, ε_{fu} , proposto situa-se entre os 6,5 ‰ e 8,5 ‰. Um desses mecanismos de fratura é o de Holzenkämpfer (1994), alterado por Neubauer e Rostásy (1997), que propôs para os valores da força máxima de ancoragem ($N_{fa,max}$) e do comprimento máximo de ancoragem ($l_{b,max}$).

O comprimento máximo de ancoragem, $l_{b,max}$, é dado pela seguinte expressão:

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad (\text{mm}) \quad (4.21)$$

Em que, c_2 é obtido por calibração experimental, no entanto a norma sugere recomenda que na impossibilidade de se efetuar essa calibração a norma recomenda para compósitos CFRP que seja $c_2 = 2$.

A força máxima, $N_{fa,max}$, para reforço FRP sem recurso a sistemas de ancoragem adicionais corresponde a:

$$N_{fa,max} = \alpha c_1 k_c k_b b \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \quad (4.22)$$

Onde α representa o factor de redução, com o valor de 0,9.e contempla a influência das fendas inclinadas do betão na ligação (Neubauer and Rostásy, 1999). No caso de existirem armaduras com capacidade resistente suficiente ao esforço transversal, este fator pode ser considerado 1,0. Por sua vez, o fator k_c .tem em conta a compactação do betão, adotando-se 1,0 ou 0,67, dependendo do contacto ou não da face de reforço com o betão. O c_1 é obtido por calibração experimental, no entanto a norma sugere recomenda que na impossibilidade de se efetuar essa calibração a norma recomenda para compósitos CFRP, esta recomenda que seja $c_1 = 0.64$.

Por conseguinte, o termo k_b que tem em conta a geometria da peça e é calculado segundo a expressão:

$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1; \frac{b_f}{b} \geq 0.33 \quad (4.23)$$

Nas três equações anteriores é importante salientar que b e b_f são medidos em mm, E_f e f_{ctm} são medidos em MPa.

Para a força máxima deve verificar-se o seguinte:

$$N_{fa} \leq N_{fa,max} \quad (4.24)$$

Onde, N_{fa} é o valor de cálculo da força máxima, que pode ser suportada pelo FRP na secção de dispensa e que pode ser obtido a partir do momento atuante, M_a , na secção situada à distância L do apoio (secção onde se dispensa o compósito), mediante o equilíbrio de forças nos diferentes materiais constituintes da secção. Uma aproximação de N_{fa} é dada por (Rodrigues, 2009):

$$N_{fa} = \frac{M_a}{z \left(1 + \frac{A_s E_s}{A_f E_f} \right)} \quad (4.25)$$

Onde, z é o braço do binário de forças ($z \approx 0,9d$), A_s é a área da armadura de reforço à flexão, A_f é a área da secção de reforço FRP e E_f é o módulo de elasticidade do sistema FRP (Rodrigues, 2009).

Se o comprimento de ancoragem, l_b , for inferior ao comprimento de ancoragem máximo, $l_{b,max}$, utiliza-se a expressão:

$$N'_{fa,max} = N_{fa,max} \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \quad (4.26)$$

Na segunda abordagem, a principal vantagem é que o destacamento na zona de amarração e nas fendas de flexão, é tratado com o mesmo modelo, enquanto a principal desvantagem é a sua complexidade, o que torna mais difícil de aplicar como um modelo prático de engenharia.

Nesta dissertação esta abordagem não será abordada devido à sua complexidade, no entanto, será indicada os princípios em que se baseia e que são os seguintes:

- Determinação das zonas mais desfavoráveis de fendas de flexão;
- Determinação da força de tração dentro do sistema entre duas fendas;
- Cálculo da tensão máxima de tração na interface.

A terceira abordagem compõe-se em dois passos, o primeiro que envolve a análise da zona de amarração seguindo a metodologia apresentada na abordagem 1, enquanto que o segundo passo, utilizando o estudo de (Matthys, 2000) onde as tensões de corte (τ_b) são limitadas para evitar a perda de aderência do compósito.

$$\tau_b = \frac{\Delta N_{fd}}{b_f \Delta_x} \quad (4.27)$$

Onde ΔN_{fd} é a variação na força axial entre as duas secções. Para a verificação de segurança em ELU, a tensão de corte, τ_b , deve ser limitada ao valor de cálculo da tensão de aderência, que é igual, na maioria dos casos práticos, à tensão de aderência do betão f_{cbd} . Adotando o critério de Mohr-Coulomb e no caso de serem nulas as tensões normais, a tensão de aderência é igual a cerca de 1.8 vezes a tensão resistente de tração, ou seja:

$$f_{cbd} = 1.8 \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} \quad (4.28)$$

Utilizando as formulas simplificadas em que $\Delta M_d / \Delta x = V_{Ed}$ e $z_m = (z_m + z_m) / 2 \approx 0.95d$, obtém-se as seguintes expressões:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} : \frac{V_{Ed}}{0.95 d b_f \left(1 + \frac{A_s E_s}{A_f E_f}\right)} \leq f_{cbd} \quad (4.29)$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} : \frac{V_{Ed}}{0.95 d b_f} \leq f_{cbd} \quad (4.30)$$

Assumindo que $\varepsilon_s/\varepsilon_f \approx 1$, o resultado obtido da equação 4.29 conduz a valores do lado da segurança. Devido à largura substancial da interface de aderência normalmente disponível, a verificação efetuada de acordo com as equações anteriores não é tipicamente crítica. Podem ocorrer problemas de perda de aderência no caso do aço de armadura longitudinal estar em cedência ou de se desenvolverem forças de corte muito elevadas.

Um pressuposto fundamental desta abordagem, é que se a condição acima se verificar, fendas de flexão só produzirá descolamento localizado e microfissuras na interface FRP-betão, o que não resultará em ruína por perda de ação do compósito. Assim sendo, não se deve aplicar nenhuma limitação adicional sobre a pressão FRP.

4.1.2.3 Falha por corte nas extremidades de reforço;

Quando é excedida a capacidade resistente ao corte da secção em betão armado podem ocorrer dois fenómenos distintos de ruína.

O primeiro pode ocorrer para elementos de betão armado sem armadura de esforço transversal, o que provoca uma fenda diagonal que se propaga em toda a altura do elemento (Figura 4.5 à esquerda), o segundo ocorre para elementos com armadura de esforço transversal e ocorre um destacamento da camada de recobrimento, este modo de ruína, caracteriza-se, na maioria dos casos (Figura 4.5 à direita) (Azevedo,2008).

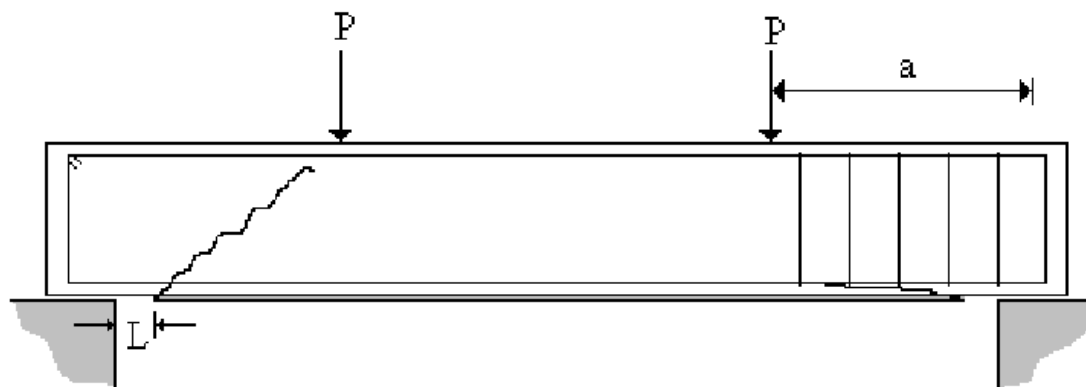


Figura 4.5 Ruína por corte na extremidade (Azevedo,2008)

A FIB bulletin 14 (2001) apresenta como verificação o estudo de Jansze (1997), que resume-se ao conceito de vão fictícios de corte, como representado na figura seguinte, e consistindo modelar a resistência de corte de vigas reforçadas com chapas metálicas seguindo as linhas do Model Code 90 (CEB,1993).

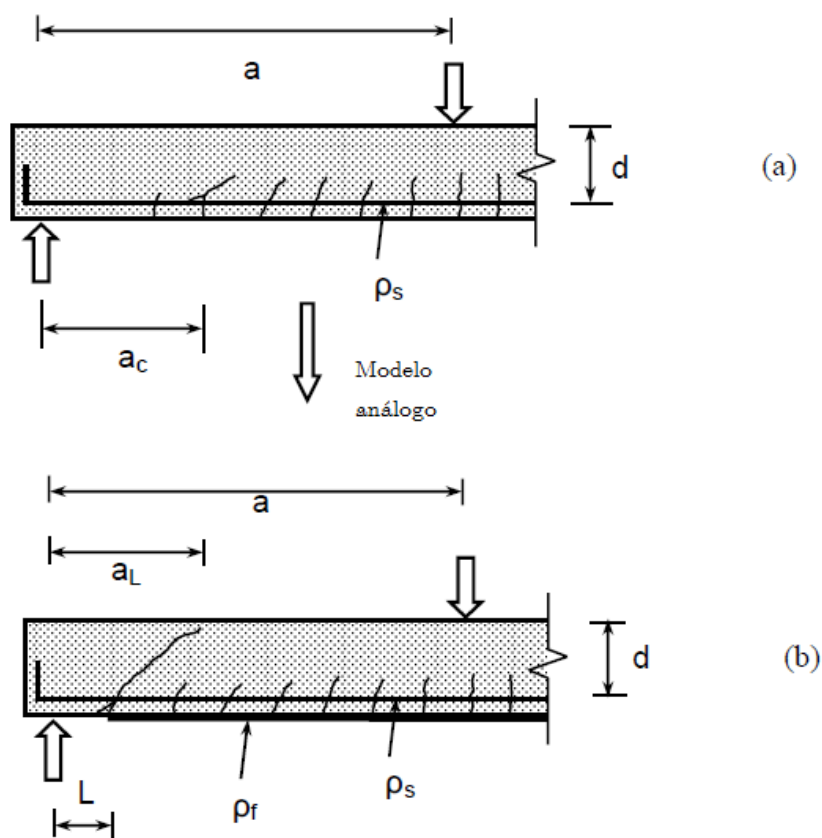


Figura 4.6 a) Conceito de vão fictícios de corte; (b) Modelo de ruína por corte na extremidade (FIB 2001)

Para tal deve-se garantir a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (4.31)$$

As equações resultantes são:

$$V_{Rd} = \tau_{rd} b_w d \quad (4.32)$$

$$\tau_{rd} = 0.15 \sqrt[3]{3 \frac{d}{a_L} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \rho_s f_{ck}}} \quad (4.33)$$

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s}} d L^3 < a \quad (4.34)$$

$$a > L + d \quad (4.35)$$

Nas expressões anteriores, as unidades devem ser Newton e milímetro.

4.1.2.4 Destacamento causado por irregularidades na superfície do betão

O destacamento ou deslocamento é causado por irregularidades na superfície da aplicação, a norma propõe que se verifique a adoções de regras de execução, bem como, no manuseamento dos materiais de forma a minimizar essas regularidades.

Sugere também, que sejam utilizadas as especificações normalmente prestadas por os fornecedores dos sistemas de reforço em FRP.

4.1.3 Reforço ao esforço transversal

Tal como no reforço à flexão, igualmente no corte, o reforço é calculado em relação aos estados limites últimos. Por conseguinte, será usada a combinação fundamental de ações dada pelo Eurocódigo 2. As leis de comportamento do material FRP enunciadas na flexão são válidas e aplicáveis ao reforço e ao corte.

A extensão efetiva do FRP, $\varepsilon_{f,e}$, depende do reforço adotada e do tipo de fibra. O reforço aplicado em três faces do elemento, extensão efetiva será dada pelo menor dos valores entre,

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} 10^{-3}; 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \right] \quad (4.36)$$

f_{cm} Valor médio da resistência à compressão do betão em MPa;

E_{fu} Valor último do módulo de elasticidade do FRP em GPa;

ρ_f É a percentagem de reforço FRP;

ε_{fu} É a extensão última do FRP.

Conhecida a extensão efetiva, será possível determinar o valor característico da extensão efetiva do FRP, $\varepsilon_{fk,e}$, multiplicando a extensão efectiva por um factor de redução, k , que normalmente assume o valor de 0,8.

$$\varepsilon_{fk,e} = k \varepsilon_{f,e} \quad (4.37)$$

O valor de cálculo da extensão efetiva do FRP, $\varepsilon_{fd,e}$, pode ser obtido pela minoração do valor característico da extensão efetiva FRP, por um coeficiente de segurança, γ_f .

Este coeficiente de segurança assume os valores dados na Tabela 4.1 consoante o tipo de fibra.

No entanto, alguns autores propõem que o valor característico da extensão efetiva seja limitado a 0,006, para que se mantenha a integridade do betão e a correta mobilização da interligação dos agregados (e.g. Priestley and Seible 1995, Khalifa et al. 1998, Antonopoulos and Triantafillou 2000). Tal limitação deve ser considerada apenas se a ativação deste mecanismo é fundamental e importante.

De acordo com a FIB (2001), tendo por base o modelo de Triantafillou (1998) e Täljsten (1999 a), o reforço externo FRP pode ser tratado de um modo análogo ao aço (aceitando que o FRP transporta apenas as tensões normais na direção principal material de FRP).

Assim, a capacidade de corte de um elemento de reforço pode ser calculada de acordo com o formato Eurocódigo 2 como se segue:

$$V_{Rd} = \min (V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}, V_{Rd,2}) \quad (4.38)$$

A contribuição FRP a capacidade ao esforço transversal, V_{fd} , pode ser calculada de acordo com a seguinte equação:

$$V_{fd} = 0.9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (4.39)$$

- $\varepsilon_{fd,e}$ Valor de cálculo da tensão FRP
- b_w Largura mínima da seção transversal sobre a profundidade efetiva
- d Profundidade efetiva da seção transversal
- ρ_f Taxa de armadura FRP ($2t_f \sin \alpha / b_w$) para reforço contínuo ou $((2t_f / b_w) / (b_f / s_f))$ reforço em tiras.
- b_f Largura do FRP
- s_f Espaçamento entre tiras de FRP
- t_f Espessura do FRP
- E_{fu} Módulo de elasticidade de FRP no principal orientação das fibras
- α Ângulo formado pelo reforço do FRP com o eixo da viga
- θ Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

Embora o aumento do esforço no elemento implique o seu reforço ao corte, não existe a necessidade de efetuar este reforço ao longo de todo o elemento. Assim, para o caso em estudo, o comprimento a reforçar a partir dos apoios, será determinado através do sistema de equações de esforço transversal.

4.2 Estados limites de utilização

Segundo a proposta da FIB (2001), na Verificação da Segurança em Serviço (ELS), considera-se que, o FRP apresenta um comportamento linear à tração e o coeficiente de segurança material, γ_M , de valor unitário. Assim sendo, a lei constitutiva do FRP é a seguinte:

$$f_f = E_{fk} \varepsilon_f \quad (4.40)$$

onde E_{fk} corresponde ao módulo de elasticidade característico, determinado para o intervalo entre 10% a 50% da tensão última no FRP.

Normalmente, para o dimensionamento, usa-se o valor característico mais baixo $E_{fk0.05}$ (percentil de 5%). No caso, de um módulo de elasticidade alto, resultar em menor segurança, será necessário usar o valor característico superior $E_{fk0.95}$ (percentil de 95%). Quando o módulo de elasticidade não é considerado como variável fundamental na equação, deve-se considerar o valor médio E_{fm} .

4.2.1 Método para o cálculo das tensões

Após encontra-se a solução de reforço para os Estados Limites Últimos, devera-se verificar para os estados limites de utilização. Segundo a FIB (2001), para os Estados Limites de Utilização tem que verificar-se os limites de tensões para diferentes materiais, controlar a deformação e a fendilhação

Atendendo às extensões existentes no elemento antes do reforço, a análise torna-se dependente do momento atuante no elemento. Assumindo um comportamento linear elástico do sistema FRP e assumindo que o betão não resiste à tração, a análise em secção fendilhada é feita com base na Figura 4.7.

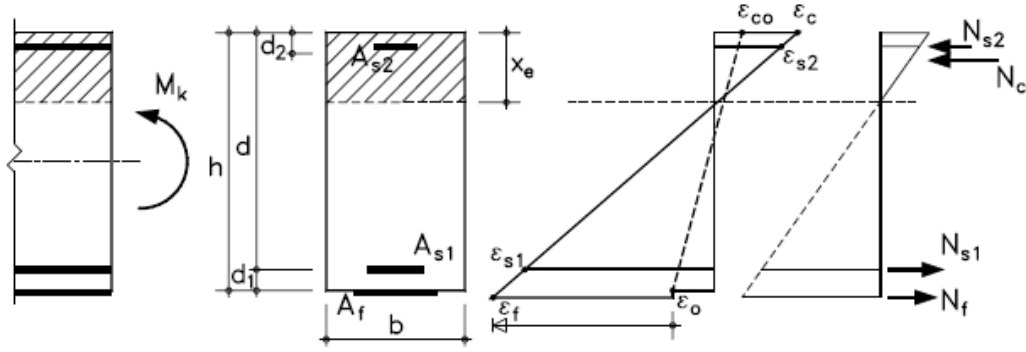


Figura 4.7 Análise linear elástica de uma secção fendilhada (FIB 2001)

A partir do equilíbrio das forças de tensão e de compatibilidade, a profundidade do eixo neutro x_e obtém-se a partir da seguinte expressão:

$$\frac{1}{2} b x_e^2 + (\alpha_s - 1) A_{s2} (x_e - d_2) = \alpha_s A_{s1} (d - x_e) + \alpha_f A_f \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) x_e \right] \quad (4.41)$$

Em que,

$$\alpha_f = E_f / E_c \quad (4.42)$$

A partir da equação 4.43 e 4.44, obtém-se os valores da extensão do betão na fibra extrema e a profundidade do eixo neutro.

$$\sigma_{c=E_c} \varepsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2} b x_e \left(h - \frac{x_e}{3} \right) + (\alpha_s - 1) A_{s2} \left(\frac{x_e - d_2}{x_e} \right) - \alpha_s \frac{d - x_e}{x_e} A_{s1} (h - d)} \quad (4.43)$$

O momento de inércia da secção fendilhada, I_2 , tal como o eixo neutro x_e , depende do momento actuante M_k . O momento de inércia da secção da secção fendilhada obtém-se por:

$$I_2 = \frac{b x_e^3}{3} + (\alpha_s - 1) A_{s2} ((d - x_e)^2 - d_2)^2 + \alpha_s A_{s1} (d - x_e)^2 + \alpha_f A_f (h - x_e)^2 \quad (4.44)$$

O momento de inércia da secção da secção não fendilhada é dada por:

$$I_1 \approx \frac{b h^3}{12} \quad (4.45)$$

E o momento critico, M_{cr} , para secções retangulares, o pode ser calculado de acordo com a seguinte equação:

$$M_{cr} \approx f_{ctm} \frac{b h^2}{6} \quad (4.46)$$

4.2.2 Limitação de tensões

Nas condições de serviço onde será necessário limitar a tensão no betão, aço e no FRP, para evitarmos danos ou deformação excessiva do betão, plastificação do aço e excessiva deformação ou fluência do FRP.

As limitações para a tensão de compressão do betão a aplicar correspondem ao Eurocódigo 2:

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \leq 0.6f_{ck} \text{ (combinação rara de ações)} \quad (4.47)$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \leq 0.45f_{ck} \text{ (combinação quase-permanente de ações)} \quad (4.48)$$

Para prevenir a cedência do aço em serviço, o Eurocódigo 2 especifica,

$$\sigma_s = E_c \varepsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} \leq 0.8f_{yk} \text{ (combinação rara de ações)} \quad (4.49)$$

De um modo semelhante, a tensão de FRP sob carga de serviço deve ser limitado, como:

$$\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \leq \eta f_{fk} \text{ (combinação quase permanente de ações)} \quad (4.50)$$

Onde, $\eta < 1$, coeficiente de limitação de tensão do FRP. Este coeficiente, depende do tipo de FRP, deverá ser obtido através de experiências. Baseado em testes de fluência (por

exemplo, Yamaguchi et ai. 1998), os valores indicativos de $\eta = 0,8, 0,5$ e $0,3$ podem ser sugeridos para CFRP AFRP e GFRP, respectivamente.

4.2.3 Estado limite de deformação

A verificação ao estado limite de deformação é feita pelo método bilinear proposto pelo CEB. Os valores limites das deformações a adotar são os definidos no Eurocódigo 2. Estes limites são função do tipo de estrutura ou elemento e têm em conta que a deformação de um elemento ou de uma estrutura, não devendo ser prejudicial ao seu correto funcionamento ou ao seu especto. Devido a este facto, que é habitual considerar que as condições de utilização de uma viga são alteradas quando a flecha, a , causada pelas cargas de serviço para a combinação Quase Permanente provocam uma flecha superior a $L/250$.

O método bilinear requer que a flecha, a , seja o resultado da combinação da flecha de deformação estimada em secção não fendilhada, a_1 , com a flecha de deformação em secção fendilhada, a_2 . As duas flechas, a_1 e a_2 , são afetadas com um coeficiente de distribuição de tensões, ζ_b , o qual permite ter em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas.

De acordo com esta metodologia a flecha, a , obtém-se:

$$a = a_1(1 - \zeta_b) + a_2\zeta_b \quad (4.51)$$

O coeficiente de distribuição de tensões, ζ_b , pode ser obtido consoante o momento atuante, M_k , seja maior ou menor que o momento critico ou momento de início de fendilhação:

$$\zeta_b = 0 \quad M_k < M_{cr} \quad (4.52)$$

$$\zeta_b = 1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^{n/2} \quad M_k > M_{cr} \quad (4.53)$$

Onde β_1 , coeficiente, tendo em conta as características de ligação de reforço e β_2 corresponde a um coeficiente tendo em conta o tipo de carga. De acordo com a CEB (1993), o n é igual a 2 para betões correntes e n igual a 3 para betões alta resistência (Lambotte e Taerwe 1990). Relativamente aos coeficientes β_1 e β_2 serão tomados como especificado no Eurocódigo 2 ($\beta_1 = 0,5$ e 1 para aço liso e aço nervurado, respetivamente, $\beta_2 = 0,5$ e 1 para cargas a longo prazo e curto prazo). A deformação no estado não fendilhado, a_1 , e no estado totalmente fendilhado, a_2 , pode-se calcular por meio de análise clássica elasticidade, $E_c I_1$ referindo-se a uma rigidez de flexão no estado não fendilhado e no estado totalmente fendilhado $E_c I_2$, respetivamente.

$$a_1 = k_M l^2 \left(\frac{M_k}{E_c I_1} \right) \quad (4.54)$$

$$a_2 = k_M l^2 \left(\frac{M_0}{E_c I_{02}} + \frac{M_k - M_0}{E_c I_2} \right) \quad M_k > M_0 \quad (4.55)$$

Onde k_M , coeficiente dependendo do tipo de carga e I_{02} , o momento de inércia em estado fendilhado antes do reforço.

4.2.4 Controlo da fendilhação

Para proteger o aço interno e garantir a sua funcionalidade, a largura de fendas deve-se limitar. Para vigas de betão armado reforçadas com EBR, poderá aparecer novas fendas entre as rachaduras existentes. O valor característico da largura da fenda, calcula-se de acordo com Eurocódigo 2 como:

$$w_k = \beta s_{rm} \zeta \varepsilon_2 \quad (4.56)$$

Onde $\beta = 1,7$ é um coeficiente que relaciona o valor médio e características da abertura de fendas, s_{rm} espaçamento médio entre fendas, ζ coeficiente de distribuição de tensões dado pela equação:

$$\zeta = 0 \quad M_k < M_{cr} \quad (4.57)$$

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^n \quad M_k > M_{cr} \quad (4.58)$$

A extensão ε_2 é a extensão de reforço no estado totalmente fendilhado. Assumindo

$\varepsilon_2 \approx \varepsilon_{s1} \approx \varepsilon_f + \varepsilon_0$ e com $N_{Rk} = N_{s1} + N_f$, ε_2 é dada como:

$$\varepsilon_2 = \frac{N_{Rk} + E_f A_f \varepsilon_0}{E_s A_s + E_f A_f} \quad (4.59)$$

Com $N_{Rk} = M_k / Z_e$ e Z_e o braço de alavanca entre a força de tração total ($N_{s1} + N_f$) e força de compressão ($N_c + N_{s2}$).

O espaçamento médio de fendas, s_{rm} , tendo em conta o efeito de ambos o reforço interno e o externo, pode ser calculada como (Rostásy et al 1996.)

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm} A_{c,eff} \xi_b E_f A_f}{\tau_{fm} u_f E_s A_s + \xi_b E_f A_f} \quad (4.60)$$

Onde $A_{c,eff}$ é a área efetiva da tensão tomada como o menor de $2,5(h - d)b$ e $(h - x)b / 3$ (Eurocodigo2), $\tau_{sm} = 1,8f_{ctm}$ (CEB 1993) e $\tau_{fm} = 1,25 f_{ctm}$ (Holzenkampfer 1994) é a tensão de aderência média do aço e do FRP, u_f é o perímetro vínculo do reforço de aço e FRP e ξ_b é um parâmetro vínculo dado como:

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} E_s d_s}{\tau_{sm} E_f t_f} \quad (4.60)$$

Onde d_s é o diâmetro (médio) dos varões de aço e t_f é a espessura da FRP.

5.

Comparação entre a metodologia de cálculo proposta e a FIB (2001)

Neste capítulo realizar-se-á uma comparação entre a metodologia de cálculo proposta e o documento técnico de dimensionamento do reforço exterior de estruturas de betão armado com recurso a CFRP nomeadamente o bulletin 14 da FIB (2001) através de um caso prático, que corresponderá ao reforço de uma viga exterior (Viga V1), como indica a Figura 5.1.

Para o cálculo da viga, considerou-se que esta pertencia a um edifício de habitação, que se pretende transformar em edifício comercial, ficando os pavimentos sujeitos a uma sobrecarga superior à inicial.

O edifício é constituído por uma estrutura porticada, vigas e pilares em betão armado, com lajes maciças, de betão armado com uma espessura de 0.20, estando as lajes armadas numa só direção.

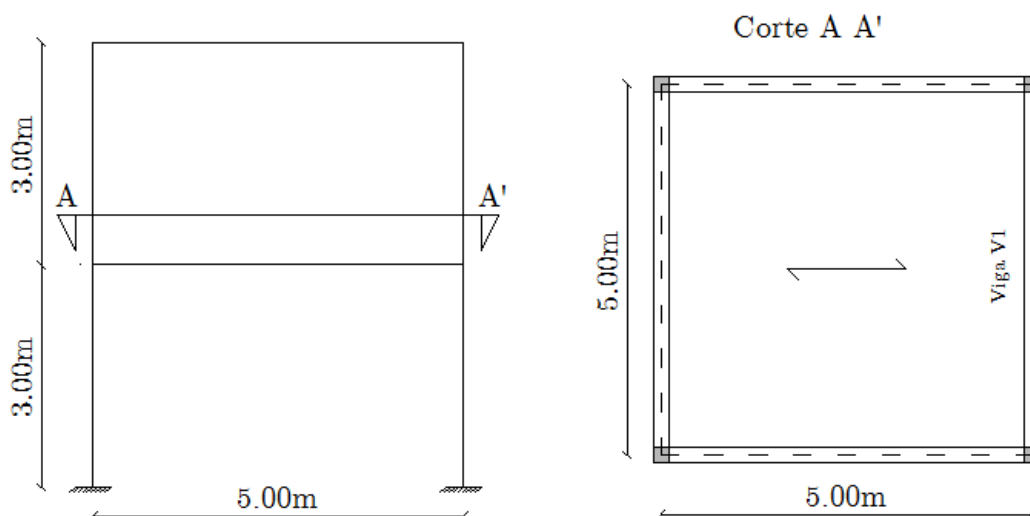


Figura 5.1 Vista em alçado e em planta da estrutura porticada do edifício

As ações atuantes por m² de pavimento considerados no dimensionamento foram as seguintes:

Tabela 5.1 Ações atuantes na laje maciça antes do reforço

Ações atuantes	kN/m ²
Permanentes-G	
Peso próprio da laje	5.0
Paredes divisórias	1.7
Revestimentos e enchimentos	2.0
Variáveis -Q	
Sobrecarga	2.0

Admitiu-se para o pré-dimensionamento e dimensionamento da viga os seguintes critérios:

- Viga simplesmente apoiada de 5 m de vão;
- Betão da classe C25/30;
- Aço da classe S500;
- Largura de influência 2,5m;

Após o pré-dimensionamento da viga obteve-se uma secção de 0,3 x 0,55 m.

As ações atuantes na viga antes do reforço foram:

Tabela 5.2 Ações atuantes da viga antes do reforço

Ações atuantes	kN/m
Permanentes-G	
Peso próprio da viga	4.1
Peso próprio da laje	12.5
Paredes divisórias	4.2
Revestimentos	5.0
Parede Exterior	7.5
Variáveis -Q	
Sobrecarga	5.0

Tabela 5.3 Resultados dos esforços atuantes e resistentes

ELU	P_{Ed} (kN/m)	52.49
	M_{Ed} (kN m)	164.03
	V_{Ed} (kN)	131.22
	M_{Rd} (kN m)	192.19
	$V_{Rd,max}$ (kN)	427.35
	$V_{Rd,s}$ (kN)	141.06
ELS (Combinação quase-permanente de ações)	P_{Ed} (kN/m)	34.83
	w_k (mm)	0.21
	Flecha (m)	0.013

Cumprindo todos os limites impostos pelo Eurocódigo 2 no que respeita a estados limites últimos (ELU) e Estados Limites de Utilização (ELS) resulta:

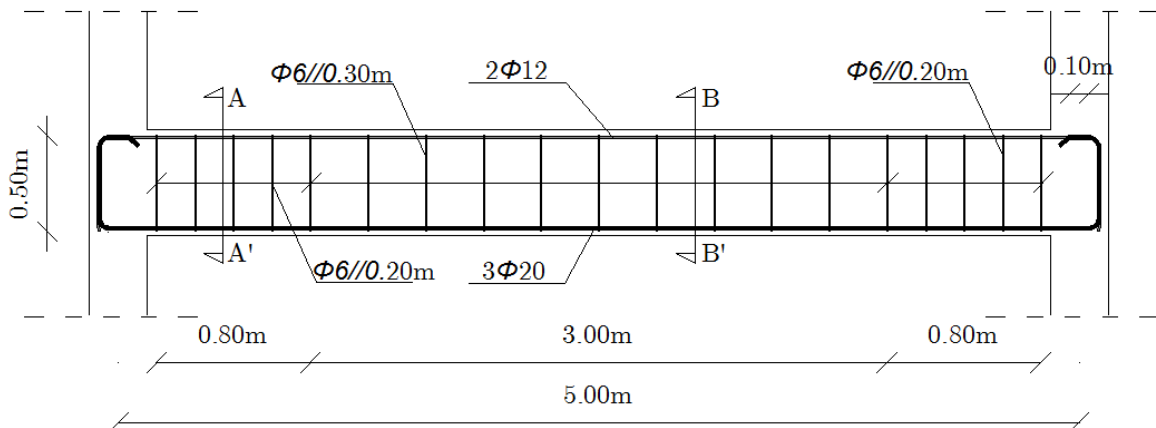


Figura 5.2 Pormenor das armaduras das vigas

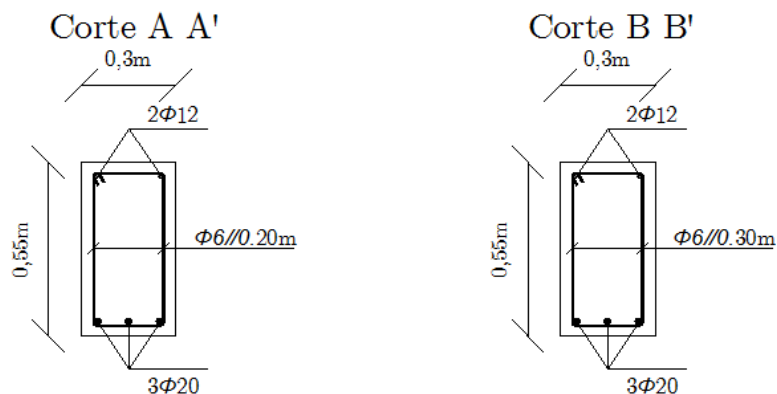


Figura 5.3 Cortes transversais

Considerou-se um aumento da sobrecarga nas lajes de 2 para 5 (kN/m^2) pelo que a viga vai estar sujeita a uma sobrecarga de 12,5 kN/m .

Tabela 5.4 Esforços atuantes após aumento da sobrecarga

P_{Ed} (kN/m)	63.75
M_{Ed} (kNm)	199.18
V_{Ed} (kN)	159.35

Comparando os valores dos novos esforços atuante com os valores dos esforços resistentes da Tabela 5.3 conclui-se que a viga deve ser reforçada ao momento fletor resistente, tendo que garantir um aumento de 4% na capacidade resistente. No que diz respeito à capacidade de resistente ao esforço transversal verifica-se que se tem que se aumentar 10%.

5.1 Estados limites últimos

5.1.1 Reforço à flexão

O novo momento fletor atuante na secção mais solicitada é de 199.18 (kN m).

O reforço será realizado com recurso a laminados de CFRP, tendo-se optado pela utilização dos laminados Sika[®] CarboDur[®] S512, cujas principais propriedades são apresentadas na Tabela 5.5 e Tabela 5.6.

Tabela 5.5 Características geométricas do laminado CFRP

	Largura bf (mm)	Espessura tf (mm)
Laminado CFRP	50	1.2

Tabela 5.6 Propriedades do laminado CFRP

	Valor característico da resistência à tração $f_{fk\ 0.05}$ (MPa)	Extensão última, mínimo ϵ_{fu} (%)	Extensão para dimensionamento ϵ_{fud} (‰)	Módulo elasticidade $E_{fk\ 0.05}$ (GPa)	Módulo elasticidade E_{fm} (GPa)
Laminado CFRP	3000	>1.7	8.5	162	165

O dimensionamento do reforço com CFRP implica o conhecimento da peça de betão armado antes do reforço, em termos de tensões e de deformação, considerando o elemento em estudo em serviço devido às ações permanentes.

Podemos verificar com ajuda da Tabela 5.7 que os valores são muito próximos, o que era expectável, ambas as metodologias têm por base os mesmos pressupostos, existindo duas pequenas diferenças, a FIB (2001) reduz em 15% a tensão do betão (f_{cd}) e tem em conta a resistência da armadura de compressão.

Tabela 5.7 Estado de tensão e de deformação da secção mais esforçada


Metodologia de cálculo proposta	Eixo neutro x/x_0 (m)	Inércia fendilhada I_i / I_{02} (m)	Extensão de compressão no betão ϵ_{co} (m/m)	Extensão de tração no betão ϵ_o (m/m)
Critérios propostos	0.12494	0.001097	0.00038	0.00130
FIB 2001	0.12259	0.001105	0.00037	0.001299

Nas Tabela 5.8 foram apresentadas as diferentes soluções de reforço em CFRP para os Estados Limites Últimos. Todas as soluções apresentadas são a par, isto é, alinhadas na face inferior da viga. Ambas as formulações resultaram da situação em que ocorre cedência da armadura seguida de esmagamento do betão. Esta situação implica que a extensão no betão, na fibra mais afastada à compressão, seja considerada igual à extensão de rotura do betão, ε_{cu} , sendo adotado $\varepsilon_{cu}=3,5 \text{ ‰}$.

Um aspeto que pode-se verificar é referente ao acréscimo de resistência, que apenas com uma camada é conseguido um acréscimo de resistência superior a 24%.

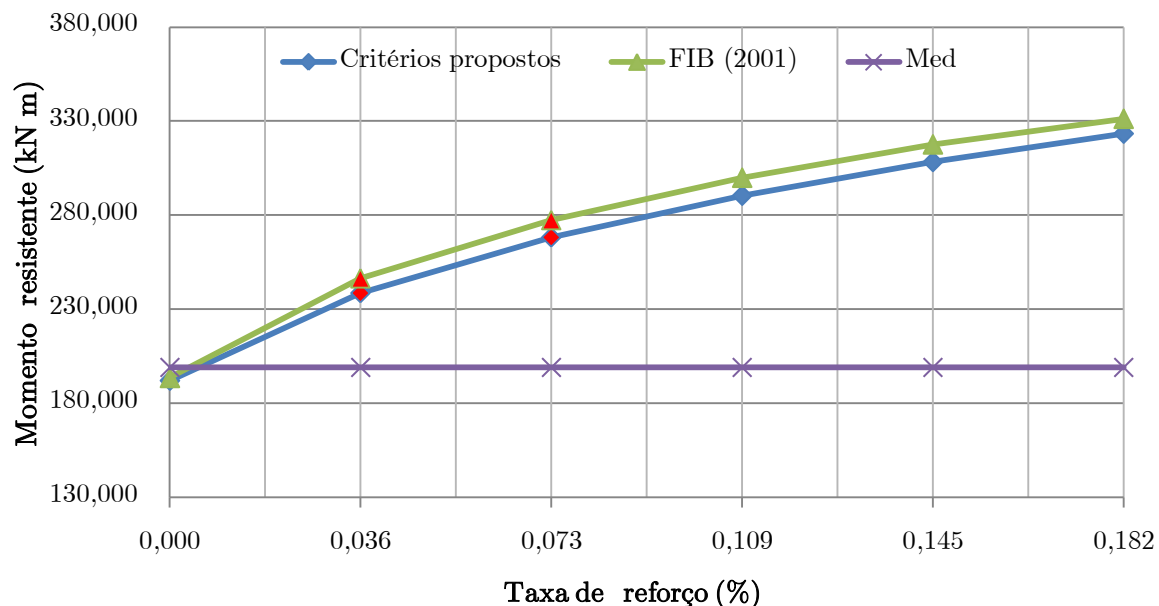
Tabela 5.8 Dimensionamento para diferentes taxas de CFRP

Metodologia de cálculo proposto	Nº de camadas a par	Taxa de reforço	ε_f (m/m)	x (m)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	$M_{Rd,ini}$ (kNm)	Acréscimo de resistência (%)
Critérios propostos	0	0.000	0.00000	0.1024	192.19	199.18	192.19	0.00
	1	0.036	0.01087	0.1278	238.69			24.19
	2	0.073	0.00851	0.1446	268.24			39.57
	3	0.109	0.00742	0.1575	290.46			51.13
	4	0.145	0.00664	0.1682	308.39			60.46
	5	0.182	0.00605	0.1773	323.44			68.29
FIB 2001	0	0.000	0.00000	0.0938	193.61	199.18	192.19	0.73
	1	0.036	0.01086	0.1229	246.44			28.23
	2	0.073	0.00909	0.14180	277.49			44.38
	3	0.109	0.00793	0.15620	299.99			56.09
	4	0.145	0.00713	0.1680	317.71			65.31
	5	0.182	0.00653	0.1780	331.33			72.39

 - Não verifica

O gráfico que se apresenta de seguida, mostra-nos a evolução do momento resistente com diferentes taxas de reforço, das diferentes metodologias de cálculo.

Figura 5.4 Gráfico Momento resistente - taxas de armadura de CFRP



Do dimensionamento em E.L.U. para os critérios propostos, obteve-se uma solução de reforço de 3 camadas de laminado a par, que corresponde igualmente à apresentada pela FIB (2001). Através da análise do gráfico verifica-se que o momento fletor resistente da secção reforçada não difere muito, o que mais uma vez era expectável de acontecer, encontrando-se o maior valor obtido segundo a FIB (2001). O dimensionamento foi controlado pela rotura do FRP. Assim sendo, a extensão de cálculo do FRP que limita o seu dimensionamento para FIB (2001) é a extensão última de cálculo (ϵ_{fud}) e nos critérios propostos, é limitada pelo critério de Neubauer et al., (1997) e Rostásy (1997-a; 1998). Como se pode verificar no gráfico, para as duas metodologias só se consegue uma solução com três camadas a par porque para taxas de reforço inferiores a extensão ultrapassa o limite imposto.

5.1.2 Reforço ao esforço transverso

À semelhança do que foi dito anteriormente, o aumento da sobrecarga na viga na ordem das duas vezes e meia a sobrecarga inicial, levou à existência da necessidade do seu reforço ao corte. O reforço ao corte da viga foi efetuado com recurso a mantas de carbono da marca Sika com designação comercial SikaWrap[®]-230 C/45.

Tabela 5.9 Propriedades da Manta em CFRP

	Largura b_f (mm)	Espessura t_f (mm)	Valor característico da resistência à tração f_{fk} (MPa)	Extensão à rotura ϵ_{fu} (%)	Módulo elasticidade E_f (GPa)
Manta CFRP	100	0.131	2800	14	199

O valor do esforço transverso atuante é de 159,35 KN e referem-se à secção mais solicitada.

Como se refere no Capítulo 2, existem várias formas de aplicar o reforço ao corte, assim sendo a configuração do reforço adotada passa pela sua aplicação em três faces (base e laterais), sendo a direção principal das fibras perpendicular ao eixo do elemento (90°). A altura livre das laterais do elemento onde se cola o reforço foi admitida igual à altura total de secção. Para a orientação das fendas provocadas pelo esforço transverso foi admitido que estas fariam um ângulo de 45° com o eixo do elemento.

Para os dois documentos, a contribuição do betão e do aço para a resistência ao esforço transverso é determinada segundo o Eurocódigo 2.

Com o reforço do elemento, os ganhos de resistência que se conseguem obter segundo os dois documentos estão dados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 Capacidade resistente da secção após o reforço.

Metodologia Proposta	Número de camadas de reforço	Contribuição do aço	Contribuição do reforço FRP (kN)	Capacidade resistente do conjunto (kN)
Critérios propostos	1//0.3	141.06	119.66	260.66
FIB 2001	1//0.3	141.06	138.49	279.56

Em todas as soluções de reforço obtidas, apenas é necessária uma camada com largura de 10 cm de manta espaçada a 30 cm. Olhando para a contribuição do reforço FRP pode verifica-se que a solução dos critérios propostos é mais conservativa.

Pode-se verificar que ambas soluções obtidas resultam em resistências idênticas, considerando assim que o seu grau de conservadorismo é idêntico.


5.2 Estados limites de utilização

5.2.1 Limitação de tensões

Os limites impostos são preconizados pelo Eurocódigo 2 para as duas metodologias.

Tabela 5.11 Resultados obtidos para a limitação das tensões

(Mpa)	Combinações Quase permanentes					Combinações Raras			
	Tensão no betão. σ_c	Valor limite	Tensão no aço σ_s	Tensão no FRP - σ_f	Valor limite	Tensão no betão - σ_c	Valor limite	Tensão no aço - σ_s	Valor limite
Metodologia de cálculo proposto	14.35	11.3	280.97	95.41	2400	16.00	15.0	310.89	400
FIB 2001	13.97		280.59	40.38		15.58		310.53	

 - Não verifica

O limite das tensões no betão imposto pelo Eurocódigo 2 é bastante conservador e destina-se a ser aplicado a elementos dimensionados sem necessidade de reforço, a tensão no betão da viga reforçada ultrapassa esse limite, como se pode observar pelos resultados da Tabela 5.11. O nível de tensão admitido no FRP varia de acordo com o tipo de fibra, sendo que, a

solução obtida cumpre a limitação imposta. Também a tensão no aço cumpre os limites impostos.

A metodologia proposta é muito semelhante à proposta pela FIB (2001), já que os limites de tensão a aplicar são remetidos para o mesmo regulamento.

5.2.2 Controlo da deformação

Em relação aos limites de deformação a aplicar, em ambos os métodos estes limites remetem-nos para os documentos nacionais, neste caso o Eurocódigo 2, pelo que se adotou $L/250$ para combinação quase permanente de ações.

Tabela 5.12 Flechas

Metodologia de cálculo proposto	Flecha	Combinação quase-permanente		
	(m)	Flecha	Flecha máxima	
Método dos coeficientes globais	Instantânea	0.00736	0.0200	$L/250$
	Tempo infinito	0.0155	0.0200	$L/250$
FIB 2001	Instantânea	-	-	-
	Tempo infinito	0.00811	0.0200	$L/250$

Podemos verificar de acordo com a Tabela 5.12 que a FIB (2001) é mais conservador do que o método dos coeficientes globais, no entanto, o método proposto pela FIB (2001) é mais rigoroso pois tem em conta verdadeiramente o reforço em CFRP.

5.2.3 Controlo da fendilhação

O documento da FIB (2001) propõe a verificação da abertura de fendas para a combinação quase permanente de ações. Esta verificação é efetuada tendo em conta o tipo de aço utilizado (nervurado ou liso), a duração das cargas aplicadas e o tipo de betão existente.

No Capítulo 3, para a verificação da fendilhação foi aplicado o método proposto pelo Eurocódigo 2, sendo a única diferença a utilização da tensão no aço para o elemento reforçado e na taxa de armadura.

Quanto à dimensão máxima das fendas, ambas as propostas remetem-nos para os regulamentos em vigor em cada país, pelo que a dimensão máxima das fendas foi definida de acordo o disposto no Eurocódigo 2.

Tabela 5.13 Resultados obtidos no controlo da fendilhação.

Metodologia de cálculo proposto	Combinação quase-permanente	
	Largura	Largura máxima
Largura de Fendas (mm)		
Método proposto pelo Eurocódigo 2	0,193	0,30
FIB 2001	0,262	0,30

Ambas as metodologias verificam o controlo da fendilhação, sendo o método proposto pelo Eurocódigo 2 o mais conservativo, no entanto este método não tem em conta o verdadeiro contributo do CFRP.

Contudo, retirando algumas ilações, ambas as metodologias conclui-se que, garantiram satisfatoriamente o reforço da viga nos Estados Limites Últimos e com resultados muito idênticos, o que era expectável, pois ambas as metodologias tem como base os mesmos pressupostos. Nos ELS foram verificados os critérios no controlo da deformação e no controlo da fendilhação, o único critério que não verificou foi a limitação da tensão do betão e a semelhança de um estudo idêntico elaborado por (Rodrigues, 2009) chegou-se à mesma conclusão, que estas limitações são bastante conservadoras e estão destinadas para elementos dimensionados sem necessidade de reforço.

A FIB (2001) apresenta-nos um conjunto de verificações para que não haja perda de ação do FRP, apesar de não terem sido abordados neste capítulo, têm imensa importância, pois a maior parte das ruínas deste tipo de reforço dá-se pela perda de aderência do compósito. Os critérios propostos no capítulo 3, não apresentam qualquer tipo de verificação para o destacamento do compósito, ou seja, perda de ação do mesmo, de forma precaver estas eventuais situações foi garantido que o CFRP trabalhasse com extensões reduzidas.

6.

Programa Experimental

6.1 Provetes e configuração de ensaio

O programa experimental definido consistiu na execução de três vigas em betão armado sendo destinadas a ensaios de carga monotónicos. Uma das vigas era de referência e as outras duas reforçadas com laminados de carbono com diferentes taxas de reforço.

As vigas de apresentam uma secção transversal de 150 mm de largura por 200 mm de altura e 1500mm de comprimento, sendo ensaiadas com uma distância entre apoios de 1300 mm. A armadura de flexão era constituída por 2Ø8 junto à face inferior e 2Ø6 junto à face superior. A armadura transversal era materializada por estribos de 6 mm de diâmetro com um espaçamento constante de 125 mm de modo a prevenir a rotura prematura por corte das vigas. Nas figuras seguintes apresenta-se a secção transversal e longitudinal das vigas em betão armado e a secção transversal das vigas reforçadas.

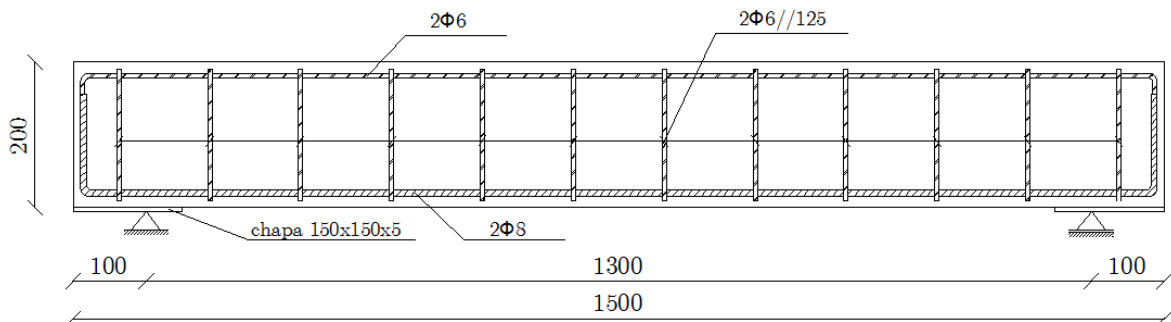


Figura 6.1 Corte longitudinal das vigas em betão armado

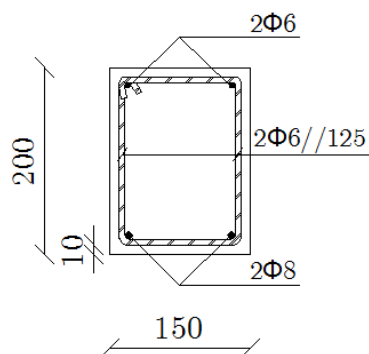


Figura 6.2 Secção transversal das vigas em betão armado

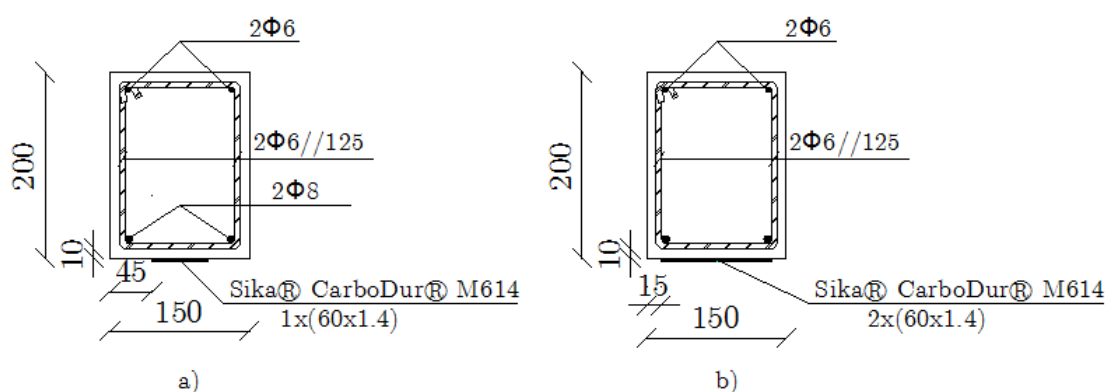


Figura 6.3 Secção transversal das vigas reforçadas: a) FRP1; b) FRP2

Na Tabela 6.1 apresentam-se as principais características das vigas. Nesta tabela t_f , L_f e w_f são a espessura, o comprimento e a largura dos laminados, respetivamente, e ρ_{eq} é a percentagem equivalente de armadura longitudinal definida de acordo com a equação (6.1):

$$\rho_{eq} = \frac{A_s}{b d_s} + \frac{A_f E_f}{b d_f E_s} \quad (6.1)$$

Tabela 6.1 Propriedades das vigas

Viga	Tipo de laminado	Nº de laminados	t_f (mm)	L_f (mm)	w_f (mm)	ρ_{eq} (%)
Ref	-	-	-	-	-	0,35
FRP1	Unidirecional	1	1.4	1200	60	0,65
FRP2	Unidirecional	2	1.4	1200	60	0,94

6.2 Caracterização dos materiais

6.2.1 Betão

O betão utilizado nas vigas foi produzido no Laboratório de materiais de construção com a composição indicada na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 Composição do betão

Material constituinte	Dosagens por cada m ³
Cimento Portland (kg/m ³)	300
Areia (kg/m ³)	938
Brita (kg/m ³)	927
Água (l/m ³)	180

Para determinar a resistência do betão à compressão foram ensaiados 3 provetes cúbicos de 15 cm de aresta, 27 dias após a betonagem das vigas. No entanto foi ensaiado mais 3 provetes cilíndricos, 28 dias após a betonagem, um ensaiado à compressão e os restantes à determinação do módulo de elasticidade em compressão e a ensaios à tração por compressão diametral. Estes provetes durante a sua cura foram submersos em água de modo a minimizar a influência da retração e microfissuração nos respetivos resultados. Os relatórios de ensaios são apresentados nos III, IV, V, VI.

Tabela 6.3 Principais propriedades do betão

Principais propriedades do betão	(MPa)
$f_{cm,cub}$	21.5
$f_{c,cil}$	26.44
$E_{cm,cil}$	28.95
f_{ctm}	2.42

6.2.2 Aço

O aço utilizado nas armaduras ordinárias das vigas é do tipo S400 nos varões de 8 mm e S500 para os varões de 6 mm. Todos os cálculos foram efetuados considerando os valores apresentados na Tabela 6.4, em que f_{yk} e f_{yd} são os valores característicos e de cálculo da tensão de cedência, respectivamente, E_s é o módulo de elasticidade e ε_{syk} , ε_{syd} são os valores característicos e de cálculo da extensão de cedência.

Tabela 6.4 Propriedades mecânicas do aço das armaduras ordinárias

Propriedades	$\phi 8$	$\phi 6$
f_{yk} (MPa)	400	500
f_{yd} (MPa)	348	435
E_s (GPa)	200	200
ε_{syk} (‰)	2.0	2.5
ε_{syd} (‰)	1.74	2.175

6.2.3 CFRP

Os laminados de CFRP utilizados para o reforço à flexão das vigas ensaiadas apresentam uma secção transversal de 60 mm x 1.4 mm, com a designação Sika® CarboDur® M614. São constituídos por fibras de carbono orientadas na direção longitudinal dos laminados e por uma matriz de epóxi. Por razões técnicas do processo de fabrico, de acordo com o fabricante, a percentagem volumétrica máxima de fibras é aproximadamente 65%. Na Tabela 6.5 estão presentes os valores médios das propriedades mecânicas, indicados pelo fabricante, que deverão ser utilizados no dimensionamento duma solução de reforço com laminados instalados à superfície, em que b_f e t_f são a largura e espessura do laminado, respetivamente, A_f é a área da sua secção transversal, E_f é o módulo de elasticidade, ε_{fu} é a extensão de rotura e σ_{fu} é a tensão de rotura.

Tabela 6.5 Propriedades mecânicas do CFRP

Propriedades	Sika® CarboDur® S614
$b_f(\text{mm}) \times t_f(\text{mm})$	60 x 1.4
$A_f(\text{mm}^2)$	84
E_f (GPa)	210
ε_{fu} (‰)	1.35
σ_{fu} (MPa)	3000

6.2.4 Adesivo

O adesivo utilizado para o sistema de reforço das vigas é uma argamassa, tendo a denominação comercial de Sikadur®-30. Este adesivo é fornecido em dois componentes que quando misturados têm uma massa volúmica ($1.65 \text{ kg} / \text{dm}^3$), A e B, os quais são misturados com um rácio de 3:1, respetivamente. O fabricante indica que os valores de resistência à compressão de aproximadamente 90 MPa , à tração de 25 MPa e uma tensão de aderência de 4 MPa.

6.3 Preparação das vigas

Durante os 5 dias que se seguiram à betonagem, a superfície do betão foi mantida húmida através de regas sucessivas, com o objetivo de minimizar o desenvolvimento de fendas associadas ao processo de retração por secagem. Após esse período procedeu-se à descofragem das vigas e à desmoldagem dos provetes).

Relativamente às vigas a reforçar, foi necessário preparar a sua face inferior com um escova de arames, tendo como objetivo promover uma correta aderência betão-resina. No final desta operação a superfície do betão apresentava um aspeto rugoso, tal como se observa na Figura 6.4.



Figura 6.4 Aspeto da superfície do betão após preparação

A última fase da preparação das vigas correspondeu à aplicação do sistema de reforço. Antes de aplicar a argamassa de epóxi de colagem foi necessário limpar a superfície do betão, eliminando todos os detritos que comprometeriam a aderência. As faces do laminado foram igualmente limpas com acetona. Refira-se que estes dois pormenores têm um papel preponderante no bom funcionamento do reforço. Seguidamente, misturaram-se os dois componentes da argamassa de epóxi com recurso a um misturador elétrico, até o seu aspeto ser homogéneo. Tal como indicado nas especificações do fabricante, com a ajuda de uma espátula aplicou-se uma camada de argamassa de epóxi com cerca de 1 mm de espessura na superfície do betão. Uma outra camada, com cerca de 2 mm de espessura, foi aplicada na superfície do laminado com recurso a uma espátula. Finalmente, o laminado foi colocado na sua posição final, sendo pressionado por um rolo e um martelo de borracha de forma a eliminar possíveis vazios e a promover a ligação das duas camadas de resina, no final foi removida a argamassa em excesso (Figura 6.5).



Figura 6.5 Fase final da colocação do laminado

Após a instalação do sistema de reforço foram colocados grampos nas extremidades do laminado de forma a não descolar durante o processo de cura da argamassa de epóxi e posteriormente as vigas foram colocadas em repouso à temperatura ambiente para permitir a cura da argamassa de epóxi, tendo o tempo de cura sido de aproximadamente 2 dias.



Figura 6.6 Colocação dos grampos

6.4 Instrumentação

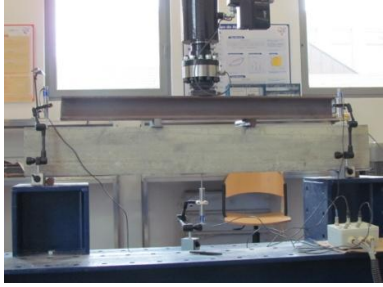
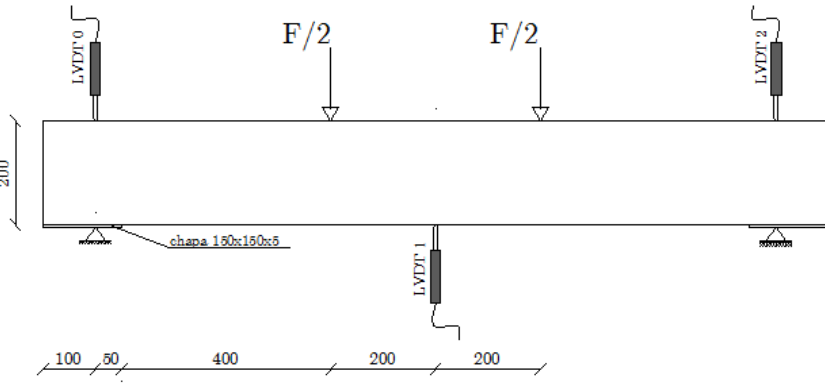

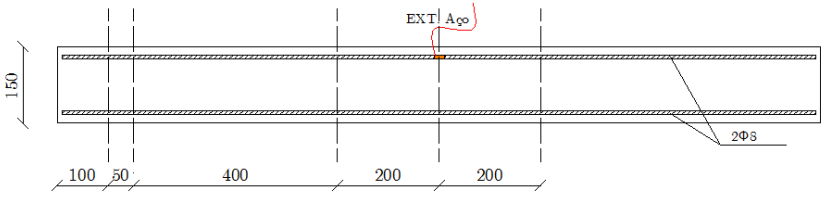

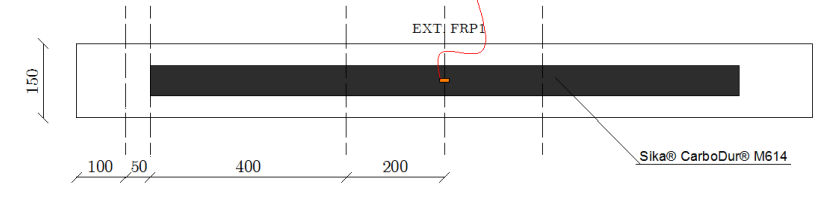

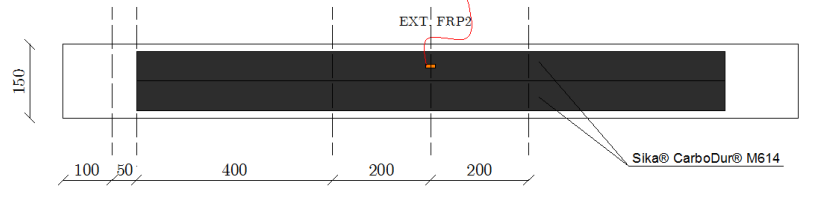
A instrumentação utilizada nos ensaios foi a mesma para todos os ensaios produzidos e teve como objetivo a obtenção de dados ao longo do tempo relativos à força aplicada, aos deslocamentos, e extensões nas armaduras e nos laminados.

Numa primeira fase, aquando da montagem das armaduras, todos os modelos foram instrumentados com um extensómetro elétrico de resistência de 120Ω na posição de meio vão no varão inferior de modo a obter informação relativa à extensão das armaduras longitudinais.

De modo a obter informações relativas à extensão no laminado de CFRP utilizado nos sistemas de reforço testados, também estas foram instrumentadas através da colocação de um extensómetro na posição de meio vão. A disposição da instrumentação do laminado de CFRP bem como das armaduras dos modelos é apresentada na Tabela 6.6.

Por forma a obter informações relativas à flecha das vigas ao longo dos ensaios foram utilizados LVDT's, sendo dois colocados nos apoios e um terceiro a meio vão.

Tabela 6.6 Instrumentação das vigas

 <p>Esquema de ensaio</p>	 <p>Posicionamento dos LVDT's</p>
 <p>Soldadura dos fios elétricos no extensómetro</p>	 <p>Vista inferior</p>
 <p>Vista inferior (LVDT e extensómetro)</p>	 <p>Vista inferior</p>
 <p>Vista inferior (extensómetro)</p>	 <p>Vista inferior</p>

6.5 Esquema e procedimento de ensaio

O esquema de ensaio adotado para as vigas está ilustrado na Figura 6.7. Tal como referido anteriormente, caracteriza-se por uma viga simplesmente apoiada com um carregamento simétrico, composto de duas cargas pontuais aplicadas a uma distância dos apoios igual a $1/3$ do comprimento do vão.

Os ensaios monotónicos foram realizados com recurso a um servo-atuador hidráulico sob controlo de deslocamento, a uma velocidade de 0.03 mm/s. A força foi aplicada com um atuador cuja célula de carga acoplada ao mesmo tinha 300 kN de capacidade máxima de carga.

Foram colocadas chapas nos apoios de forma a garantir a uniformidade do apoio.

A carga foi transmitida à viga em dois pontos através de uma viga de distribuição metálica.

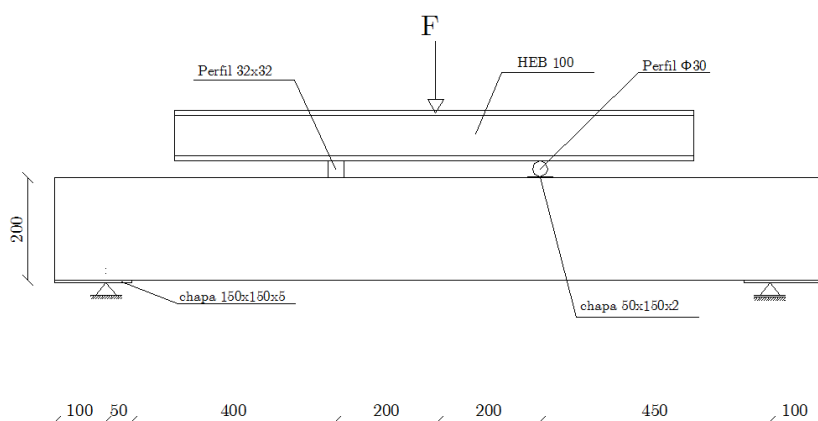


Figura 6.7 Esquema de ensaio



Figura 6.8 Esquema de ensaio

6.6 Resultados e discussão

Com a informação dos LVDT traçaram-se as curvas carga-deslocamento a meio vão das vigas e a partir dos valores lidos dos extensómetros determinou-se o nível de tensão no compósito.

A Tabela 6.7 resume os principais resultados obtidos nos ensaios monotónicos realizados. Nesta tabela o significado dos parâmetros aí existentes será o seguinte δ_{cr} é a flecha no início da fendilhação do betão, F_{cr} é a carga no início da fendilhação do betão, δ_{max} é a flecha na carga máxima; F_{max} é carga máxima; σ_{fu} é a tensão última do laminado; σ_{fmax} tensão máxima no laminado para F_{max} e σ_{smax} tensão máxima no aço para F_{max} .

Tabela 6.7 Resultados obtidos nos ensaios

Viga	Início de fendilhação		Carga máxima				$\sigma_{fmax}/\sigma_{fu}$ (%)
	δ_{cr} (mm)	F_{cr} (kN)	δ_{max} (mm)	F_{max} (kN)	σ_{smax} (MPa)	σ_{fmax} (MPa)	
ref	1,99	22	11,45	38,54	563,6	-	-
FRP1	4,93	65	5,25	66,24 +(72%)	398,8	-	-
FRP2	2.81	55	3,55	62,76 +(63%)	-	318,95	11

Todas as vigas mostraram um importante aumento da rigidez à flexão e da capacidade última quando comparada com a viga de referência. De entre as vigas reforçadas, a viga FRP1 é a que teve a maior carga de rotura apresentando um aumento de carga de 72%, já relativamente à deformação a que obteve uma menor flecha foi a viga FRP2.

Conclui-se que os principais modos de ruína observados foram o destacamento do betão ao nível da armadura como indica a Figura 6.9.

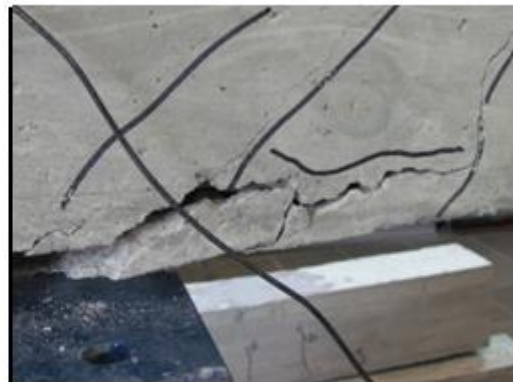
A viga ref (viga não reforçada) teve início de fendilhação a uma carga inferior comparada com a carga das outras vigas.

Os resultados obtidos na viga FRP2 não foram os esperados, isto porque apesar de ter sido aumentado a taxa de reforço para o dobro a capacidade resistente não aumentou relativamente à viga FRP1, devido ao modo de ruína prematura de corte, verificou-se que o início de fendilhação ocorreu antes, a uma força de 55kN, e o aumento de capacidade de carga foi de 63%

Como era expectável as vigas reforçadas tiveram uma flecha menor do que a viga de referência



Aspetto da fendilhação no betão na viga FRP1



Destacamento do betão ao nível da armadura na viga FRP1



Aspetto da fendilhação no betão na viga FRP2



Destacamento do betão ao nível da armadura na viga FRP2

Figura 6.9 Modos de ruína observados nos modelos de vigas ensaiados

Conclui-se que os principais modos de ruína observados foram o ruína por corte e destacamento do betão ao nível da armadura como indica a Figura 6.9.

As curvas de força deslocamento são apresentadas na Figura 6.10 para as três vigas.

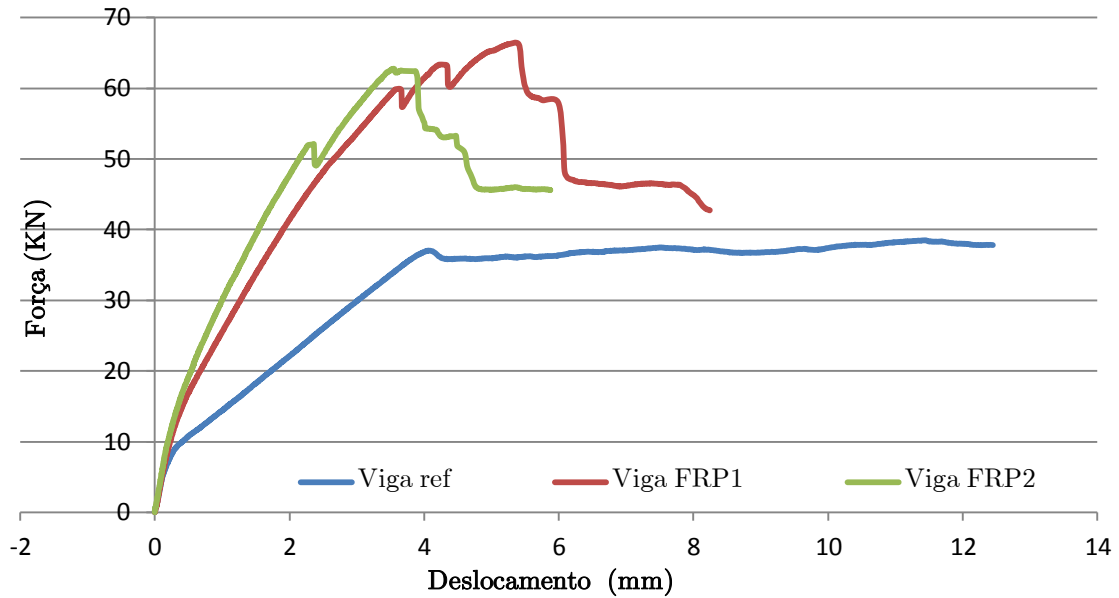


Figura 6.10 Relação Força vs. Deslocamento nas vigas ensaiadas

No gráfico da Figura 6.10 podemos ver o aumento de rigidez e redução da ductilidade das vigas reforçadas relativamente à viga de referência.

7.

Considerações Finais

O presente trabalho tinha como objetivo principal, criar uma proposta de critérios de dimensionamento de estruturas de betão armado reforçadas, com materiais compósitos de CFRP, usando a técnica de colagem exterior (EBR), tendo por base as regras e formulação do Eurocódigo 2, adaptado ao reforço com CFRP.

No geral refere-se que, tanto o objetivo principal como os objetivos secundários inicialmente propostos foram cumpridos esperando-se que as conclusões deste trabalho sejam vantajosas para outros autores que queiram estudar este tema.

7.1 Conclusões

- As fichas técnicas dos fabricantes dos sistemas compósitos de FRP, são por vezes pouco elucidativas quanto aos valores que apresentam para a caracterização das propriedades dos materiais, tal como no que diz respeito aos ensaios experimentais para a determinação dessas propriedades.
- É de constatar que os critérios de dimensionamento propostos no capítulo 3 para os estados limites últimos, são idênticos com os que propõe a FIB (2001), em virtude de fundamentarem-se nas mesmas hipóteses de cálculo. As hipóteses de cálculo apresentadas foram a ligação perfeita entre betão e FRP, visto que, considerou-se que não existia deslizamento entre FRP e o substrato de betão as extensões no FRP, no aço e no betão são diretamente proporcionais à distância do eixo neutro, a extensão máxima admissível de compressão no betão é de 3.5‰, a resistência do betão à tração foi desprezada e o reforço de FRP tem comportamento linear elástico até à rotura. Na FIB (2001) também apresenta um

conjunto de verificações ao nível da perda de aderência do compósito, que também tem que ser garantidas.

- Um aspeto importante que se concluiu foi que, antes de pensar em reforçar uma estrutura é necessário avaliá-la convenientemente, verificar se as armaduras presentes na estrutura são as previstas em projeto, avaliar a fendilhação da estrutura em estudo, em termos de eventuais danos anormais ao normal funcionamento da estrutura, bem como a caracterização do estado e deformação na face do betão, pois na maior parte dos casos essa face apresenta já uma deformação inicial devida a cargas permanentes, etc.
- As metodologias de cálculo do reforço examinadas nesta dissertação foram aplicadas a uma viga com necessidades de reforço à flexão e ao corte. A necessidade de reforço surgiu devido à transformação do edifício, a qual implicou um aumento da sobrecarga. Do dimensionamento em ELU obteve-se a mesma solução de reforço de 3 camadas de laminado a par. Para os dois métodos analisados, na verificação aos Estados Limites de Serviço, a solução obtida no reforço à flexão cumpre todos os critérios a exceção da limitação da tensão do betão.
- Os critérios propostos no capítulo 3, não apresentam qualquer tipo de verificação para o destacamento do compósito, ou seja, perda de ação do mesmo, de forma a precaver estas eventuais situações foi garantido que o CFRP trabalhasse com extensões reduzidas.
- Embora não tenha sido referido neste trabalho, mas que acaba por ser um dos grandes problemas deste tipo de reforço, a resistência fogo, isto é, posteriormente à execução do reforço será necessário usar sistemas de proteção ao fogo, nomeadamente argamassas ou outros produtos para o efeito.

- Outro aspeto que não se pode esquecer é execução do reforço, o projetista tem o dever de estabelecer os corretos procedimentos a executar, bem como o controlo da qualidade de execução e dos materiais a utilizar. Por mais correto ou conservador que seja o seu dimensionamento, se a execução do reforço em obra não for bem realizada, pode por em causa o sucesso do reforço.
- Através do programa experimental, foi possível comprovar a eficácia deste tipo de reforço. Nas duas vigas reforçadas, conseguiu-se aumentar a capacidade de carga em 72% e 63 % relativamente à viga de referência. Pode-se concluir assim, que ao reforçar as estruturas de betão armado com CFRP estamos a aumentar a rigidez e diminuir a deformação.
- Embora a solução de reforço com recurso a materiais compósitos, por um lado tenha custos elevado ao nível dos materiais em Portugal, por outro lado pode ter um custo reduzido de mão-de-obra, rapidez de execução e o fato de permitir a circulação de pessoas no local da execução do reforço, tornando-se muitas vezes uma solução viável e muito atrativa.
- Apesar da formulação apresentada ainda carecer de validação, nomeadamente comparando os resultados obtidos com os de outros trabalhos e normas existentes, pode servir de base ao desenvolvimento de futuras normas de projeto.
- A formulação apresentada constitui uma ferramenta útil de apoio ao projeto e dimensionamento de estruturas de betão reforçadas com CFRP.
- Relativamente aos ELU ao nível da segurança da secção verificou-se que a metodologia de cálculo proposta, quando comparada com os critérios de dimensionamento da FIB (2001), conduz aos mesmos resultados, podendo por isso ser adotada com alguma confiança.

- No que diz respeito aos ELS, a formulação apresentada, obtida a partir de algumas simplificações, permite obter estimativas credíveis ao nível da deformação e da largura de fendas, devendo no entanto os valores obtidos ser usados com ponderação.
- Os modos de ruína prematura associados a este tipo de reforço não foram considerados de forma explícita na formulação desenvolvida, pelo que deverá ser obrigatório garantir todas as verificações a estes tipos de ruína e a observância de um conjunto de exigências ao nível execução.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Desenvolver ferramentas de cálculo automático para o dimensionamento de reforços em CFRP para estruturas de betão armado.

Analisar e criar critérios credíveis, a nível da fendilhação não só com o contributo do FRP no controlo da fendilhação bem como na formação de novas fendas.

Reunir num só regulamento, critérios de dimensionamento do reforço de estruturas betão armado, não só de normas ou documentos técnicos publicados bem como também estudos e investigações, criando assim condições para formação de um Eurocódigo que regule a aplicação dos FRP.

Estudos experimentais que permitam compreender o comportamento da ligação betão-CFRP quando exposta ao fogo, nomeadamente através da realização de ensaios de aderência a temperaturas elevadas;

Referências bibliográficas

American Concrete Institute (ACI), 1996, *“State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”*, Report ACI 440R-96 by ACI Committee 440, 68 pp.

American Concrete Institute (ACI), 2002, *“Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures”*, Report ACI 440.2R-02 by ACI Committee 440, 2002, Farmington Hills, USA, 45 pp.

American Concrete Institute (ACI) – *“Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures”*, Report ACI 440.2R-08 by ACI Committee 440, 2008, Farmington Hills, USA, 80 pp.

Araújo, C. M. (2002), *“Reforço de Vigas de Concreto à Flexão e ao Cisalhamento com Tecidos de Fibra de Carbono”*, PhD Thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, pp. 153 pp.

Azevedo, D. M. M. (2008), *“Reforço de Estruturas de Betão com Colagem de Sistemas Compósitos de CFRP. Recomendação para Dimensionamento”*, MSc Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, 238 pp.

Balaguru, P. , Nanni, A. E Giancaspro, J., 2009, *“FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures- A guide to fundamentals and design for repair and retrofit”*, first edition. Taylor & Francis, Nova York, EUA, 348 pp.

Barros, J. 2004, *“Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas”*, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Portugal.

BASF, 2007, *“Reforçando Estruturas com a Utilização do Sistema Compósito Estrutural de Fibras de Carbono MBrace”*, BASF Construction Chemical.

Bousselham, A., and Chaallal, O., 2006, *“Behavior of Reinforced Concrete T-Beams Strengthened in Shear with Carbon Fiber-Reinforced Polymer—An Experimental Study”*, *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 3, May-June, pp. 339-347.

Bulletin 14 FIB, 2001, *“Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures – Technical Report”*, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Suíça, 139 pp.

Busel, J. e Lockwood, J., 2000, *“Product selection guide: FRP Composite Products for Bridge Applications”*, The Market Development Alliance of the FRP Composites Industry, Harrison, Nova York, EUA.

Buyukozturk, O., et al., 2004, *“Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites”*, *Construction and Building Materials*, vol. 18, issue 1, February, pp. 9-19.

Chen, J.F. and Teng, J.G., 2003, *“Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding”*, *Construction and Building Materials*, vol. 17, issue 1, February, pp. 27-41.

Cruz, S., 2011, Apontamentos das disciplinas de Reabilitação e Reforço de Estruturas, Aula 17- Projeto de reforço de FRP, Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa, 60 pp.

CEN (2004), Eurocódigo 2, "*Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*", Comissão Técnica CEN/TC250, pp.225.

Dimande, A.O., (2003), "*Influência da Interface no Reforço à Flexão de Estruturas de Betão com Sistemas FRP*", Tese de Mestrado, DEC-SE, FEUP, Porto, 254 pp.

Deurig, M., (1993), "*Strengthening of RC with prestressed fiber reinforced plastic sheets*", EMPA, Dübendorf, Switzerland.

Deniaud, C., and Cheng, J. J. R., 2001, "*Shear Behavior of Reinforced Concrete T-Beams with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Sheets*", *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 386-394.

Cruz, J. M. S. e Barros, J. A. O. (2002), "*Caracterização Experimental da Ligação de Laminados de CFRP Inseridos no Betão de Recobrimento*", Relatório 02-DEC/E-15, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Portugal, 54 pp.

Faria, R. e Vilapouca, N., 1997, "*Esforço transversal, Torção, Punçãoamento.*", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil, Porto, 396 pp.

Félix, C. e Guedes, P. (2011), Apontamentos das disciplinas de Estruturas de Betão I e II, Instituto de Engenharia do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto.

Figueiras, A. J., 2002, “*Verificação aos Estados Limites de Utilização*”, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil, Porto, 396 pp.

Fonseca, S. B. C. (2005), “*Materiais Compósitos de Matriz Polimérica Reforçada com Fibras usadas na Engenharia Civil – Características e Aplicações*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 142 pp.

Funakawa, I.; Shimono, K.; Watanabe, T.; Asada, S.; and Ushijima, S., 1997, “Experimental Study on Shear Strengthening with Continuous Fiber Reinforcement Sheet and Methyl Methacrylate Resin,” *Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3)*, V. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 475-482.

Guedes P. (2012), “*Estados Limites de Utilização*”, Provas Publicas para Avaliação das Competências Pedagógicas e Técnico-científicas. Instituto de Engenharia do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, 40 pp.

Gurit Composite Technologies (2008) *Guide to Composites*. [CD-ROM]. Gurit, Switzerland: Zurich. <http://www.gurit.com/>

Hollaway, L. e Leeming, M. (1999): *Strengthening of reinforced concrete structures –using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering*, Woodhead publishing.

ISIS (2006a), “*Module 2 – An Introduction to FRP Composites for Construction*”, The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovate Structures, ISIS Canada Corp., Department of Civil Engineering, Queen’s University, Canada, 25 pp.

Juvandes, L., (2002), "*Reforço e reabilitação de estruturas - Módulo 2*", Curso de Formação Profissional - Ordem dos Engenheiros, Secção Regional da Madeira, Funchal, Madeira, 5-6 de Abril, 400 pp.

Juvandes, L., (1999), "*Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão usando materiais compósitos de CFRP*", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto, 396 pp.

Juvandes, L., (2011), Aplicações de compósitos em reforço de estruturas, *1as Jornadas de Materiais na construção*, LABEST/Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.pp.239-270.

Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A. and Aziz, A. M. I. (1998), “Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of rc flexural members”. *ASCE Journal of Composites for Construction*, pp. 195-202.

Kelley, P.L., et al., (2000), "*Design philosophy for structural strengthening with FRP*", Concrete International, vol. 22, n° 2, February, pp. 77-82.

Mallick, P. K. (1993), *Fiber - Reinforced Composites – Materials, Manufacturing and Design*, University of Michigan, Department of Mechanical Engineering, Dearborn, Michigan, USA, Marcel Dekker, Inc., 2^a e.d., 561 pp.

Matthys, S., (2000), "*Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement*", Doctoral thesis, Ghent University, Ghent.

Matthys, S., and Triantafillou, T., 2001, "Shear and Torsion Strengthening with Externally Bonded FRP Reinforcement", Proceedings of the International Workshop on: Composites in Construction: A Reality, ASCE, Reston, VA, pp. 203-212.

Mirmiran, A. e Shahawy, M. (2008), "*Recommended construction specifications and process control manual for repair and retrofit of concrete structures using bonded FRP composites*", National Cooperative Highway Research Program, American Association of State Highway and Transportation officials, Transportation Research Board, Washington DC, NCHRP report n°.609, 71 pp.

Motavalli, M. (2008), "*Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures: Post Strengthening*", Apresentação em PowerPoint Fiber Composites FS08, Empa – Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research, Dübendorf, Switzerland.

Moura M. F. S. F., Morais A. B. e Magalhães A. G. 2005, "*Materiais compósitos: materiais, fabrico e comportamento mecânico*", Publindústria Edições Técnicas, 369 pp.

Neubauer, U. and Rostasy, F.S., (1997), "*Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates*", 7th International Conference on Structural Faults and Repair, pp. 109-118

NP EN 1990, 2009, Eurocódigo 0, "*Bases para o projeto de estruturas*", Instituto Português da Qualidade, 88 pp.

NP EN 1991-1-1, 2009, Eurocódigo 1, "*Ações em Estruturas. Parte 1-1, Ações Gerais, Pesos Volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*", Instituto Português da Qualidade, 47 pp.

NP EN 1992-1-1, 2010, Eurocódigo 2, "*Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*". Instituto Português da Qualidade, 259 pp.

NP-ENV10002-1, 2006, "Materiais Metálicos – Ensaio de Tração. Comité Europeu de Normalização", Instituto Português da Qualidade, 60 pp.

Pellegrino, C., and Modena, C., 2002, "*Fiber Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Transverse Steel Reinforcement*", Journal of Composites in Construction, ASCE, V. 6, No. 2, pp. 104-111.

Romeira, T., 2012, "*Estudo do comportamento de vigas de betão simples e reforçadas com CFRP, sujeitas a envelhecimento*", dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa (FCT), Lisboa, 155 pp.

Rodrigues, T., 2009, “*Reforço de estruturas com CFRP's*”, dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil, Aveiro, 178 pp.

Rodrigues, C., 2012, Apontamentos das disciplinas de Inspeção e Reforço de Estruturas, Instituto de Engenharia do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto.

RSA, 2004, “*Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*”, Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio, Coleção Regulamentos, Porto Editora, 96 pp.

Rostásy, F.S., Holzenkämpfer, P. e Hankers, C., 1996, “*Geklebte bewehrung für die verstärkung von betonbauteilen*”, Betonkalender 1996, Teil II, publicação complementar às normas DIN, editado por W. Ernst & Sohn, Berlin, pp. 547-577.

Ross, C.A., et al., (1999), “*Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates*”, ACI Structural Journal 96(2), pp. 212-220.

Sena-Cruz, J., Barros, J.A.O., Coelho, M., Silva, L. F.F.T., 2012, “Efficiency of different techniques in flexural strengthening of RC beams under monotonic and fatigue loading”, Construction and Building Materials, 29, pp. 175-182.

Silva, P. A. S. C. M. (2008), “*Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP*”, PhD Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, 556 pp.

Soares, C. M. e Martins, J. G. (2006), *Reforço de Estruturas de Betão Armado com CFRP*, Série Reabilitação, 1^a e.d., 240 p.

Anexos

Anexos I Ábacos para o cálculo das flechas pelo método dos coeficientes (Walther, et al., 1990)

Tabela I.1 Coeficiente u utilizado no cálculo da flecha elástica

	Sistema estrutural			
	1/3	1/48	2/322	1/192
	1/3	—	—	—
	1/8	5/384	1/184.6	1/384
	11/192	1/120	1/274	1/3840
	11/120	3/460	1/328.1	1/764
	1/30	3/460	1/419.3	1/764

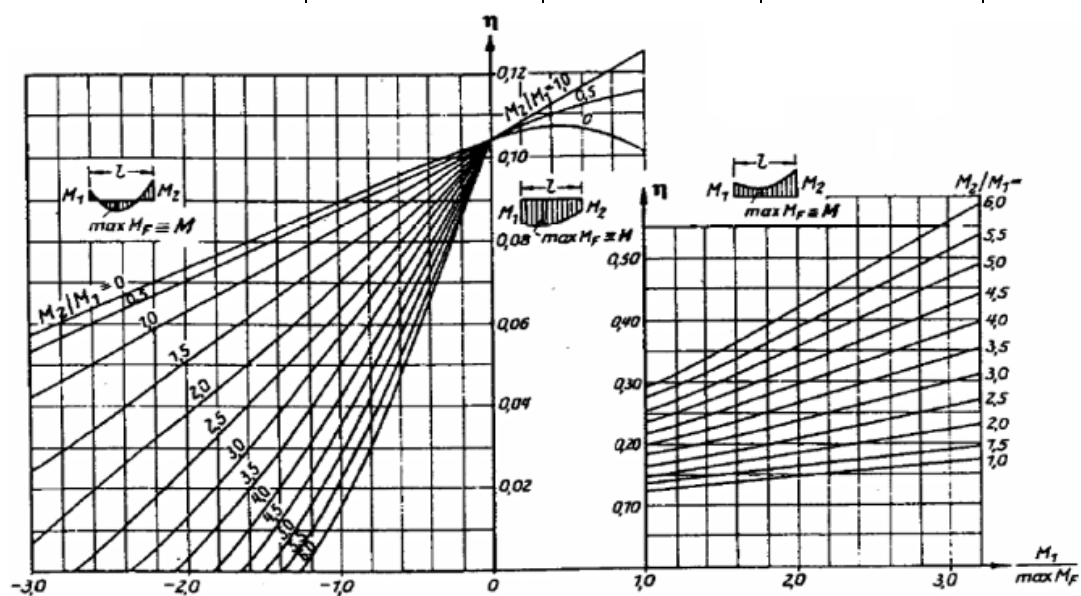


Figura I.1 Coeficiente η de correção da flecha elástica

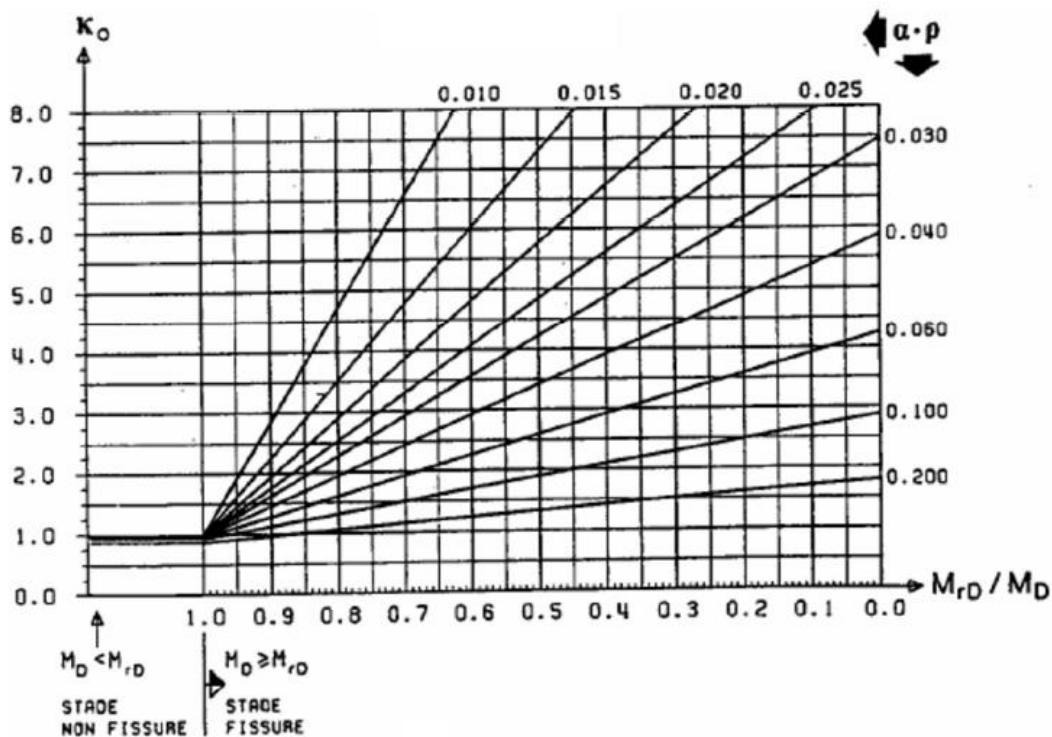


Figura I.2 Valores do coeficiente k_0 – Primeira carga – ($d/h = 0.8$)

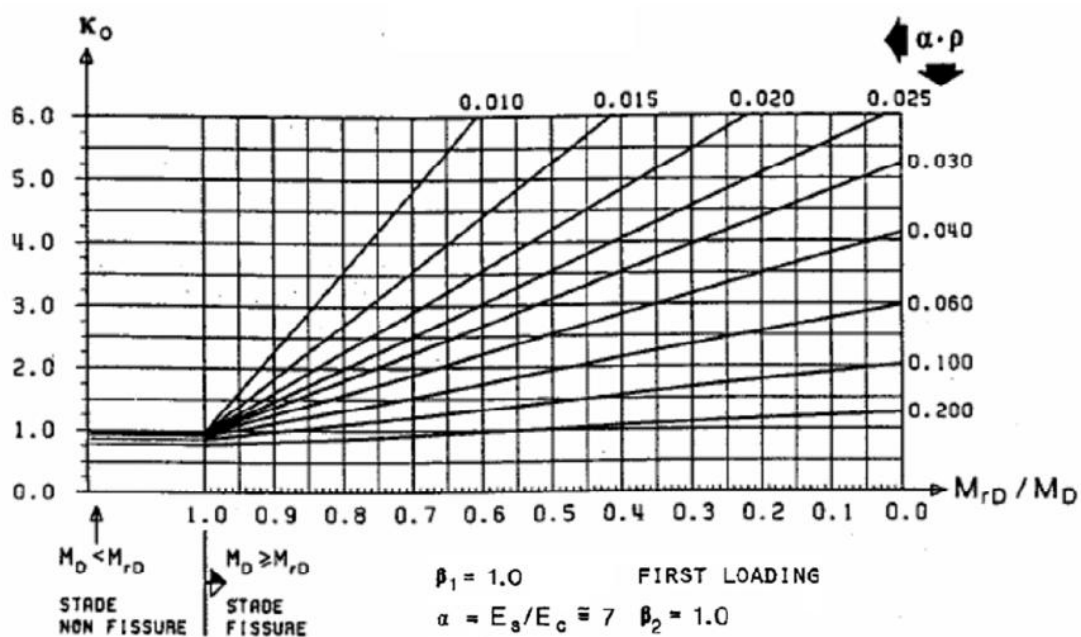


Figura I.3 Valores do coeficiente k_0 – Primeira carga – ($d/h = 0.9$)

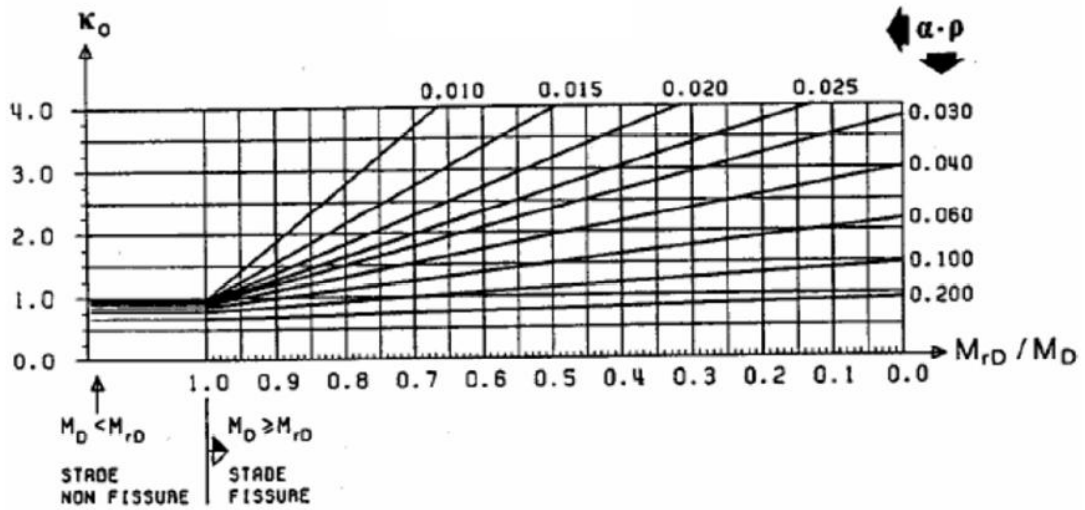


Figura I. 4 Valores do coeficiente k_0 – Primeira carga – ($d/h = 1.0$)

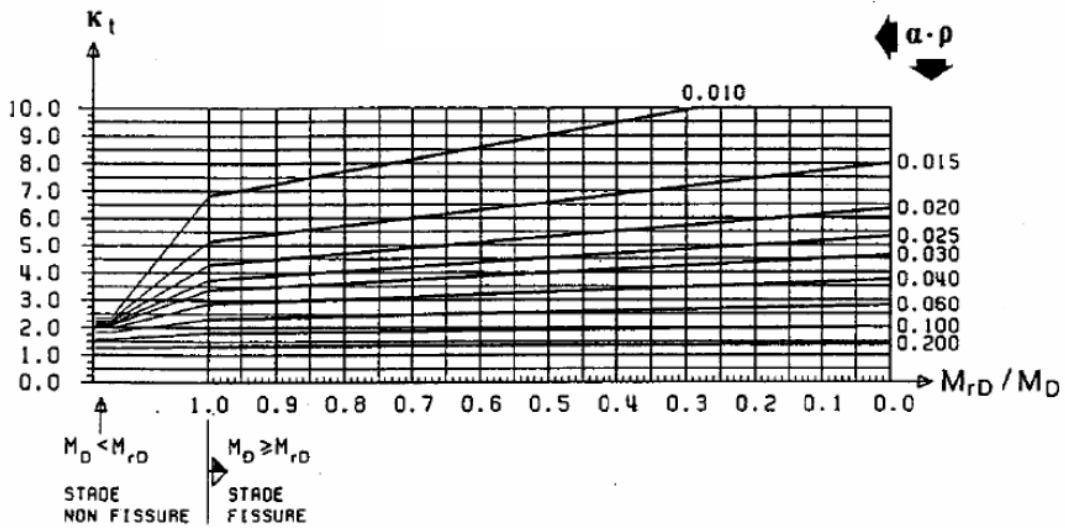


Figura I.5 Valores do coeficiente k_t – Longo prazo ($d/h = 1,0$ e $\varphi = 1.5$)

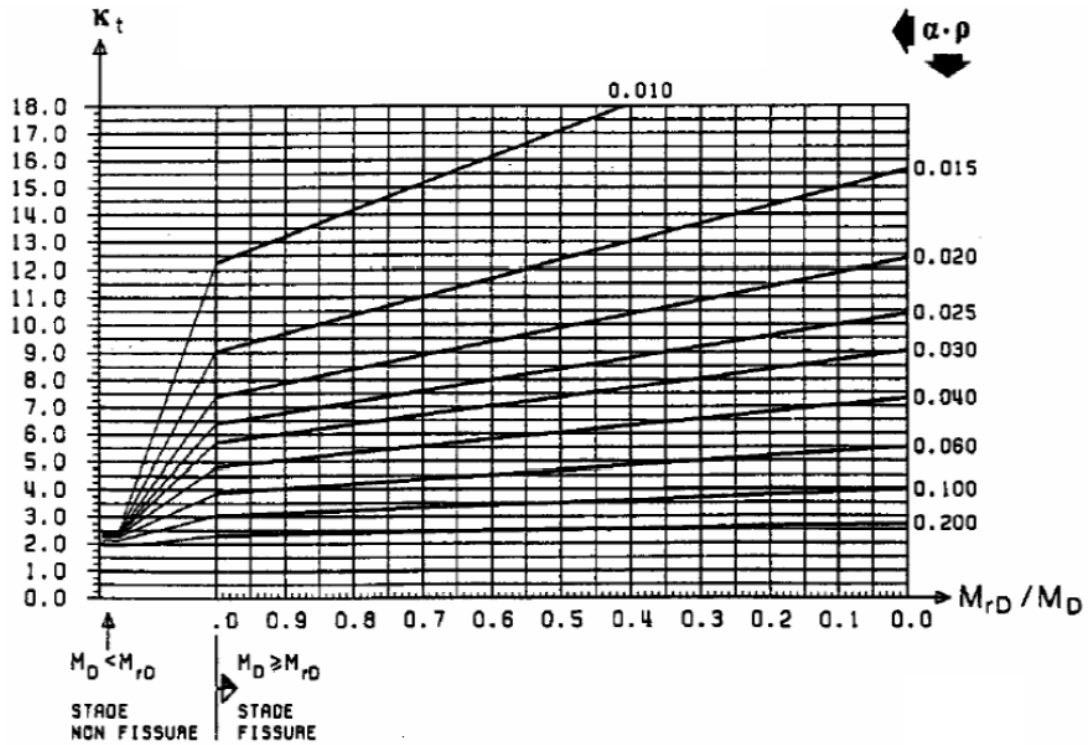


Figura I.6 Valores do coeficiente k_t – Longo prazo ($d/h = 0,8$ e $\varphi = 1,5$)

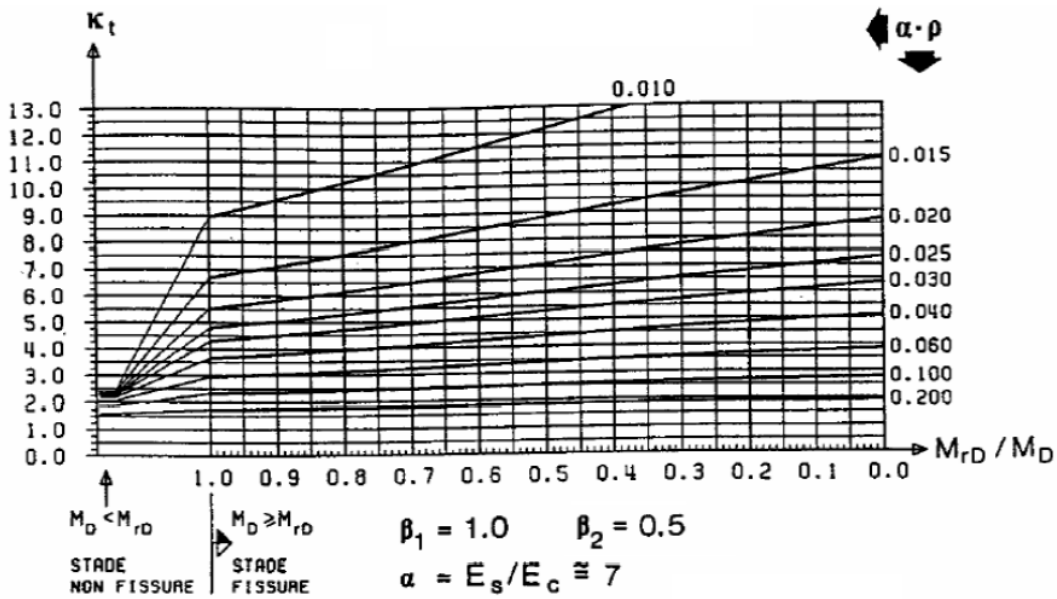


Figura I.7 Valores do coeficiente k_t – Longo prazo ($d/h = 0,9$ e $\varphi = 1,5$)

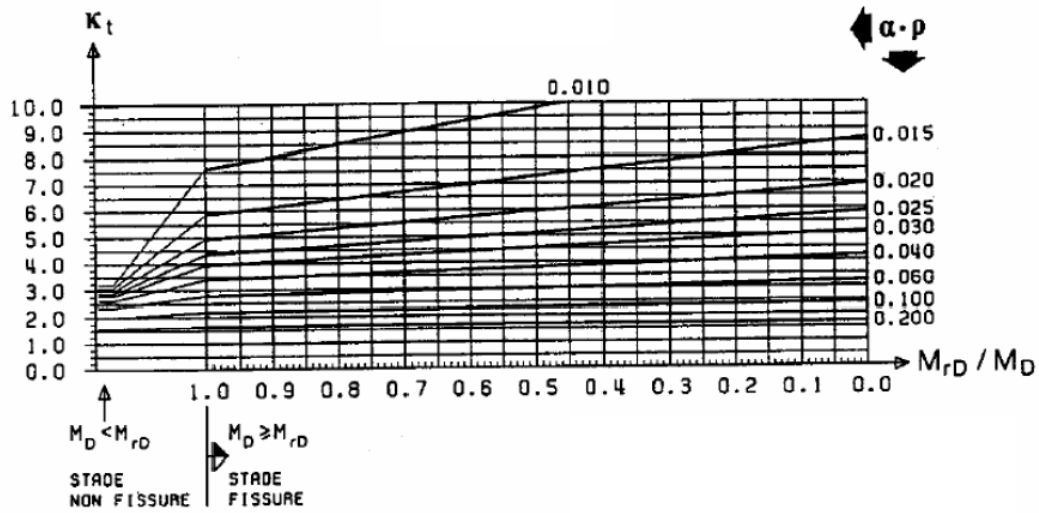


Figura I.8 Valores do coeficiente k_t – Longo prazo ($d/h = 1,0$ e $\varphi = 2.5$)

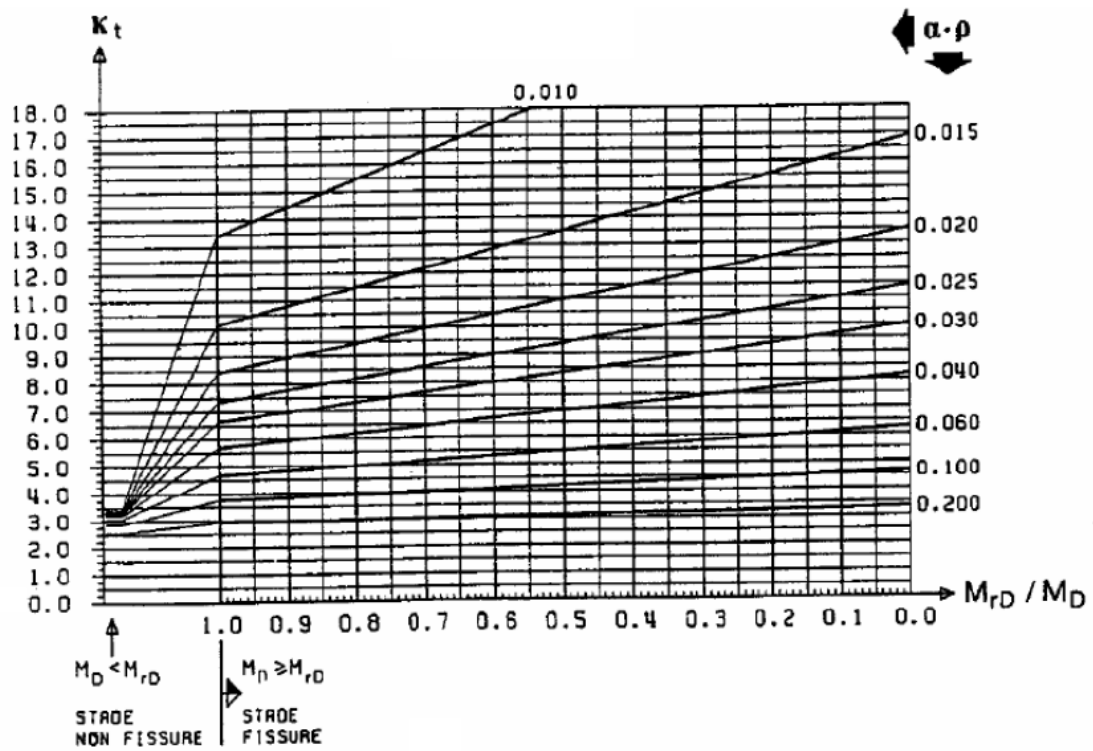


Figura I.9 Valores do coeficiente k_t – Longo prazo ($d/h = 0,8$ e $\varphi = 2.5$)

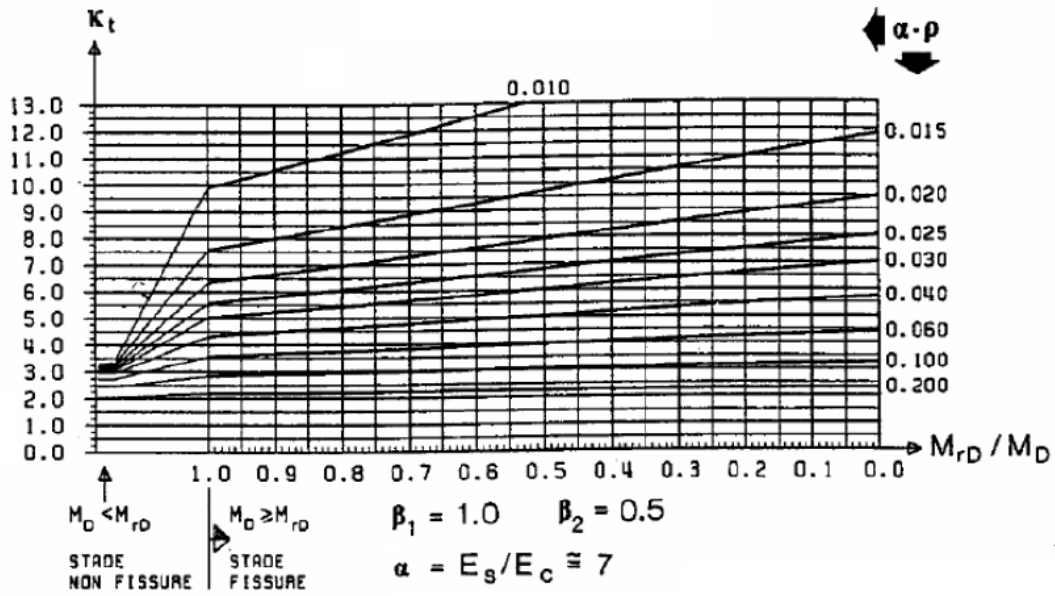


Figura I.10 Valores do coeficiente k_t - Longo prazo ($d/h = 0,9$ e $\varphi = 2,5$)

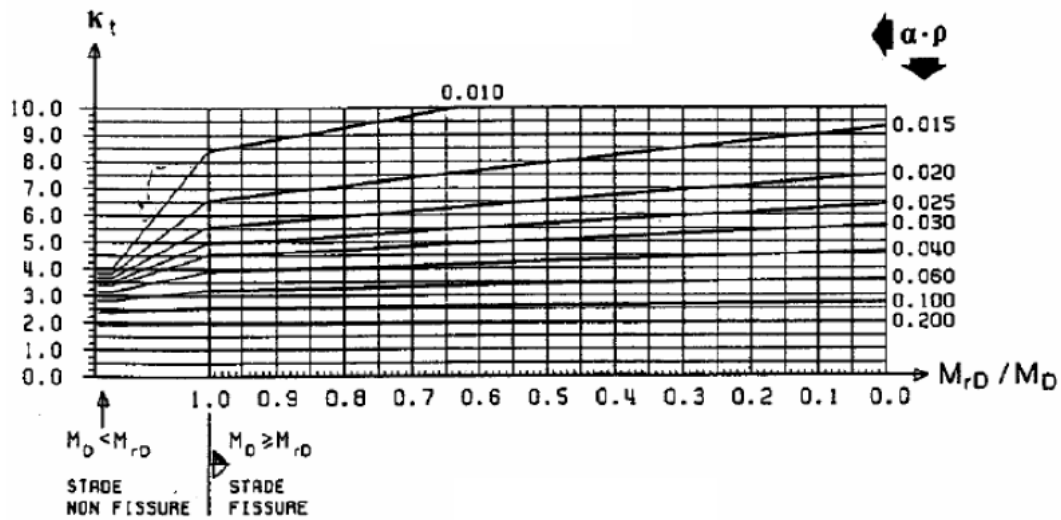


Figura I.11 Valores do coeficiente k_t - Longo prazo ($d/h = 1,0$ e $\varphi = 3,5$)

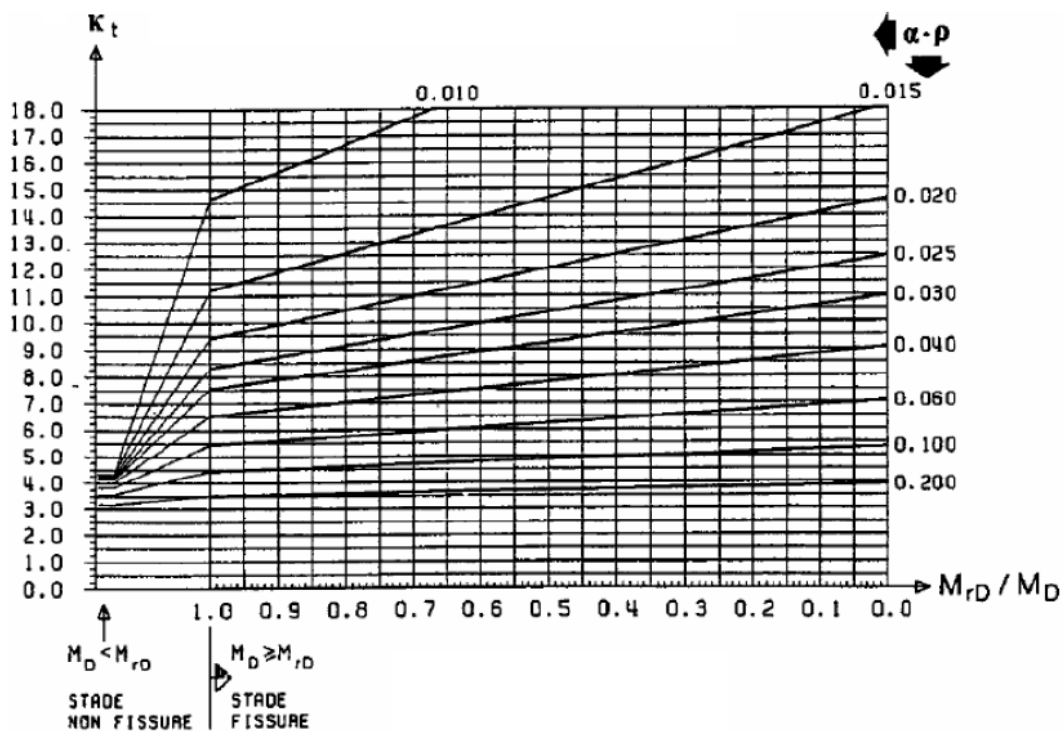


Figura I.12 Valores do coeficiente k_t - Longo prazo ($d/h = 0,8$ e $\varphi = 3,5$)

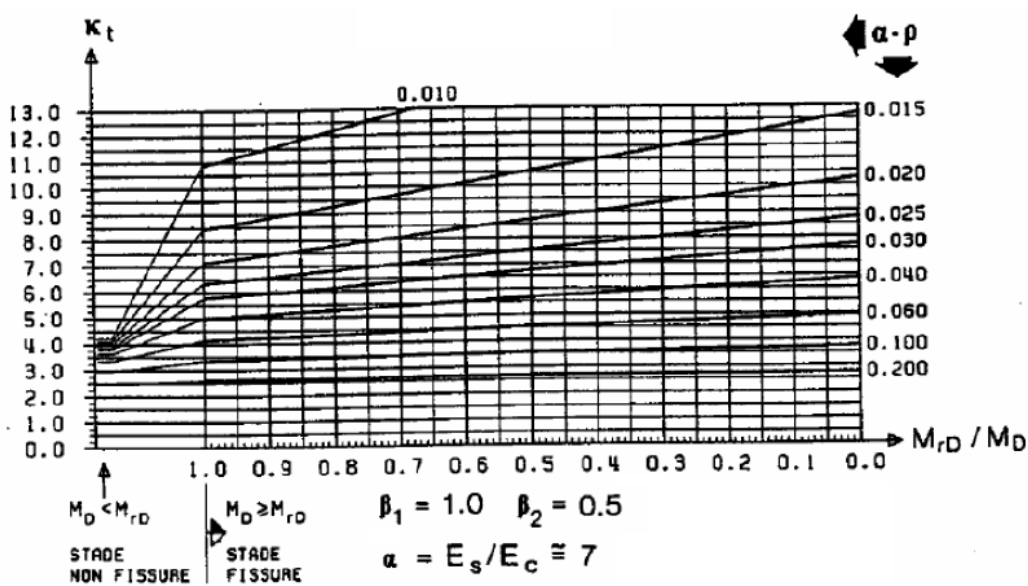


Figura I.13 Valores do coeficiente k_t - Longo prazo ($d/h = 0,9$ e $\varphi = 3,5$)

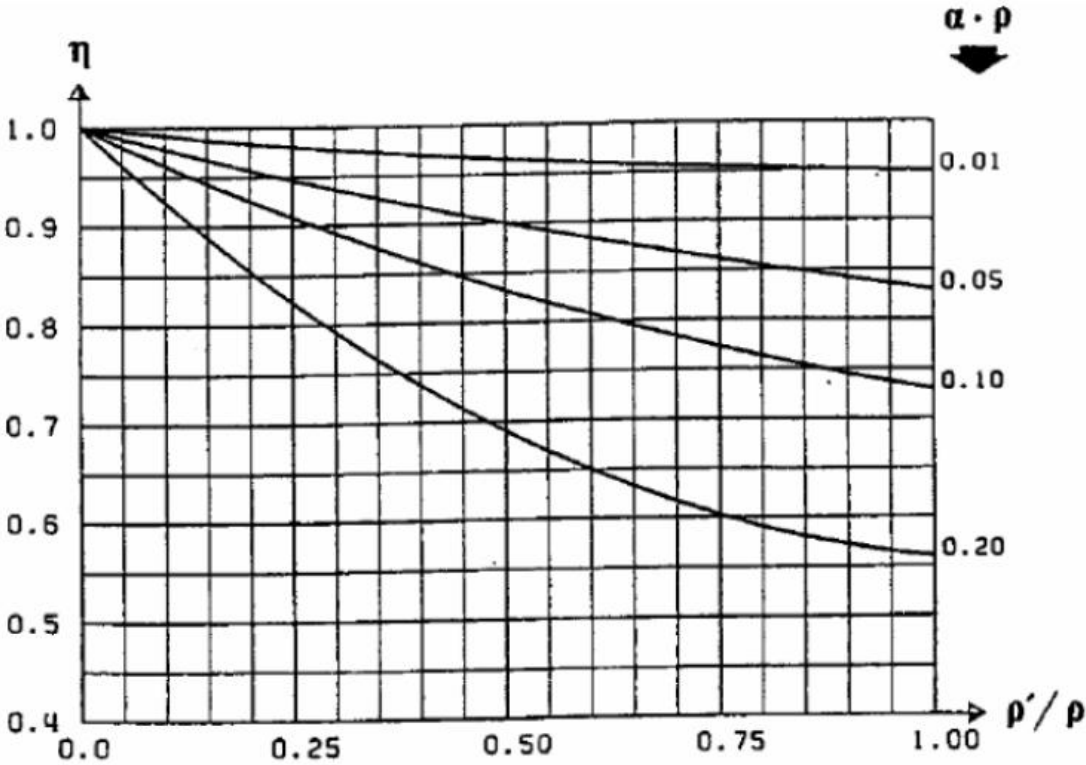


Figura I.14 Valores do coeficiente η

Anexos II Cálculos e resultados referentes ao Capítulo 5

Dados:

Betão	
Tipo	C25/30
f_{cm} (MPa)	33.00
f_{cd} (MPa)	16.67
E_c (GPa)	31.00
f_{ck} (MPa)	25.00
f_{ctm} (MPa)	2.6

Geometria da peça	
h(m)	0.55
a(m)	0.04
b(m)	0.3
d(m)	0.51
L(m)	5.00

Aço	
Tipo	S500
f_{yk} (MPa)	500.00
f_{yd} (MPa)	434.78
E_s (GPa)	200.00
A_s	
n°	3
Diâmetro (mm)	20
A_s (cm ²)	9.42
Aço	
Tipo	S500
f_{yk} (MPa)	500.00
f_{yd} (MPa)	434.78
E_s (GPa)	200.00
A_s'	
n°	2
Diâmetro (mm)	12
A_s (cm ²)	2.26

Aço	
Tipo	S500
f_{yk} (MPa)	500.00
f_{yd} (MPa)	434.78
E_s (GPa)	200.00
A_{sw}/s	
n°	2
Diâmetro (mm)	6
s	0.200
A_{sw}/s (cm ²)	2.83

Ações atuantes:

Inicial	
Laje	
Ações atuantes	kN/m
Cargas permanentes-G	
Peso próprio da laje	5
Paredes divisórias	1.7
Revestimentos e enchimentos	2
Cargas variáveis -Q	
Sobrecarga	2

Inicial	
Viga	
Ações atuantes	kN/m
Cargas permanentes-G	
Peso próprio da viga	4.1
Peso próprio da laje	12.5
Paredes divisórias	4.2
Revestimentos e enchimentos	5
Parede Exterior	7.5
Cargas variáveis -Q	
Sobrecarga	5

Final	
Laje	
Ações atuantes	kN/m
Cargas permanentes-G	
Peso próprio da laje	5
Paredes divisórias	1.7
Revestimentos e enchimentos	2
Cargas variáveis -Q	
Sobrecarga	5

Final	
Viga	
Ações atuantes	kN/m
Cargas permanentes-G	
Peso próprio da viga	4.1
Peso próprio da laje	12.5
Paredes divisórias	4.2
Revestimentos e enchimentos	5
Parede Exterior	7.5
Cargas variáveis -Q	
Sobrecarga	12.5

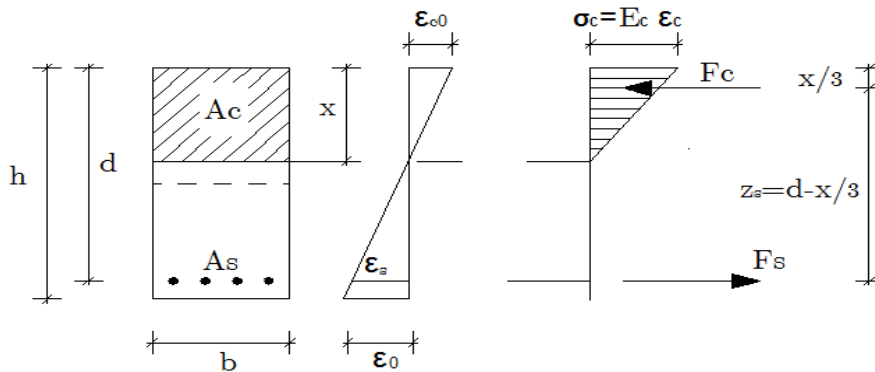
Critérios de dimensionamento do capítulo 3

Estados Limites Últimos

Reforço à flexão

CFRP	
Tipo	Carbodur S512
$\epsilon_{fu} = 0.5 \epsilon_f$ (m/m)	0.0085
E_f (GPa)	165
w_f (mm)	50
e_f (mm)	1.2

Cálculo da extensão inicial antes do reforço só com cargas permanentes



Cálculo da posição do eixo neutro:

$$\alpha_s = E_s / E_c$$

α_s	6.451612903
------------	-------------

$$\frac{bx^2}{2} + A_s \alpha_s (x - d) = 0$$

x (m)	0.12494
---------	---------

$$I_i = \frac{bx^3}{3} + A_s \alpha_s (d - x)^2$$

I_i (m ⁴)	0.001097
M_0 (kN m)	104.14

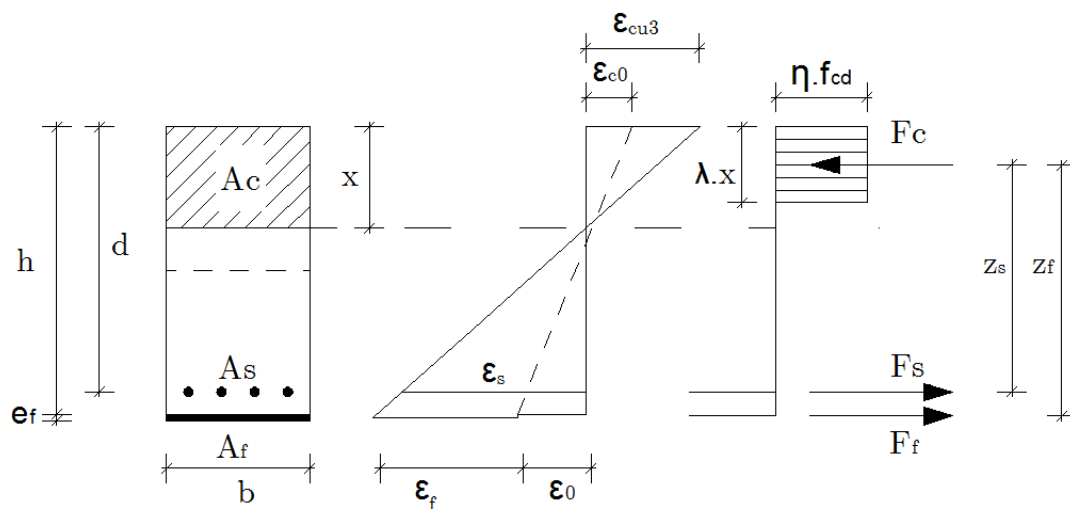
$$\epsilon_{c0} = \frac{M_0 x}{E_c I_i}$$

ϵ_{c0}	0.00038
-----------------	---------

$$\epsilon_0 = \epsilon_{c0} \frac{h - x}{x}$$

ϵ_0	0.00130
--------------	---------

Reforço da Viga V1 com recurso a CFRP



Quantidade	3.0
A _f (m)	0.00012

$$x = \frac{A_s f_{yd} + E_f A_f \varepsilon_f}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

x	0.157523
---	----------

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - 0.4 \cdot x) + E_f A_f \varepsilon_f (h - 0.4 \cdot x)$$

M _{Rd}	265.55	OK!!!!
-----------------	--------	--------

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}(d - x)}{x}$$

ε _{cu3}	3.5	OK!!!!
ε _s	0.008979	

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

ε _{sy}	0.002174
-----------------	----------

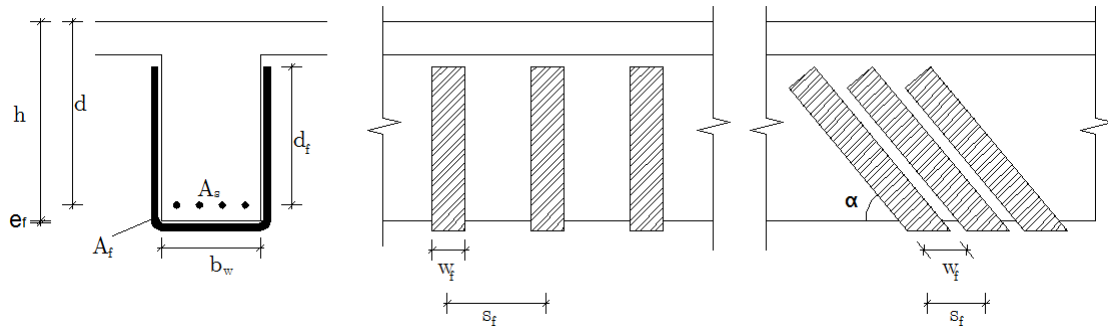
$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu3}(h - x)}{x} - \varepsilon_0$$

ε _f	0.007814
----------------	----------

$$\begin{cases} \varepsilon_f \leq 5\varepsilon_{sy} \\ \varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu}/2 \end{cases}$$

5ε _{sy}	0.01087	0.00850	OK!!!!
ε _{fu} /2	0.00850		

Reforço ao esforço transversal



CFRP	
tipo	SikaWrap 230C-45
E_f (GPa)	199
w_f (mm)	100
e_f (mm)	0.131
$\frac{A_f}{s_f}$	
nº	2
s	0.300
$\frac{A_f}{s_f}$ (cm/m)	0.87

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta + \frac{A_f}{s_f} z E_f \varepsilon_f (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_f = \frac{A_f}{s_f} z E_f \varepsilon_f (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

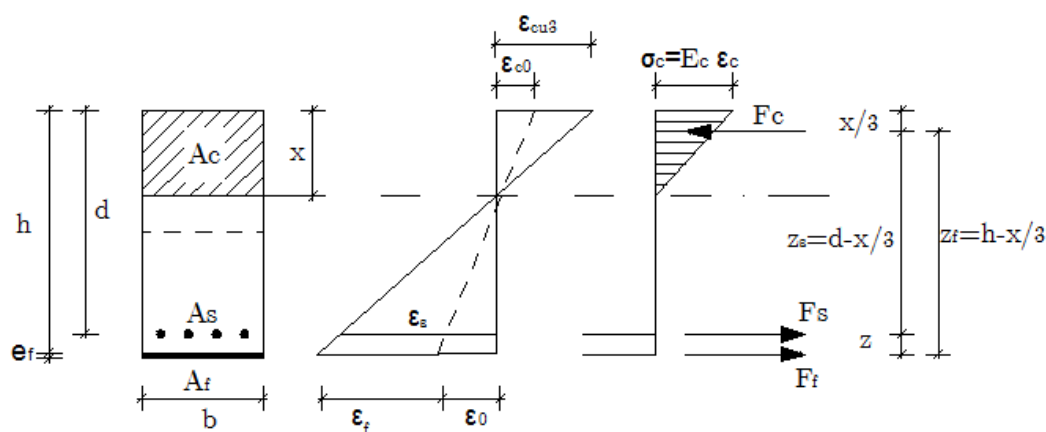
d	0.51
α	90
$\cot \theta$	2.5
ε_f	0.006
$V_{Rd,s}$	260.72
V_f	119.66

Estados limites de Utilização

Limitação de tensões

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zona comercial	0.7	0.7	0.6

Combinação	Zona comercial	
	P_{Ed}	M_{Ed}
Combinação característica	45.83	143.20
Combinação frequente	42.08	131.48
Combinação quase-frequente	40.83	127.58



Combinação característica

$$\frac{bx^2}{2} = A_s \alpha_s (d - x) + A_f \alpha_f \left[h - \left(1 + \frac{\epsilon_0}{\epsilon_c} \right) x \right]$$

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c = \frac{M}{\frac{1}{2} b x \left(h - \frac{x}{3} \right) - \alpha_s \frac{d - x}{x} A_s (h - d)}$$

x(m)	0.12714
ϵ_c	0.000516

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c$$

σ_c (MPa)	16.00	$< 0.6 f_{ck}$	15	KO!
------------------	-------	----------------	----	-----

$$\sigma_s = \sigma_c \alpha_s \frac{d - x}{x}$$

σ_s (MPa)	310.89	$< 0.8 f_{yk}$	400	OK!
------------------	--------	----------------	-----	-----

Combinação quase-frequente

$$\frac{bx^2}{2} = A_s \alpha_s (d-x) + A_f \alpha_f \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) x \right]$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = \frac{M}{\frac{1}{2} b x (h - \frac{x}{3}) - \alpha_s \frac{d-x}{x} A_s (h-d)}$$

x(m)	0.126398
ε_c	0.000463

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c$$

σ_c (MPa)	14.34	<0.45 f_{ck}	11.25	KO!
------------------	-------	----------------	-------	-----

$$\sigma_s = \sigma_c \alpha_s \frac{d-x}{x}$$

σ_s (MPa)	280.97
------------------	--------

$$\sigma_f = \sigma_c \alpha_f \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 E_f$$

σ_f (MPa)	95.41	<0.8 f_{yk}	2400	OK!
------------------	-------	---------------	------	-----

Controlo da fendilhação

w_{max}	0.3
-----------	-----

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2.5(h-d); \frac{(h-x)}{3}; h/2 \right\}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + A_f \frac{E_f}{E_s} + \xi_1^2 A_p')}{A_{c,eff}}$$

$h_{c,eff}$	0.1
k_t	0.4
$\rho_{p,eff}$	0.036366

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.001228	OK!
>0.6 σ_s/E_s	0.000843	

k_1	0.8
k_2	0.5
k_3	3.4
k_4	0.425

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}}$$

$s_{r,max}$	0.2295
-------------	--------

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

w_k	0.1934	OK!
-------	--------	-----

Controlo da deformação

Flecha instantânea

$L/250$	0.0200
---------	--------

Ações Permanentes

$$a_c = u \frac{q l^4}{E_c I_c}$$

P_{Ed}	33.325		
u	5	/	384
a_c	0.002103		

Combinação quase- permanentes

$$a_c = u \frac{q l^4}{E_c I_c}$$

P_{Ed}	40.825		
u	5	/	384
a_c	0.002577		

$$\frac{M_{cr}}{M_D} = \frac{w_{ci} f_{ct}}{M_D}$$

I_i	0.004543		
w_{ci}	0.016522		
M_{cr}	42.95647	$\frac{M_{cr}}{M_D}$	0.415
M_D	104.1406		
α_s	6.451613	$\alpha_s * \rho$	0.046
ρ	0.006807		
d/h	0.927273		
k_0	3.5		
a_0	0.007362	OK!	

$$a_0 = a_c k_0$$

Flecha a tempo infinito

M_{cr}	42.95647	$\frac{M_{cr}}{M_D}$	0.338
M_D	127.5781		
α_s	6.451613	$\alpha_s * \rho$	0.046
ρ	0.006807		
φ	2.5		
η	1		
k_t	6.0		
a_t	0.01546	OK!	

$$a_t = a_c k_t \eta$$

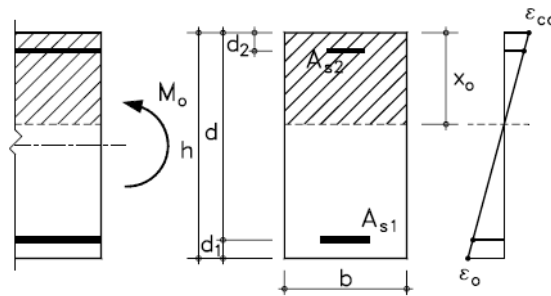
Critérios de dimensionamento segundo a FIB (2001)

Estados Limites Últimos

Reforço à flexão

CFRP	
tipo	Carbodur S512
ϵ_{fu} (m/m)	0.017
E_f (GPa)	165
b_f (mm)	50
t_f (mm)	1.2
f_{fk} (GPa)	3
E_{fu} (GPa)	176.4705882
f_{fd} (GPa)	2.5
ϵ_{fud} (m/m)	0.0085

Cálculo da extensão inicial antes do reforço só com cargas permanentes



Cálculo da posição do eixo neutro:

$$\alpha_s = E_s/E_c$$

α_s	6.451612903
------------	-------------

$$\frac{1}{2} b x_0^2 + (\alpha_s - 1) A_{s2}(x_0 - d_2) = \alpha_s A_{s1}(d - x_0)$$

x_0 (m)	0.12259
-----------	---------

$$I_{o2} = \frac{b x_0^3}{3} + (\alpha_s - 1) A_{s2}(x_0 - d_2)^2 + \alpha_s A_{s1}(d - x_0)^2$$

I_{o2} (m)	0.0011052
M_0 (kN m)	104.14

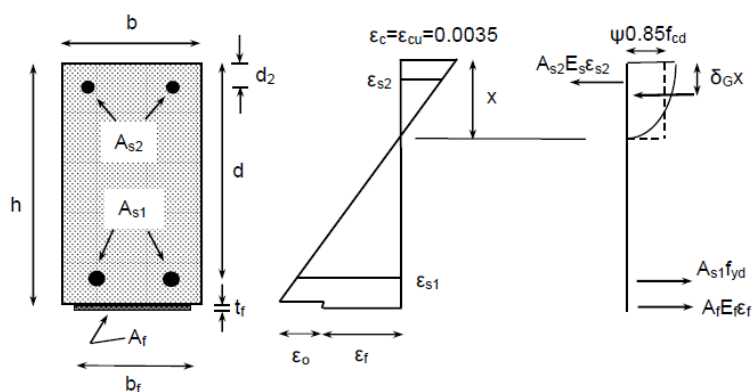
$$\epsilon_{c0} = \frac{M_0 x}{E_c I_{c0}}$$

ϵ_{c0}	0.000378
-----------------	----------

$$\epsilon_o = \epsilon_{c0} \frac{h - x}{x}$$

ϵ_o	0.001299
--------------	----------

Reforço da Viga V1 com recurso a CFRP



Quantidade	3.0
Af (m)	0.00018

$$\psi = 0.8$$

$$0.8 \psi x f_{cd} b + A_{s2} E_s \epsilon_{s2} = A_{s1} f_{yd} + A_f E_{fu} \epsilon_f$$

x	0.15619
---	---------

$$\delta_G = 0.4$$

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd} (d - \delta_G x) + A_f E_{fu} \epsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \epsilon_{s2} (\delta_G x - d_2)$$

M_{Rd} (kN m)	299.99	OK!!!!
-----------------	--------	--------

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{(d - x)}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s}$$

ϵ_{cu}	3.5	OK!!!!
ϵ_s	0.007929	

$$E_s \epsilon_{s2} \leq f_{yd}$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \frac{(x - d_2)}{x}$$

$$\epsilon_f = \frac{\epsilon_{cu} (h - x)}{x} - \epsilon_0$$

ϵ_{sy}	0.002174
-----------------	----------

ϵ_{s2}	0.000064
ϵ_f	0.007526

$$\epsilon_f = \epsilon_{cu} \frac{(h - x)}{x} - \epsilon_0 \leq \epsilon_{fud}$$

ϵ_{fud}	0.00850	OK!!!!
------------------	---------	--------

Reforço ao esforço transversal

CFRP	
Tipo	SikaWrap 230C-45
f_{fu}	2.793
ϵ_{fu} (m/m)	0.01404
E_f (Gpa)	199
b_f (mm)	100
t_f (mm)	0.131
s	0.300
d	0.51
cot θ	2.5
α	90
ρ_f	0.000291111
	0.000291111

$$\frac{((2t_f/b_w)/(b_f/s_f))}{(2t_f \sin \alpha/b_w)}$$

$$\epsilon_{f,e} = \min \left[0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} 10^{-3}; 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.30} \epsilon_{fu} \right]$$

$$\epsilon_{fk,e} = k \epsilon_{f,e}$$

$\epsilon_{f,e}$	0.011284856
$\epsilon_{fk,e}$	0.009027885
$\epsilon_{fd,e}$	0.006944527

$$V_{Rd} = \min (V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}, V_{Rd,2})$$

$$V_{fd} = 0.9 \epsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

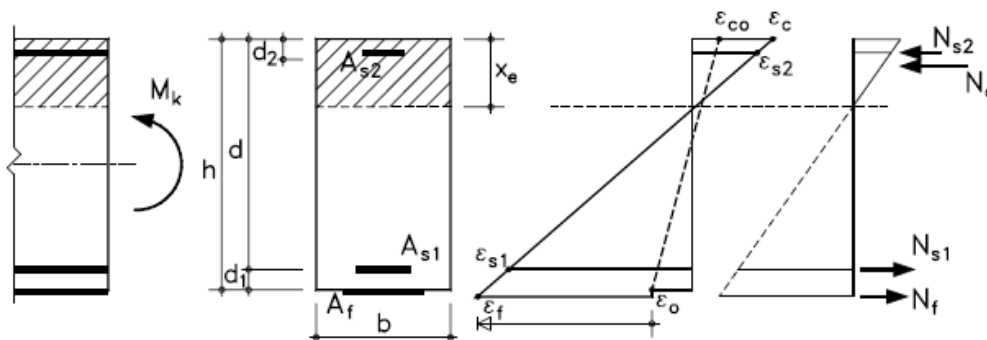
$V_{Rd} - V_{fd}$	279.5575406
V_{fd}	138.49

Estados limites de Utilização

Limitação de tensões

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Zona comercial	0.7	0.7	0.6

Combinação	Zona comercial	
	P_{Ed}	M_{Ed}
Combinação característica	45.825	143.2031
Combinação frequente	42.075	131.4844
Combinação quase-frequentes	40.825	127.5781



Combinação característica

$$\frac{1}{2} b x_e^2 + (\alpha_s - 1) A_{s2} (x_e - d_2) = \alpha_s A_{s1} (d - x_e) + \alpha_f A_f \left[h - \left(1 + \frac{\epsilon_0}{\epsilon_c} \right) x_e \right]$$

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2} b x_e \left(h - \frac{x_e}{3} \right) + (\alpha_s - 1) A_{s2} \left(\frac{x_e - d_2}{x_e} \right) - \alpha_s \frac{d - x_e}{x_e} A_{s1} (h - d)}$$

x_e	0.12474
ϵ_c	0.0005027

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c \leq 0.6 f_{ck}$$

σ_s	15.58	$< 0.6 f_{ck}$	15	KO!
------------	-------	----------------	----	-----

$$\sigma_s = E_c \epsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} \leq 0.8 f_{yk}$$

σ_s	310.53	$< 0.8 f_{yk}$	400	OK!
------------	--------	----------------	-----	-----

Combinação quase-frequentes

$$\frac{1}{2} b x_e^2 + (\alpha_s - 1) A_{s2} (x_e - d_2) = \alpha_s A_{s1} (d - x_e) + \alpha_f A_f \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) x_e \right]$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2} b x_e \left(h - \frac{x_e}{3} \right) + (\alpha_s - 1) A_{s2} \left(\frac{x_e - d_2}{x_e} \right) - \alpha_s \frac{d - x_e}{x_e} A_{s1} (h - d)}$$

x_e	0.12400
ε_c	0.0004507

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \leq 0.45 f_{ck}$$

σ_c	13.97	$< 0.45 f_{ck}$	11.25	KO!
------------	-------	-----------------	-------	-----

σ_s	280.59
------------	--------

$$\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \leq \eta f_{fk}$$

σ_f	40.38	$< 0.8 f_{fk}$	2400	OK!
------------	-------	----------------	------	-----

Controlo da fendilhação

w_{max}	
-----------	--

$$w_k = \beta s_{rm} \zeta \varepsilon_2$$

$$M_{cr} \approx f_{ctm} \frac{b h^2}{6}$$

$$\zeta = 0$$

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^n$$

$$N_{Rk} = M_k / Z_e$$

$$M_k < M_{cr}$$

$$M_k > M_{cr}$$

w_k	0.262	OK!
β	1.7	
M_{cr}	39.33	
M_k	127.58	
β_1	1	
β_2	0.5	
n	2	
ζ	0.95249	
N_{Rk}	271.44	
Z_e	0.47	

$$\varepsilon_2 = \frac{N_{Rk} + E_f A_f \varepsilon_0}{E_s A_s + E_f A_f}$$

ε_2	0.00142117
-----------------	------------

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} E_s d_s}{\tau_{sm} E_f 4 t_f}$$

$$2,5 (h - d) b e (h - x) b / 3$$

$$s_{rm} = \frac{2 f_{ctm} A_{c,eff} \xi_b E_f A_f}{\tau_{fm} u_f E_s A_s + \xi_b E_f A_f}$$

τ_{fm}	3.25
τ_{sm}	4.68
t_f	0.0012
ξ_b	3.57224508
$A_{c,eff}$	0.03
u_f	0.15
s_{rm}	0.11389694

Controlo da deformação

L/250	0.02
-------	------

Flecha a tempo infinito

M_{cr}	39.33
----------	-------

$$a = a_1(1 - \zeta_b) + a_2\zeta_b$$

a	0.0081098
-----	-----------

$$\zeta_b = 0 \quad M_k < M_{cr}$$

$$\zeta_b = 1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k}\right)^{n/2} \quad M_k > M_{cr}$$

M_k	127.58
β_1	1
β_2	0.5
n	2
ζ_b	0.845879
M_0	104.1406
I_{02}	0.001105
I_2	0.001276

$$a_2 = k_M l^2 \left(\frac{M_0}{E_c I_{02}} + \frac{M_k - M_0}{E_c I_2} \right) \quad M_k > M_0$$

a_2	0.0094583
-------	-----------

$$a_1 = k_M l^2 \left(\frac{M_k}{E_c I_1} \right)$$

k_M	5 / 48
I_1	0.01513
a_1	0.0007086

Anexos III-Ensaio à Compressão de Provetes cúbicos

Laboratório de Materiais de Construção - ISEP

Data do ensaio:

02-10-2013

Ensaio realizado: Ensaio à Compressão de Provete cúbicos

Data de Betonagem: 05 de setembro de 2013 (27 dias de idade)

Procedimento de ensaio:

O ensaio foi baseado na Norma EN 12390-3/2003, em controlo de forças, a uma velocidade constante de 12 kN/s.

Provete 1



Provete 2



Provete 3



	Peso (g)	L (m)	A (m ²)	f_u (kN)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)
Provete 1	7738.2	0.15	0.0225	626.4	27.84	21.50
Provete 2	7578.3	0.15	0,0225	390.3	17.35	
Provete 3	7775.4	0.15	0.0225	434.6	19.32	

Técnico do Laboratório: [Carlos Ferreira](#)

Responsável do Laboratório: Eng^a. Fátima Silva

Anexos IV Ensaio à Compressão de Provetes Cilíndricos

Laboratório da 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

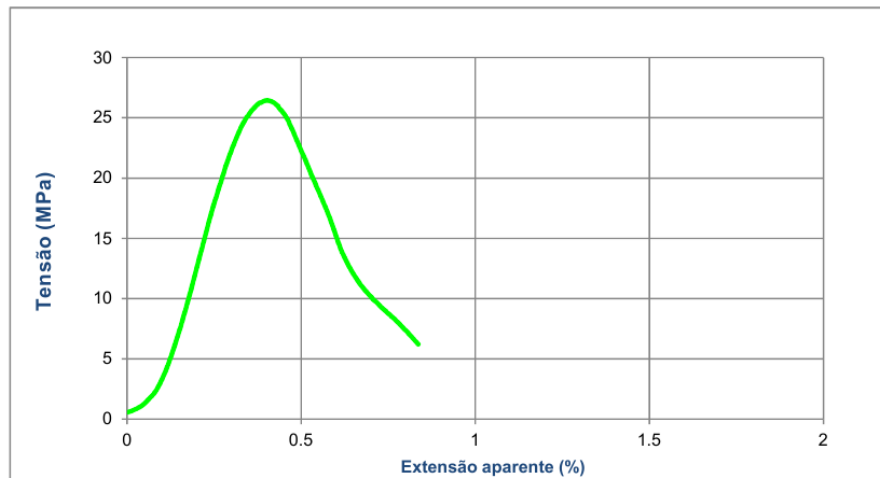
Data de Betonagem: 05 de setembro de 2013 (28 dias de idade)

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

Anexos V-Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão

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

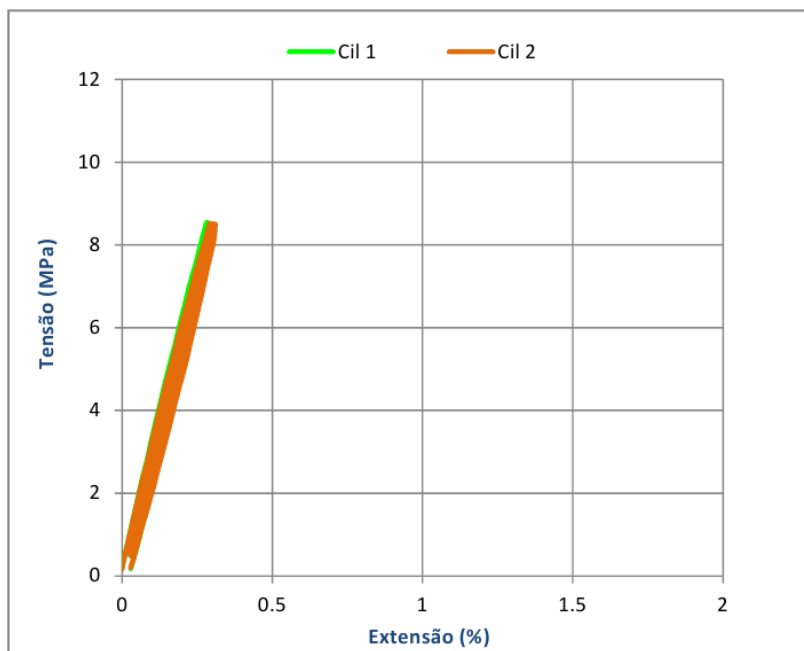
Data de Betonagem: 05 de setembro de 2013 (28 dias de idade)

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 , cil (GPa)	E_{cm} , cil (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

Anexos VI-Ensaio à Tração por Compressão Diametral

Laboratório da 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

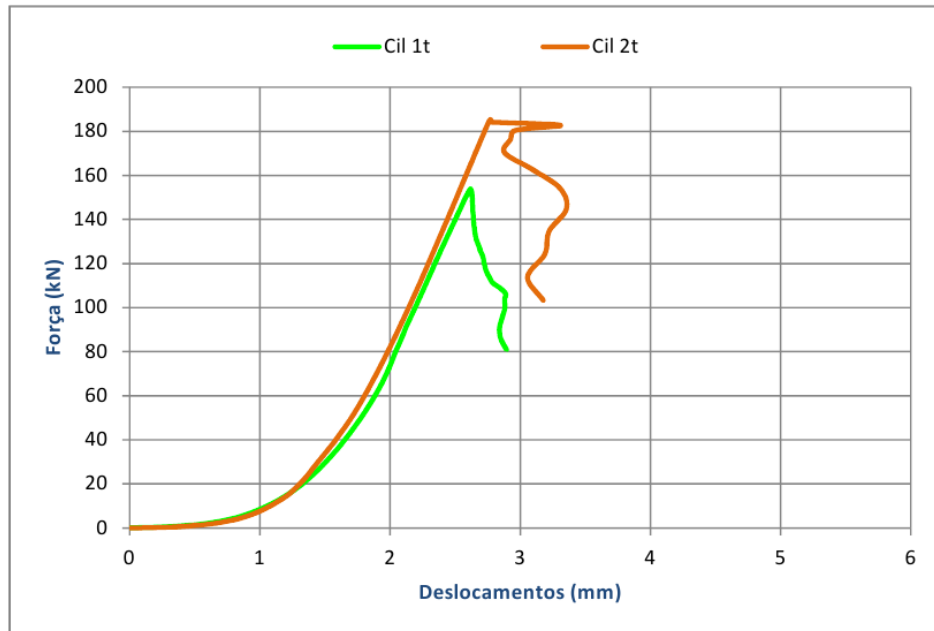
Data de Betonagem: 05 de setembro de 2013 (28 dias de idade)

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	-	-



Técnico do Laboratório: Paula Silva

Diretora do Laboratório: Professora Sandra Nunes

