

Reforço de estruturas de betão com colagem de sistemas compósitos de CFRP Recomendações para Dimensionamento

Diogo Manuel Marques Azevedo
MEST 2008



Universidade do Porto

FEUP Faculdade de
Engenharia

**Reforço de estruturas de betão com colagem de sistemas compósitos de CFRP
Recomendações para Dimensionamento**

Diogo Manuel Marques Azevedo

Licenciado em Engenharia Civil
pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Dissertação apresentada à
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil
realizada sob orientação do Professor Doutor **Luís Filipe Pereira Juvandes**
e co-orientação do Professor Doutor **António Abel Ribeiro Henriques**
do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Porto, Novembro de 2008

Membros do Júri:

Presidente

Doutor Raimundo Moreno Delgado, Professor Catedrático, Universidade do Porto

Vogais

Doutor Carlos Chastre Rodrigues, Professor Auxiliar, Universidade Nova de Lisboa

Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca, Professor Auxiliar, Universidade do Porto

Doutor Luís Filipe Pereira Juvandes, Professor Auxiliar, Universidade do Porto

Doutor António Abel Ribeiro Henriques, Professor Auxiliar, Universidade do Porto

Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Departamento de Engenharia Civil

R. Dr. Roberto Frias, s/n

4200-465 Porto PORTUGAL

Tel. +351-22-508-1942

Fax. +351-22-508-1835

Reproduções integrais desta Tese serão autorizadas apenas para efeitos de investigação na condição que seja mencionado o Autor e feita a referência a Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil da FEUP.

P -2008.

Agradecimentos

No culminar deste trabalho, desejo exprimir o meu reconhecimento às pessoas ou entidades, que das mais variadas formas contribuíram para que fossem atingidos os objectivos propostos.

Esta dissertação foi desenvolvida na unidade de investigação que constitui o Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (LABEST) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Ao LABEST e à FEUP agradeço os meios colocados à minha disposição.

Ao Professor Luís Juvandes, sob cuja orientação decorreu a realização deste trabalho, quero expressar o meu agradecimento pelos seus ensinamentos, rigor científico, revisão crítica, disponibilidade e amizade. O convívio com a sua exigência face ao detalhe ensinou-me a dar mais valor à forma para além do conteúdo obviamente.

Ao Professor António Abel Henriques, co-orientador desta dissertação, gostaria de manifestar, igualmente, a minha gratidão pelos conhecimentos transmitidos aquando da programação da folha de cálculo nomeadamente nas leis constitutivas dos materiais e na definição dos critérios de verificação de segurança estrutural. Sempre disponível, agradeço também os conselhos que me deu nas correcções finais ao conteúdo.

Ao Professor Joaquim Azevedo Figueiras, quero expressar a minha gratidão pelos seus ensinamentos, rigor científico, disponibilidade e amizade sempre permanentes.

O meu profundo agradecimento às secções de Materiais de Construção e de Estruturas, pelo apoio humano, logístico e financeiro no decurso desta tese. À D. Maria Teresa, D. Maria Vitória, Marta Lima, Elisabete Rocha, D. Elvira Moreira e D. Júlia Rocha o meu muito obrigado pelo carinho com que sempre me receberam e me ajudaram.

Deixo também uma palavra de apreço a todos os professores do 17º curso de mestrado em Estruturas de Engenharia Civil com quem muito aprendi na parte escolar.

Não esquecerei também o sentido de entajuda de todos os colegas do curso de mestrado. Uma palavra especial de agradecimento a Américo Dimande, Domingos Moreira, Pedro Costa, Manuel Brás César e Sandro Peixoto.

Aos meus colegas do Departamento de Mecânica Aplicada da Escola Superior de Tecnologia e de Gestão (ESTiG) do Instituto Politécnico de Bragança (IPB) e à direcção da ESTiG, um agradecimento pela abertura, sempre evidenciada, no que concerne à distribuição do serviço docente e à elaboração dos horários.

Agradeço também aos meus colegas da Escola Profissional Amar Terra Verde, em especial ao Rui Silva e à Sara Leite, por terem compreendido sempre as minhas ausências e pela sua disponibilidade na alteração de aulas, especialmente na fase final deste trabalho.

À Ana Isabel Lopes, Sandra Nunes, Paulo Costeira, Pedro Almeida e Joana Oliveira Almeida um obrigado especial por todos os conselhos e esclarecimentos sobre variadíssimos assuntos, com destaque para os relacionados com formatação e indexação.

Agradeço ainda ao Mário Nuno Valente pela disponibilidade para a criação de uma espécie de *joint venture* para concluir as nossas teses de mestrado.

Ao meu cunhado João e ao Gusto pela ajuda na resolução de problemas relacionados com a impressão final e criação de ficheiros tipo *portable document format* (pdf).

A todos os meus amigos em geral que, de uma forma ou de outra, me incentivaram e compreenderam as minhas inúmeras ausências, um indispensável agradecimento.

Agradeço também aos meus sogros, Olga e Franklin, à minha cunhada Catarina e à D. Leonor que sempre me motivaram e compreenderam as minhas inúmeras ausências. À Becky pela alegria com que sempre me recebe em cada reencontro.

Ao meu tio Mário por não ter outro assunto na ponta da língua. A sua atitude também ajudou.

Ao meu avô Agostinho e ao meu Pai que, embora já não estejam entre nós, me transmitiram a educação, cultura e sentido de responsabilidade que procuro honrar. Este trabalho é fruto de tudo isso também.

Um obrigado muito especial à minha Mãe e à minha Irmã, por todo o afecto que me dão e por me terem sempre incentivado a concluir esta etapa.

À Renata, um agradecimento muito especial pois, para além de me ter ajudado sempre que precisei, proporcionou-me o tempo, o espaço, o apoio moral e o carinho imprescindível para a realização deste trabalho.

Finalmente, agradeço o apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), através da Bolsa de Investigação Científica e Tecnológica que me foi concedida no âmbito dos Projectos SAPIENS PCTI/1999/ECM/36059: *Behaviour and Design of Concrete Structures Strengthened with FRP Considering Ageing Effects*.

Resumo

A presente dissertação resulta de um estudo sobre os diversos aspectos que norteiam as propostas com critérios de dimensionamento de estruturas de betão armado reforçadas através da técnica de colagem de sistemas Compósitos Reforçados com Fibras (FRP). O trabalho desenvolvido procura avaliar e discutir as metodologias de cálculo sugeridas por vários documentos publicados e propõe um procedimento para a análise e dimensionamento do reforço à flexão através de uma folha de cálculo simples.

Inicialmente, efectua-se uma revisão bibliográfica sobre o estado do conhecimento no que concerne ao dimensionamento de reforços com materiais compósitos de FRP. Primeiro, procede-se a uma breve exposição sobre a importância do conhecimento das características dos materiais, do comportamento de elementos estruturais reforçados com FRP e à necessidade de se observarem regras específicas na aplicação destes sistemas de reforço. Em seguida, expõe-se a análise da verificação de segurança de elementos reforçados à flexão segundo a perspectiva das publicações, nomeadamente, do *American Concrete Institute (ACI) "Committee 440"* e da *Fédération Internationale du béton (FIB) "Task Group 9.3 (Bulletin 14)"*.

Posteriormente, o trabalho desenvolve-se em três partes principais. Na primeira, estabelece-se um estudo de análise comparativa entre os resultados experimentais e os previstos pelos referidos manuais para vários programas experimentais sobre modelos de vigas e de faixas de laje. Os valores máximos da capacidade resistente (momentos flectores) dos modelos e da extensão no compósito são confrontados e a importância do conhecimento das características dos materiais discutidos. Com as informações das etapas anteriores, na segunda parte, sistematiza-se o faseamento e os procedimentos de cálculo a levar a cabo no projecto de reforço à flexão com sistemas compósitos de FRP, respeitando as propostas normativas que mais se adequam a Portugal. Paralelamente, estrutura-se uma folha de cálculo automático, desenvolvida no *software Mathcad*, na qual se implementam esses procedimentos. Por último, é apresentado um projecto de reforço de estruturas de betão armado segundo os critérios organizados nas partes anteriores do trabalho.

Finalmente, salientam-se as principais conclusões e recomendações referentes ao dimensionamento e verificação de segurança de estruturas reforçadas com sistemas compósitos de FRP e indicam-se algumas perspectivas de desenvolvimento futuro.

Abstract

The present dissertation results from a study concerning the main design criteria for reinforcing concrete structures through externally bonding Fibre Reinforced Polymer (FRP) systems. It was developed to evaluate and discuss the design methodologies proposed by present knowledge guidelines publications. Procedures for analysis and design of FRP strengthened RC elements in bending throughout a simple worksheet is also proposed.

Initially, a state-of-art concerning design guidelines on the use of FRP strengthening for concrete structures is presented. Emphasis is given on properties of materials, structural behaviour of elements reinforced with composite materials and rules and practical information on strengthening technique. Then, the basis of design and safety concept is exposed, taking into account the present knowledge described in international publications, such as, the American Concrete Institute (ACI) Committee 440 and the Fédération Internationale du béton (FIB) Task Group 9.3 (bulletin 14).

After, the work is divided in three main parts. The first part includes the comparative analysis between experimental results and analytic predictions by international guidelines for beams and slabs models. The maximum ultimate capacity of the strengthened element and the maximum FRP strain are compared and discussed. The second part provides a summary of the phasing and design rules for designing FRP strengthened RC elements taking into account the Portuguese design standards. Simultaneously, a simple automatic worksheet is presented for design supported by “Mathcad”, including the design procedure developed in previous research work. The last part concerns one project which was developed for an existing structure to assess the applicability of knowledge acquired in the present work.

Finally, conclusions are drawn out and recommendations concerning the design and safety concept for the use of externally bonded FRP reinforcement technique for repair or strengthening existing concrete structures are presented. Work to be developed in the future is also suggested.

Palavras Chave

PALAVRAS CHAVE

Betão armado

Materiais Compósitos reforçados com fibras (FRP)

Reforço e reabilitação de estruturas

Reforço à flexão com sistemas compósitos de FRP

Técnica EBR

Técnica NSM

Dimensionamento e Verificação de Segurança

Procedimentos para Projecto

Comportamento experimental

Modos de ruína

Tensões de corte

Mathcad

KEYWORDS

Reinforced concrete

Fibre Reinforced Polymer materials (FRP)

Structural strengthening and rehabilitation

Flexural strengthening with FRP

EBR technique

NSM technique

Design and Safety Concept

Design Procedure

Experimental behaviour

Failure modes

Bond stress distribution

Mathcad

Índice Geral

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO / ABSTRACT	iii
PALAVRAS CHAVE / KEYWORDS	v
ÍNDICE GERAL	vii
SIMBOLOGIA	xi
CAPÍTULO 1 - Introdução	1.1
1.1 Aspectos gerais	1.1
1.2 Objectivos do trabalho	1.2
1.3 Organização da dissertação	1.3
CAPÍTULO 2 – Modelos de dimensionamento para reforço com sistemas FRP	2.1
2.1 Introdução	2.1
2.2 Considerações gerais.....	2.1
2.3 Técnicas de Reforço.....	2.3
2.4 Protecção e reparação de estruturas de betão - Norma EN 1504.....	2.7
2.5 Propriedades dos Sistemas FRP	2.7
2.5.1 Sistemas pré-fabricados	2.7
2.5.2 Sistemas curados in situ	2.9
2.6 Regulamentação actual de dimensionamento	2.10
2.6.1 América do Norte.....	2.10
2.6.2 Japão	2.11
2.6.3 Europa.....	2.13
2.7 Análise do comportamento de vigas reforçadas à flexão	2.14
2.7.1 Modos de ruína	2.18
2.7.2 Interface betão-compósito.....	2.25
2.7.3 Modelos de Comportamento	2.27
2.7.3.1 Modelos de resistência de materiais.....	2.27
2.7.3.2 Modelos de fractura	2.28
2.7.3.3 Modelos semi-empíricos e empíricos.....	2.31
2.8 Verificação de segurança de elementos reforçados à flexão	2.31
2.8.1 Estados limites	2.32
2.8.2 Análise da viabilidade do reforço por colagem.....	2.33
2.8.2.1 Condição de reforço máximo.....	2.34
2.8.2.2 Condição de reserva de segurança	2.35
2.8.2.3 Condição de corte	2.36
2.8.3 Leis Constitutivas e Critérios de Segurança.....	2.37
2.8.3.1 Estado Limite de Serviço (ELS)	2.37
2.8.3.2 Estado Limite Último (ELU)	2.38
2.8.3.3 Verificação ao ELU admitindo perda da ligação perfeita betão / FRP	2.40

2.8.3.4	Situação acidental	2.41
2.8.3.5	Considerações especiais	2.41
2.8.4	Verificação de Segurança com acção conjunta FRP-betão	2.41
2.8.4.1	Hipóteses de cálculo	2.42
2.8.4.2	Estado inicial	2.43
2.8.4.3	Análise de verificações suplementares	2.44
2.8.5	Verificação de Segurança ao longo da ligação FRP-betão	2.52
2.8.5.1	Valor de cálculo da tensão de aderência	2.53
2.8.5.2	Análise da zona de amarração.....	2.53
2.8.5.3	Análise da zona restante da interface betão - FRP	2.63
2.9	Considerações finais	2.66
CAPÍTULO 3 - Resultados experimentais vs propostas normativas		3.1
3.1	Introdução	3.1
3.2	Programa experimental base	3.1
3.2.1	Critérios e parâmetros	3.3
3.2.2	Modos de Ruína	3.8
3.2.3	Nível de deformação no CFRP	3.10
3.3	Verificação de segurança em ELU.....	3.14
3.3.1	Análise geral	3.16
3.3.2	Análise paramétrica	3.26
3.4	Considerações finais	3.36
CAPÍTULO 4 – Procedimentos para projecto de reforço à flexão com FRP		4.1
4.1	Introdução	4.1
4.2	Faseamento do projecto de Reforço à flexão	4.1
4.2.1	Introdução	4.1
4.2.2	Análise da estrutura existente	4.2
4.2.2.1	Avaliação das propriedades mecânicas dos materiais existentes	4.2
4.2.2.2	Avaliação das propriedades geométricas da estrutura existente	4.2
4.2.2.3	Avaliação das acções actuais e futuras na estrutura.....	4.2
4.2.3	Análise da viabilidade de reforço por colagem de FRP	4.3
4.2.3.1	Verificação da condição de máximo reforço (ELU).....	4.3
4.2.3.2	Verificação da condição de corte (ELU).....	4.4
4.2.3.3	Verificação da condição de reserva de segurança (ELS)	4.4
4.2.4	Dimensionamento do reforço à flexão com FRP	4.4
4.2.4.1	Estado Inicial	4.5
4.2.4.2	Dimensionamento	4.5
4.2.4.3	Verificar a capacidade resistente à flexão da secção reforçada.....	4.6
4.2.5	Verificação de segurança na interface FRP-betão	4.11
4.2.5.1	Análise da zona de amarração.....	4.12

4.2.5.2	Zonas com tensões de corte críticas	4.12
4.3	Desenvolvimento de uma folha de cálculo	4.12
4.3.1	Introdução	4.12
4.3.2	Mathcad	4.13
4.3.3	Objectivos de cálculo	4.13
4.3.4	Estrutura do programa de cálculo	4.14
4.3.4.1	Módulo 1 – Análise da estrutura existente	4.15
4.3.4.2	Módulo 2 – Análise da viabilidade de reforço por colagem exterior de FRP	4.17
4.3.4.3	Módulo 3 – Dimensionamento do reforço à flexão com FRP	4.18
4.3.4.4	Módulo 4 – Verificação de segurança na interface FRP-betão	4.21
4.3.4.5	Módulo de verificação de segurança ao esforço transversal	4.23
4.4	Influência de aspectos determinantes no Dimensionamento	4.26
4.4.1	Avaliação correcta das propriedades dos FRP	4.26
4.4.2	Definição do modo de ruína condicionado pelo FRP	4.27
4.4.3	Critério de cálculo da Força e Comprimento de amarração	4.27
4.4.4	Critérios de Verificação de Segurança na interface FRP-betão	4.28
4.5	Considerações finais	4.28

CAPÍTULO 5 – Caso estudado

5.1

5.1	Introdução	5.1
5.2	Projecto de Reforço da Estrutura das oficinas da Porsche	5.1
5.2.1	Introdução	5.1
5.2.2	Análise da estrutura existente	5.2
5.2.2.1	Propriedades mecânicas dos materiais	5.3
5.2.2.2	Informações geométricas da estrutura	5.8
5.2.3	Avaliação das acções actuais e futuras na estrutura	5.9
5.2.4	Análise de esforços na estrutura	5.9
5.2.4.1	Situação existente	5.10
5.2.4.2	Situação futura (ELU e ELS)	5.10
5.2.5	Análise da viabilidade de reforço por colagem exterior de FRP	5.11
5.2.5.1	Verificação da condição de reforço máximo	5.11
5.2.5.2	Verificação da condição de corte	5.11
5.2.5.3	Verificação da condição de reserva de segurança	5.11
5.2.6	Dimensionamento do reforço à flexão com FRP	5.12
5.2.6.1	Pré-dimensionamento em ELU admitindo secção sem perda de aderência	5.12
5.2.6.2	Verificação de segurança na interface FRP-betão	5.14
5.2.7	Dimensionamento do reforço ao corte com FRP	5.15
5.3	Procedimentos de construção e controlo de qualidade	5.22
5.4	Considerações finais	5.32

CAPÍTULO 6 – Conclusões gerais e desenvolvimentos futuros	6.1
6.1 Considerações gerais.....	6.1
6.2 Conclusões gerais	6.1
6.3 Desenvolvimentos futuros	6.6
CAPÍTULO 7 – Referências bibliográficas	7.1
ANEXO A – Programas experimentais.....	A.1
ANEXO B – Fluxogramas dos módulos de cálculo	B.1
ANEXO C – Tabelas de dados e resultados dos módulos de cálculo	C.1

Simbologia

Siglas

ACI	- <i>American Concrete Institute</i> , EUA
AFRP	- polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de aramida (A)
ASTM	- <i>American Standard Testing Materials</i>
CC	- <i>Concrete crushing</i>
CCC	- <i>Association of Composite materials using Continuous fiber for Concrete Reinforcement</i>
CEB	- Comité Euro-International du Béton
CEN	- Comité Européen de Normalização
CFRP	- polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de carbono (C)
CFB	- <i>Carbon fibre sheets</i> , mantas de FRP
CICCOPN	- Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte
DIBt	- <i>Deutsches Institut für Bautechnik</i> , na Alemanha
EBR	- <i>Externally bonded reinforcement</i>
EC1	- Eurocódigo 1
EC2	- Eurocódigo 2
ELS	- Estado Limite de Serviço
ELU	- Estado Limite Último
EMPA	- <i>Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research</i>
FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FIB	- Fédération Internationale du Béton
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte
FR	- <i>FRP rupture</i>
FRP	- família geral dos polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras contínuas
GFRP	- polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de vidro (G)
IABM	- <i>Institut for Anvendt Byggeri og Miljøteknologi</i> , Dinamarca
iBMB	- <i>Institute for Building Materials, Concrete Construction and Fire Protection</i>
IST	- Instituto Superior Técnico
ISIS	- <i>Intelligent Sensing for Innovative Structures</i> , Canadá
JCI	- <i>Japanese Concrete Institute</i> , Japão
JPDPA	- <i>Japan Building Disaster Prevention Association</i>
JSCE	- <i>Japanese Society of Civil Engineers</i>
KUL	- <i>Katholieke Universiteit Leuven</i>
LABEST	- Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, FEUP
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MIT	- Massachusetts Institute of Technology
MPA	- <i>Federal Institute for Materials Testing</i>
MR	- Modo de ruína
NCE	- <i>Networks of Centres of Excellence</i>

NSM	- <i>Near surface mounted</i>
RC	- <i>Reinforced Concrete</i>
SIA	- Swiss Society of Engineers and Architects
SY	- <i>Steel Yielding</i>
TUB	- <i>Technischen Universität Braunschweig</i>
UDSL	- <i>Università degli studi di Lecce</i>
UFRGS	- <i>Universidade Federal do Estado do Rio Grande do Sul</i>
UFRJ	- <i>Universidade Federal do Rio de Janeiro</i>
UC	- <i>Universidade de Coimbra</i>
UG	- <i>Universiteit Gent</i>
UM	- <i>Universidade do Minho</i>
UNL	- <i>Universidade Nova de Lisboa</i>

Notações Escalares Latinas

a	- vão de corte (m)
a'	- distância medida desde a fibra mais comprimida até à camada de armadura de compressão (cm)
A_c	- área da secção transversal de betão (cm^2)
$A_{\zeta o-c}$	- zona da folha de cálculo referente ao aço de compressão
$A_{\zeta o-t}$	- zona da folha de cálculo referente ao aço de tracção
A_f	- área de FRP dimensionada (cm^2)
$A_{f,final}$	- área de FRP escolhida após o dimensionamento ($A_{f,final} \geq A_{f,nec}$) (cm^2)
$A_{f,nec}$	- área de FRP necessária ditada pelo dimensionamento (cm^2)
A_{f1}	- área do reforço FRP1 ($A_{f1} = n_{bf1} \cdot n_{lf1} \cdot t_{f1}$) (cm^2)
A_{f2}	- área do reforço FRP2 ($A_{f2} = n_{bf2} \cdot n_{lf2} \cdot t_{f2}$) (cm^2)
a_i	- metade da largura do apoio (cm)
a_L	- translacção do diagrama de forças M_{sd}/Z (cm)
a_{L0}	- vão de corte fictício (cm)
A_p	- o mesmo que A_f
A_s	- área da armadura ordinária de tracção (cm^2)
A'_s	- área da armadura ordinária de compressão (cm^2)
A_{sw}	- área da armadura de esforço transversal (cm^2)
$A_{sw,nec}$	- área da armadura de esforço transversal necessária (cm^2)
b	- largura da secção do elemento de betão armado a reforçar (cm)
b	- valor a introduzir na expressão de k_p . No caso de uma viga, refere-se à largura da alma da secção; No caso de uma laje refere-se ao espaçamento entre laminados (cm)
b_{ef}	- largura eficaz de cada laminado/manta de FRP dimensionado (mm)
b_f	- largura de cada laminado/manta de FRP dimensionado (mm)
$b_{f,nec}$	- largura necessária de cada laminado/manta de FRP após a determinação de $A_{f,nec}$ e a definição de t_f , n_{bf} e n_{lf} . (mm)

b_{f1}	- largura de cada laminado/manta do reforço FRP1 (<i>mm</i>)
b_{f2}	- largura de cada laminado/manta do reforço FRP2 (<i>mm</i>)
b_p	- o mesmo que b_f (<i>mm</i>)
b_w	- largura da alma da secção transversal (<i>cm</i>)
$b_{w,nec}$	- largura necessária das presilhas de FRP (<i>mm</i>)
c	- recobrimento da armadura de aço de tracção (<i>cm</i>)
c_1	- constante interveniente na expressão de $N_{fa,max}$ que pode ser obtida por teste de calibração
c_2	- constante interveniente na expressão de $N_{fa,max}$ que pode ser obtida por teste de calibração
c'	- recobrimento da armadura de aço de compressão (<i>cm</i>)
C_{E1}	- factor redutor ambiental para o FRP1
C_{E2}	- factor redutor ambiental para o FRP2
C_f	- factor que tem em atenção todos os efeitos secundários para o cálculo da energia de fractura
d	- altura útil (<i>cm</i>)
d'	- distância medida desde a fibra mais traccionada até ao ponto de aplicação da força no Aço-c (<i>cm</i>)
d_{f1}	- distância medida desde a fibra mais comprimida até ao reforço FRP1 (<i>cm</i>)
d_{f2}	- distância medida desde a fibra mais comprimida até ao reforço FRP2 (<i>cm</i>)
d_m	- altura útil média (<i>cm</i>)
d_s	- distância medida desde a fibra mais comprimida até à na armadura ordinária(<i>cm</i>)
E'_s	- módulo de elasticidade do aço de armadura de compressão (<i>GPa</i>)
E'_{sm}	- valor médio do módulo de elasticidade do aço de armadura de compressão (<i>GPa</i>)
E_{cm}	- valor médio do módulo de elasticidade do betão (<i>GPa</i>)
E_c	- módulo de elasticidade do betão (<i>GPa</i>)
E_{ct}	- módulo de elasticidade tangente do betão (<i>GPa</i>)
E_f	- módulo de elasticidade do reforço FRP a utilizar no reforço (<i>GPa</i>)
$E_{f,k}$	- módulo de elasticidade secante
$E_{f,k005}$	- módulo de elasticidade secante (quantilho de 5%)
$E_{f,k0,95}$	- módulo de elasticidade secante (quantilho de 95%)
E_{fu}	- módulo de elasticidade na rotura (<i>GPa</i>)
E_{f1}	- módulo de elasticidade do reforço FRP1 (<i>GPa</i>)
E_{fm}	- valor médio do módulo de elasticidade
E_{f2}	- módulo de elasticidade do reforço FRP2 (<i>GPa</i>)
E_l	- módulo de elasticidade do sistema compósito
E_m	- módulo de elasticidade da matriz
E_p	- o mesmo que E_f (<i>GPa</i>)
E_{sm}	- valor médio do módulo de elasticidade do aço de armadura de tracção (<i>GPa</i>)
E_s	- módulo de elasticidade do aço de armadura de tracção (<i>GPa</i>)
f	- distância da extremidade do reforço FRP à face do apoio (<i>cm</i>)
f'_c	- valor nominal da tensão de compressão no betão (<i>MPa</i>)
f'_{sy}	- tensão de cedência do aço de armadura de compressão (<i>MPa</i>)
f'_{syk}	- valor característico da tensão de cedência do aço de armadura de compressão (<i>MPa</i>)

F'_s	- força na armadura ordinária de compressão (kN)
f'_s	- tensão na armadura ordinária de compressão (MPa)
F'_{sE}	- força na armadura ordinária de compressão na secção localizada à distância X_E do apoio (kN)
f'_{si}	- tensão na armadura ordinária de compressão na iteração i (MPa)
f'_{sym}	- valor médio da tensão de cedência do aço de armadura de compressão (MPa)
F_c	- força de compressão no betão (kN)
f_c	- tensão de compressão no betão (MPa)
f_{c0}	- valor de cálculo da tensão de compressão no betão no instante de aplicação do reforço (MPa)
f_{cbd}	- valor de cálculo da tensão de aderência do betão (MPa)
f_{cb}	- tensão de aderência do betão (MPa)
f_{cd}	- valor de cálculo da tensão de compressão do betão (MPa)
F_{cE}	- força de compressão no betão na secção localizada à distância X_E do apoio (kN)
f_{cE}	- tensão de compressão no betão na secção localizada à distância X_E do apoio (MPa)
$f_{ce,qp}$	- tensão de compressão no betão para ELS (Combinação quase permanente) (MPa)
$f_{ce,r}$	- tensão de compressão no betão para ELS (Combinação rara) (MPa)
f_{ci}	- tensão de compressão no betão na iteração i (MPa)
f_{ck}	- valor característico da tensão de compressão do betão (MPa)
f_{ck0}	- valor característico da tensão no betão no instante em que se atinge M_{rk0} (MPa)
f_{cm}	- valor médio da tensão de compressão do betão (MPa)
f_{ct}	- tensão de tracção do betão (MPa)
f_{ctd}	- valor de cálculo da tensão de tracção do betão (MPa)
f_{ctk}	- valor característico da tensão de tracção do betão (MPa)
$f_{ctk,0.05}$	- valor característico da tensão de tracção do betão (quantilho de 5%) (MPa)
$f_{ctk,0.95}$	- valor característico da tensão de tracção do betão (quantilho de 95%) (MPa)
$f_{ctk,p}$	- valor característico da tensão de tracção do betão obtido através de ensaios de pull-off (MPa)
$f_{ct,p}$	- tensão de tracção do betão determinada por ensaios de pull-off (MPa)
f_{ctm}	- valor médio da tensão de tracção do betão (MPa)
f_{cy}	- tensão no betão quando o aço de armadura de tracção atinge a tensão de cedência (MPa)
f_f	- resistência à tracção das fibras (MPa)
F_f	- força de tracção no reforço de FRP (kN)
$f_{f,r}$	- tensão no FRP em ELS para combinações raras (MPa)
f_{fk}	- valor característico da resistência à tracção das fibras (MPa)
f_{fd}	- valor de cálculo da tensão no FRP (MPa)
F_{f1}	- força de tracção no reforço FRP1 (kN)
f_{f1}	- tensão no reforço FRP1 (MPa)
f_{f1i}	- tensão no reforço FRP1 na iteração i (MPa)
$f_{f,qp}$	- tensão no FRP para combinações quase permanentes (MPa)
F_{f2}	- força de tracção no reforço FRP2 (kN)
f_{f2}	- tensão no reforço FRP2 (MPa)
f_{f2i}	- tensão no reforço FRP2 na iteração i (MPa)

$F_{fad,max}$	- valor máximo da força de tracção no reforço FRP1 que pode ser amarrada (kN)
F_{fE}	- força de tracção no reforço FRP1 na secção localizada à distância X_E do apoio (kN)
f_{fk}	- valor característico da tensão de tracção do sistema de reforço FRP (MPa)
f_{fk1}	- valor característico da tensão de tracção do reforço FRP1 (MPa)
f_{fk2}	- valor característico da tensão de tracção do reforço FRP2 (MPa)
f_{fu}	- tensão última do FRP (MPa)
f_l	- resistência à tracção do sistema compósito (MPa)
f_m	- resistência à tracção da matriz (MPa)
f_{fmax}	- valor máximo admissível da tensão de tracção no reforço FRP a dimensionar (MPa)
f_{max}	- valor máximo de f no cálculo do comprimento de amarração para o momento positivo junto de um apoio interior (cm)
F_{max}	- força máxima de amarração (kN)
f_{min}	- valor mínimo de f no cálculo do comprimento de amarração para o momento negativo num apoio interior (cm)
F_P	- o mesmo que F_f (kN)
f_{pu}	- tensão última na armadura de pré-esforço (MPa)
f_{py}	- tensão de cedência da armadura de pré-esforço (MPa)
FRP1	- zona da folha de cálculo referente ao reforço com FRP por colagem na fibra mais traccionada
FRP2	- zona da folha de cálculo referente ao reforço com FRP por NSM ou/e por colagem nas faces laterais da secção rectangular
F_s	- força na armadura ordinária de tracção (kN)
F_{s0}	- força resultante das tensões de tracção (kN)
F_{sy}	- força nas armaduras plastificadas (kN)
f_s	- tensão na armadura ordinária de tracção (MPa)
F_{sE}	- força na armadura ordinária de tracção na secção localizada à distância X_E do apoio (kN)
$f_{se,r}$	- tensão na armadura ordinária de tracção em ELS para combinações raras (MPa)
f_{si}	- tensão na armadura ordinária de tracção na iteração i (MPa)
f_{sy}	- tensão de cedência da armadura ordinária de tracção (MPa)
f_{syd}	- valor de cálculo da tensão de cedência do aço de armadura de tracção (MPa)
f_{syk}	- valor característico da tensão de cedência do aço de armadura de tracção (MPa)
f_{sym}	- valor médio da tensão de cedência do aço de armadura de tracção (MPa)
F_u	- força atingida na rotura (kN)
G_F	- energia de fractura
g_{k0}	- valor característico da acção permanente distribuída inicial (kN/m)
g_{kf}	- valor característico da acção permanente distribuída no futuro (kN/m)
h	- altura da secção rectangular do elemento de betão armado a reforçar (cm)
i	- número da iteração
I_{02}	- momento de inércia da secção inicial em estado fendilhado (m^4)
I_1	- momento de inércia da secção inicial em estado não fendilhado (m^4)
I_2	- momento de inércia da secção final em estado fendilhado (m^4)

k	- parâmetro do EC2 para o cálculo de V_{rdI} relacionado com a interrupção da armadura longitudinal no vão
k	- factor que permite determinar a profundidade do eixo neutro numa análise em fase elástica
k_b	- parâmetro para o cálculo de $F_{fad,max}$
k_c	- parâmetro para o cálculo de $F_{fad,max}$ relacionado com a qualidade da superfície de betão
k_m	- coeficiente de segurança relacionado com a noção de extensão eficaz do ACI
k_T	- parâmetro para o cálculo de $F_{fad,max}$ relacionado com a temperatura a que está exposta a estrutura
L	- vão (m)
L_0	- distância da extremidade do reforço FRP1 ao eixo do apoio ($f+a_i$) (cm)
l_a	- o mesmo que l_b
l_b	- comprimento de amarração (cm)
l_t	- o mesmo que l_b (cm)
L_{bd}	- o mesmo que l_b (cm)
$L_{bd,max}$	- comprimento de amarração máximo (cm)
m_{manta}	- massa da manta por m^2
M_g	- momento flector devido às cargas permanentes ($kN.m$)
M_{gk0}	- valor característico do momento actuante inicial devido às cargas permanentes ($kN.m$)
M_0	- momento flector inicial apenas devido a cargas permanentes ($kN.m$)
M_{cr}	- momento de início de fendilhação ($kN.m$)
$M_{d,S}$	- momento flector actuante no momento da rotura da secção ($kN.m$)
$M_{e,n,0}$	- momento flector resistente da secção inicial calculado em relação ao eixo neutro ($kN.m$)
$M_{e,n,f}$	- momento flector resistente da secção final calculado em relação ao eixo neutro ($kN.m$)
M_r	- momento flector resistente ($kN.m$)
M_{rd}	- valor de cálculo do momento flector resistente ($kN.m$)
M_{rd0}	- valor de cálculo do momento resistente da secção inicial ($kN.m$)
M_{rdf}	- valor de cálculo do momento resistente da secção reforçada ($kN.m$)
M_{rk0}	- valor característico do momento resistente da secção inicial ($kN.m$)
M_s	- momento flector actuante em ELS
M_{sd}	- valor de cálculo do momento actuante (ELU) ($kN.m$)
M_{sd0}	- valor de cálculo do momento actuante na secção inicial (ELU) ($kN.m$)
M_{sdf}	- valor de cálculo do momento actuante na secção final (ELU) ($kN.m$)
$M_{sdf,A}$	- valor de cálculo do momento actuante na secção final (ELU) na secção do ponto A onde é estudada a transferência de esforços ao longo da interface betão-FRP ($kN.m$)
M_{sdfE}	- valor de cálculo do momento actuante na secção localizada à distância X_E do apoio ($kN.m$)
$M_{sk0,qp}$	- valor quase permanente do momento actuante na secção inicial ($kN.m$)
$M_{sk0,r}$	- valor raro do momento actuante na secção inicial ($kN.m$)
$M_{skf,qp}$	- valor quase permanente do momento actuante na secção final ($kN.m$)
$M_{skf,r}$	- valor raro do momento actuante na secção final ($kN.m$)
M_{syd}	- valor de cálculo do momento de cedência ($kN.m$)
$M_{y,S}$	- momento flector actuante no momento em que as armaduras plastificam ($kN.m$)
M_u	- momento flector na rotura ($kN.m$)

n	- expoente definido no EC2 para a expressão da tensão no betão
n_{bf}	- número de laminados/mantas do reforço FRP colados à face de betão
n_{bf1}	- número de laminados/mantas do reforço FRP1 colados à face de betão
n_{bf2}	- número de laminados/mantas do reforço FRP2 colados à face de betão
N_C	- força no betão num teste de aderência (kN)
n_f	- número de camadas de FRP
N_F	- força no FRP num teste de aderência (kN)
N_{fa}	- força de amarração (kN)
N_S	- força na armadura ordinária (kN)
n_{lf}	- o mesmo que n_f
n_{lf1}	- número de camadas do reforço FRP1
n_{lf2}	- número de camadas do reforço FRP2
q_{k0}	- valor característico da acção de sobrecarga distribuída inicial (kN/m)
q_{kf}	- valor característico da acção de sobrecarga distribuída no futuro (kN/m)
R	- parâmetro que define o grau de reforço. Razão M_{sd}/M_{rd0}
R_{apoio}	- reacção no apoio (kN)
R_n	- valor nominal da capacidade resistente de uma dada secção
S_f	- escorregamento (mm)
S_{DL}	- valor das acções permanentes
S_{LL}	- valor das acções variáveis
S_m	- valor médio do escorregamento (mm)
S_p	- o mesmo que S_f
s_{mm}	- valor médio do espaçamento entre fendas (cm)
s_w	- espaçamento entre estribos (cm)
t_a	- espessura do adesivo (mm)
t_f	- espessura do reforço FRP dimensionado (mm)
$t_{f,eq}$	- espessura de FRP equivalente (mm)
t_{f1}	- espessura de cada laminado/manta do reforço FRP1 (mm)
t_{f2}	- espessura de cada laminado/manta do reforço FRP2 (mm)
T_m	- força de amarração do sistema FRP (kN)
t_p	- o mesmo que t_f (mm)
T_u	- força de amarração última (kN)
V_f	- percentagem de volume de fibras por unidade de volume do laminado
V_{rd}	- valor de cálculo do esforço transversal resistente da secção (REBAP) (kN)
V_{rd1}	- valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal (kN)
V_{rd2}	- valor máximo do esforço transversal que pode ser suportado sem esmagamento das bielas fictícias de compressão do betão (kN)
V_{rd3}	- valor de cálculo do esforço transversal que pode ser suportado por um elemento com armadura de esforço transversal (kN)
V_{rpd}	- valor de cálculo do esforço transversal resistente para prevenir peeling por fendas de corte (kN)

V_{sd}	- valor do esforço transversal a usar no modelo de Jansze para verificar a fenda de corte na extremidade devida a cargas concentradas (kN)
$V_{sd.calc}$	- valor de cálculo do esforço transversal actuante na secção que dista d do eixo do apoio (kN)
V_{sd0}	- valor de cálculo do esforço transversal actuante na secção inicial (ELU) (kN)
$V_{sd1.max}$	- valor máximo de V_{sd} na zona onde $\varepsilon_s < \varepsilon_{syd}$ (kN)
$V_{sd2.max}$	- valor máximo de V_{sd} na zona onde $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$ (kN)
V_{sdf}	- valor de cálculo do esforço transversal actuante na secção final (ELU) (kN)
$V_{sdf,A}$	- valor de cálculo do esforço transversal actuante na secção reforçada A (ELU) (kN)
$V_{sk0.qp}$	- valor quase permanente do esforço transversal actuante na secção inicial (kN)
$V_{sk0.r}$	- valor raro do esforço transversal actuante na secção inicial (kN)
$V_{skf.qp}$	- valor quase permanente do esforço transversal actuante na secção no futuro (kN)
$V_{skf.r}$	- valor raro do esforço transversal actuante na secção no futuro (kN)
V_{wd}	- parcela do valor de cálculo do esforço transversal resistente que depende da armadura de esforço transversal (kN)
w	- largura de fendas (mm)
x	- profundidade do eixo neutro medida desde a fibra mais comprimida (cm)
x_e	- profundidade do eixo neutro medida desde a fibra mais comprimida em ELS (cm)
x_0	- profundidade do eixo neutro na secção inicial, no instante de aplicação do reforço, medida desde a fibra mais comprimida (cm)
x_1	- coordenada mais à esquerda do diagrama de momentos flectores positivos onde $\varepsilon_s = \varepsilon_{syd}$ (m)
x_2	- coordenada mais à direita do diagrama de momentos flectores positivos onde $\varepsilon_s = \varepsilon_{syd}$ (m)
x_3	- coordenada do diagrama de momentos flectores negativos onde $\varepsilon_s = \varepsilon_{syd}$ (m)
x_{ant}	- profundidade do eixo neutro na iteração anterior medida desde a fibra mais comprimida (cm)
x_E	- profundidade do eixo neutro na secção localizada à distância X_E do apoio, medida desde a fibra mais comprimida (cm)
X_E	- coordenada do ponto de dispensa do reforço de FRP (m)
$x_{e.qp}$	- profundidade do eixo neutro para combinações quase permanentes (ELS) medida desde a fibra mais comprimida (cm)
$x_{e.r}$	- profundidade do eixo neutro para combinações raras (ELS) medida desde a fibra mais comprimida (cm)
x_{eq}	- profundidade do eixo neutro resultante do equilíbrio de forças (cm)
x_i	- profundidade do eixo neutro na iteração i (cm)
x_{k0}	- profundidade do eixo neutro na secção inicial no instante em que se atinge M_{rk0} (cm)
x_y	- profundidade do eixo neutro na secção crítica quando o aço de armadura de tracção atinge a tensão de cedência (cm)
z_{f2}	- distância medida desde a fibra mais traccionada até à face mais próxima do reforço FRP2 (cm)
Z	- braço das forças internas de uma secção (cm)
Z_f	- braço das forças internas de uma secção. Distância entre F_f e F_c (cm)
Z_m	- valor médio do braço das forças internas de uma secção (cm)
Z_s	- braço das forças internas de uma secção. Distância entre F_s e F_c (cm)

Notações Escalares Gregas

α	- parâmetro relacionado com o grau de reforço ao corte
α'_s	- razão de rigidez Aço de compressão / Betão (E'_s/E_{cm})
α_1	- igual a “ γ ”
α_f	- razão de rigidez FRP / Betão (E_f/E_{cm})
α_s	- razão de rigidez Aço de tracção / Betão (E_s/E_{cm})
β_1	- coeficiente do bloco rectangular de compressão do betão. Razão entre a profundidade do bloco rectangular de tensões e a profundidade do eixo neutro
γ_M	- coeficiente de segurança dos materiais
δ_G	- coeficiente do diagrama parábola-rectângulo
δ_{G0}	- valor do parâmetro δ_G do diagrama de tensões no betão no instante de aplicação do reforço
δ_{GE}	- parâmetro δ_G do diagrama de tensões no betão na secção referente à coordenada X_E
$\delta_{Ge.qp}$	- parâmetro δ_G do diagrama de tensões no betão para ELS (Combinação quase permanente)
$\delta_{Ge.r}$	- parâmetro δ_G do diagrama de tensões no betão para ELS (Combinação rara)
δ_{Gk0}	- valor do parâmetro δ_G do diagrama de tensões no betão no instante em que se atinge M_{rk0}
δ_{Gy}	- parâmetro δ_G do diagrama de tensões no betão quando o aço de armadura de tracção atinge a tensão de cedência (ELU)
δ_x	- Índice de ductilidade de curvatura
ε'_s	- extensão na armadura ordinária de compressão (‰)
ε'_{s0}	- extensão na armadura ordinária de compressão da secção inicial no instante de aplicação do reforço (‰)
ε'_{sE}	- extensão na armadura ordinária de compressão na secção do ponto X_E (‰)
$\varepsilon'_{se.qp}$	- extensão na armadura ordinária de compressão para ELS (Combinação quase permanente) (‰)
$\varepsilon'_{se.r}$	- extensão na armadura ordinária de compressão para ELS (Combinação rara) (‰)
ε'_{si}	- extensão na armadura ordinária de compressão na iteração i (‰)
ε'_{sk0}	- valor característico da extensão no aço de armadura de compressão no instante em que se atinge M_{rk0} (‰)
ε'_{sy}	- extensão no aço de armadura de compressão quando o aço de armadura de tracção atinge a tensão de cedência (ELU) (‰)
ε'_{syk}	- valor característico da extensão de cedência do aço de armadura de compressão (‰)
ε'_{sym}	- valor médio da extensão de cedência do aço de compressão (‰)
ε_o	- o mesmo que ε_{b0} (‰)
ε_b	- extensão na face da base (‰)
ε_{b0}	- extensão inicial na face a reforçar devida apenas a acções permanentes (‰)
ε_c	- extensão na fibra mais comprimida de betão (‰)
ε'_c	- extensão no betão correspondente a f'_c (‰)
ε_{c0}	- extensão na fibra mais comprimida de betão, na secção inicial, no instante de aplicação do reforço (‰)
ε_{c2}	- extensão no betão no ponto de transição do ramo parabólico para o ramo rectilíneo no diagrama parábola-rectângulo (‰)
ε_{cE}	- extensão na fibra mais comprimida de betão na secção do ponto X_E (‰)
$\varepsilon_{ce.qp}$	- extensão na fibra mais comprimida de betão para ELS (Combinação quase permanente) (‰)

$\varepsilon_{ce,r}$	- extensão na fibra mais comprimida de betão para ELS (Combinação rara) (‰)
ε_{ci}	- extensão na fibra mais comprimida do betão na iteração i (‰)
ε_{ck0}	- valor característico da extensão no betão no instante em que se atinge M_{rk0} (‰)
ε_{cu}	- extensão última no betão correspondente ao esmagamento (‰)
ε_{cy}	- extensão no betão quando o aço de armadura de tracção atinge a tensão de cedência (‰)
ε_f	- extensão no reforço de FRP (‰)
ε_{f1}	- extensão no reforço FRP1 (‰)
ε_{f1i}	- extensão no reforço FRP1 na iteração i (‰)
ε_{f2}	- extensão no reforço FRP2 (‰)
ε_{f2i}	- extensão no reforço FRP2 na iteração i (‰)
ε_{fd}	- valor de cálculo da extensão no sistema de reforço FRP (‰)
ε_{fd1}	- valor de cálculo da extensão no reforço FRP1 (‰)
ε_{fd2}	- valor de cálculo da extensão no reforço FRP2 (‰)
ε_{fE}	- extensão no reforço de FRP na secção do ponto X_E (‰)
$\varepsilon_{fe,qp}$	- extensão no reforço de FRP para ELS (Combinação quase permanente) (‰)
$\varepsilon_{fe,r}$	- extensão no reforço de FRP para ELS (Combinação rara) (‰)
ε_{fk}	- valor característico da extensão no sistema de reforço FRP (‰)
ε_{fk1}	- valor característico da extensão no reforço FRP1 (‰)
ε_{fk2}	- valor característico da extensão no reforço FRP2 (‰)
$\varepsilon_{f,lim}$	- extensão máxima do reforço de FRP (‰)
ε_{fmax}	- extensão máxima no reforço de FRP dependente do critério limitador da extensão (‰)
ε_{fu}	- extensão última no reforço de FRP (‰)
ε_{fud}	- valor de cálculo da extensão última no reforço de FRP (‰)
ε_{fue}	- valor eficaz da extensão última no reforço de FRP (‰)
ε_{fum}	- valor médio da extensão última no reforço de FRP (‰)
ε_{fuk}	- valor característico da extensão última no reforço de FRP (‰)
ε_{fy}	- extensão no reforço FRP quando o aço de armadura de tracção entra em cedência (ELU) (‰)
ε_r	- extensão ao nível do reforço (‰)
ε_s	- extensão na armadura ordinária de tracção (‰)
$\varepsilon_{s,lim}$	- extensão máxima admissível para o aço de tracção (‰)
ε_{s0}	- extensão na armadura ordinária de tracção, na secção inicial, aquando da aplicação do reforço (‰)
ε_{sE}	- extensão na armadura ordinária de tracção na secção do ponto X_E (‰)
$\varepsilon_{se,qp}$	- extensão na armadura ordinária de tracção para ELS (Combinação quase permanente) (‰)
$\varepsilon_{se,r}$	- extensão na armadura ordinária de tracção para ELS (Combinação rara) (‰)
ε_{si}	- extensão na armadura ordinária de tracção na iteração i (‰)
ε_{su}	- valor da extensão na armadura ordinária de tracção na rotura (‰)
ε_{sy}	- extensão de cedência do aço de armadura de tracção (‰)
ε_{syd}	- valor de cálculo da extensão de cedência do aço de armadura de tracção (‰)
ε_{syk}	- valor característico da extensão de cedência do aço de armadura de tracção (‰)
ε_{sym}	- valor médio da extensão de cedência do aço de tracção (‰)

ϕ	- coeficiente de segurança para a combinação em ELS
ϕ'_s	- diâmetro dos varões da armadura de aço de compressão (<i>mm</i>)
ϕ_c	- coeficiente de segurança do betão
ϕ_f	- coeficiente de segurança do reforço FRP
ϕ_{frpe1}	- igual a “CE1”
ϕ_{frpe2}	- igual a “CE2”
ϕ_s	- coeficiente de segurança do aço
ϕ_s	- diâmetro dos varões da armadura de tracção (<i>mm</i>)
γ	- coeficiente do bloco rectangular de tensões do betão
γ'_s	- coeficiente de segurança para o aço de compressão
γ_a	- coeficiente de segurança para o adesivo
γ_c	- coeficiente de segurança para o betão
γ_{cb}	- coeficiente de segurança para o betão relativo à aderência
γ_f	- coeficiente de segurança para o FRP a ser dimensionado
γ_{f1}	- coeficiente de segurança para o FRP1
γ_{f2}	- coeficiente de segurança para o FRP2
γ_G	- factor de combinação para as acções permanentes
γ_{med}	- factor de combinação médio entre δ_G e γ_Q
γ_Q	- factor de combinação para as acções de sobrecarga
γ_s	- coeficiente de segurança para o aço de tracção
η	- igual a γ
η_f	- parâmetro de limitação da tensão no reforço FRP dependente do tipo de fibra
λ	- Igual a βI
ν	- factor de eficácia (cálculo de V_{rd2})
θ	- parâmetro relacionado com a reserva de segurança (razão $M_{rk0}/M_{skf,r}$)
$\rho_{carbono}$	- peso específico do carbono (kN/m^3)
ρ_{eq}	- percentagem de armadura equivalente (%)
ρ_f	- percentagem de reforço com FRP (%)
ρ_s	- percentagem de armadura do aço de tracção (%)
σ_c	- tensão no betão (<i>MPa</i>)
$\sigma_{ce,qp}$	- tensão no betão para ELS (Combinação quase permanente) (<i>MPa</i>)
$\sigma_{ce,r}$	- tensão no betão para ELS (Combinação rara) (<i>MPa</i>)
σ_{fd}	- valor de cálculo da tensão no FRP (<i>MPa</i>)
σ_{fad}	- valor de cálculo da tensão de aderência no FRP (<i>MPa</i>)
$\sigma_{fe,r}$	- tensão no reforço FRP para ELS (Combinação rara) (<i>MPa</i>)
σ_{fw}	- tensão nas presilhas de FRP (<i>MPa</i>)
$\sigma_{se,r}$	- tensão no aço de tracção para ELS (Combinação rara) (<i>MPa</i>)
σ_r	- tensão ao nível do sistema de reforço (<i>MPa</i>)
τ	- tensão de corte rasante na interface Betão - FRP (<i>MPa</i>)
τ_{avg}	- valor médio da tensão de corte (<i>MPa</i>)

τ_b	- tensão de aderência (<i>MPa</i>)
τ_{bd}	- tensão de aderência (<i>MPa</i>)
τ_f	- tensão de corte no FRP (<i>MPa</i>)
τ_{f1}	- tensão de pico (<i>MPa</i>)
τ_m	- valor médio da tensão de corte (<i>MPa</i>)
τ_{max}	- valor máximo da tensão de aderência (<i>MPa</i>)
τ_p	- tensão de corte no FRP (<i>MPa</i>)
τ_{rd}	- valor de cálculo da tensão resistente de corte (<i>MPa</i>)
τ_{rd1}	- valor de cálculo da tensão resistente de corte (<i>MPa</i>)
τ_{rk}	- valor característico da tensão resistente de corte (<i>MPa</i>)
τ_{rpd}	- valor de cálculo da tensão resistente de corte por peeling-off (<i>MPa</i>)
τ_{rpk}	- valor característico da tensão resistente de corte por peeling-off (<i>MPa</i>)
τ_s	- tensão de corte na armadura ordinária (<i>MPa</i>)
τ_{sd1}	- valor de cálculo da tensão de aderência zona onde $\varepsilon_s < \varepsilon_{syd}$ (<i>MPa</i>)
τ_{sd2}	- valor de cálculo da tensão de aderência zona onde $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$ (<i>MPa</i>)
χ_u	- curvatura na ruína
χ_y	- curvatura na cedência
ψ	- coeficiente do diagrama parábola-rectângulo
ψ	- valor reduzido
ψ_0	- parâmetro ψ do diagrama de tensões no betão no instante de aplicação do reforço
ψ_2	- valor reduzido quase permanente
ψ_E	- parâmetro ψ do diagrama de tensões no betão na secção referente à coordenada X_E
$\psi_{e.qp}$	- parâmetro ψ do diagrama de tensões no betão para ELS (Combinação quase permanente)
$\psi_{e.r}$	- parâmetro ψ do diagrama de tensões no betão para ELS (Combinação rara)
ψ_f	- coeficiente de redução do reforço de FRP à flexão
ψ_i	- coeficiente do diagrama parábola-rectângulo na iteração i
ψ_{k0}	- valor do parâmetro ψ do diagrama de tensões no betão no instante em que se atinge M_{rk0}
ψ_y	- parâmetro ψ do diagrama de tensões no betão quando o aço de armadura de tracção atinge a tensão de cedência
ξ	- parâmetro dado pelo quociente entre x e d
f'_c	- valor nominal da tensão de compressão do betão
f_{fu}	- tensão no FRP na rotura
n	- número de camadas de FRP orientadas na direcção das tensões principais
t_f	- espessura de uma camada de FRP
τ	- tensão de corte rasante na interface betão-FRP

Capítulo 1

Introdução

1.1 ASPECTOS GERAIS

A deterioração de edifícios, pontes e viadutos resultante do envelhecimento, do projecto e construção deficiente, da falta de manutenção e de causas acidentais (ex: sismos) tem levado a uma degradação crescente das estruturas. A necessidade de reparação é frequentemente combinada com a necessidade de reforço das estruturas para que possam desempenhar com segurança novas funções, designadamente utilização diferente de edifícios, maiores volumes de tráfego em pontes e modificação do sistema estrutural. Estas são algumas das razões pelas quais a reabilitação de estruturas de betão tem recebido grande atenção por parte da indústria da construção em todo o mundo.

De entre as várias técnicas de reparação e reforço de estruturas de betão, merece particular ênfase uma técnica emergente de reforço com base na colagem exterior de sistemas compósitos do tipo Polímeros Reforçados com Fibras (FRP).

Actualmente, muitas estruturas estão a atingir o período de vida inicialmente previsto, evidenciando-se os efeitos do envelhecimento e observando-se noutros o aparecimento de degradação prematura, muito antes deste período, face às características conhecidas dos materiais de construção. Com efeito, nunca se deu a devida importância aos aspectos da durabilidade das estruturas e tem sido colocado em segundo plano, o controlo de qualidade na construção de betão armado.

Entretanto, em algumas circunstâncias, o projectista é confrontado com condicionantes de projecto que limitam profundamente a solução estrutural e a natureza dos materiais a eleger. Incluem-se, neste âmbito, os reservatórios e os sistemas fabris onde predomina a agressividade do meio, em termos de degradação dos materiais. Outros casos existem, em que se pretende construir edifícios destinados a equipamentos muito sensíveis, sob o ponto de vista electromagnético, como por exemplo computadores ou aparelhos emissores/receptores. Deste modo, a simples utilização dos materiais tradicionais em elementos estruturais pode pôr em causa, mais uma vez, a durabilidade estrutural ou a funcionalidade da edificação.

Presentemente, os melhoramentos a nível tecnológico aliados à implementação do controlo de qualidade do projecto e do processamento em obra, estimulam, nos engenheiros, a vontade de projectar estruturas mais arrojadas. Em contrapartida, debatem-se com dificuldades na compatibilização dos materiais correntes, com os modelos de cálculo disponíveis para a análise

estrutural. A abordagem de uma estrutura especial mais complexa pode adicionar obstáculos à sua realização, segundo as técnicas correntes do betão armado e pré-esforçado, devido, nomeadamente, ao peso próprio excessivo, à dificuldade em vencer grandes vãos, à garantia das ligações e à morosidade do sistema construtivo.

Apesar duma maneira geral, as estruturas de betão terem um período de vida útil longo, os seus requisitos podem alterar-se nesse período. Uma estrutura poderá, num futuro próximo, ter que suportar um espectro maior de cargas ou subscrever novas exigências normativas. Inúmeros são os casos de estruturas que têm de ser reparadas devido a acidentes. Existem outras situações em que se detectam erros durante a fase de projecto ou de construção, o que obriga a reforçar as estruturas, antes ou mesmo após entrarem em funcionamento.

Se alguma destas circunstâncias ocorrer, cabe ao engenheiro defrontar-se com a avaliação da opção pelo reforço da estrutura existente ou pela substituição por outra nova.

Entretanto, na sequência dos factos mencionados, conclui-se que os materiais tradicionais (nomeadamente o betão e o aço) começam a manifestar-se inadequados em determinadas situações, devendo ser encontradas alternativas. Desse modo, tem-se assistido à crescente aplicação dos materiais compósitos, utilizados inicialmente nos campos militar e aeronáutico, e posteriormente alargados à generalidade das indústrias. Quando as propriedades destes materiais são convenientemente ajustadas às estruturas de betão, sobretudo, através da garantia de uma adequada ligação ao betão, pela compatibilidade de deformações e da perfeita conjugação química entre eles, permitem a concepção de estruturas mais leves, mais resistentes e mais duráveis.

1.2 OBJECTIVOS DO TRABALHO

Os critérios de dimensionamento e os procedimentos de construção de reforços com colagens de sistemas de FRP são, actualmente, vagos e dispersos devido a factores como a novidade, a diversidade de formas do produto, os múltiplos campos de aplicação e a divergência de aplicações quanto aos seus objectivos. De um modo geral, os países sem documentação específica sobre os compósitos de FRP têm adoptado os critérios estabelecidos para os reforços colados com armaduras metálicas, recorrendo nos casos mais duvidosos, às conclusões e sugestões dos países mais avançados nesta área. Nesse sentido, vai-se desenvolver um trabalho no qual serão estudadas duas propostas normativas, o *bulletin* 14 do *Task Group* 9.3 da *Fédération Internationale du béton* (FIB) (2001) e a proposta do *Committee* 440 do *American Concrete Institute* (ACI) (2002) procurando encontrar os pontos comuns e os de divergência entre estas duas filosofias de dimensionamento de sistemas compósitos de FRP colados para o reforço de estruturas de betão armado.

O objectivo principal deste trabalho de investigação é o de definir recomendações para o mais cuidado e correcto dimensionamento de elementos estruturais de betão armado reforçados com sistemas constituídos por materiais compósitos de FRP, usando a técnica de colagem exterior (EBR), ou a técnica inserção na camada de recobrimento (NSM). Pretende-se com estas recomendações explorar ao máximo as excelentes propriedades mecânicas destes materiais tornando por outro lado o seu dimensionamento económico. Para que estes objectivos fossem atingidos, definiu-se um faseamento do trabalho composto por:

- a) Elaboração de uma pesquisa bibliográfica sobre as propostas normativas e os critérios de dimensionamento e verificação de segurança existentes.
- b) Pesquisa de bases de dados de ensaios experimentais de trabalhos de investigação nas áreas da técnica EBR e NSM.
- c) Estudo comparativo de resultados experimentais com os previstos de acordo com as propostas normativas. Discussão das diferenças encontradas.
- d) Descrição de um procedimento para o projecto de reforço à flexão com sistemas compósitos de FRP.
- e) Desenvolvimento de folhas de cálculo automático, utilizando o programa de cálculo matemático *Mathcad*, obedecendo às propostas normativas.
- f) Aplicação desse procedimento a um projecto real.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é composto por sete capítulos e três anexos.

No capítulo 1 é feita uma introdução à área de reforço de estruturas com sistemas compósitos de FRP, são apresentados os objectivos desta dissertação e é descrito resumidamente o modo como está estruturada.

No capítulo 2 é feita uma pesquisa bibliográfica. Nesta pesquisa, apresentam-se os sistemas de reforço à base de materiais compósitos de FRP disponíveis no mercado, indicam-se as entidades e descrevem-se detalhadamente algumas propostas regulamentares existentes.

No capítulo 3 é feita uma análise comparativa entre resultados experimentais e resultados previstos, adoptando os critérios sugeridos nas propostas normativas da FIB (2001) e do ACI (2002).

No capítulo 4 apresenta-se um procedimento para o projecto de reforço à flexão de vigas e lajes com FRP. Neste capítulo descreve-se ainda uma folha de cálculo automático desenvolvida em *Mathcad*.

No capítulo 5 relata-se um projecto real de reforço de vigas à flexão e corte no qual o autor esteve envolvido.

No capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões retiradas deste trabalho e lançam-se indicações para desenvolvimentos futuros nas áreas que mais necessitam de investigação.

No capítulo 7 estão indicadas as referências bibliográficas que estiveram na base da investigação efectuada pelo autor.

A dissertação é ainda composta por 3 anexos:

- No anexo A são descritos com detalhe os modelos das bases de dados utilizadas na análise comparativa do capítulo 3. Apresenta-se ainda uma análise comparativa entre os resultados experimentais e os resultados previstos adoptando os critérios de dimensionamento do ACI e da FIB.

- O anexo B contém fluxogramas dos módulos que constituem a folha de cálculo permitindo compreender o encadeamento e o raciocínio subjacente aos cálculos.

- O anexo C contém tabelas para preencher com os dados e resultados que são possíveis extrair da folha de cálculo desenvolvida nesta dissertação. Estas tabelas devem ser preenchidas à medida que a folha de cálculo vai sendo usada na resolução de um qualquer cálculo de reforço à flexão, seja ele de determinação da capacidade resistente, seja ele de dimensionamento.

Capítulo 2

Modelos de dimensionamento para reforço com sistemas FRP

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o resultado da pesquisa bibliográfica feita, essencialmente, sobre o tema do dimensionamento do reforço à flexão, de elementos estruturais de betão armado, com sistemas compósitos de polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP).

Após algumas considerações que têm como objectivo um enquadramento do tema, são descritas as técnicas de reforço e caracterizados os tipos de sistemas comercializados realçando as suas propriedades. Segue-se uma apresentação sucinta das entidades internacionais e nacionais especializadas nesta área e detalham-se as principais propostas regulamentares existentes. Procurou-se ainda fazer uma descrição do comportamento habitual de vigas reforçadas à flexão por sistemas FRP apresentando os modos de ruína possíveis e enfatizando a importância dos fenómenos que ocorrem na interface FRP-betão. Na última parte do capítulo, procuraram-se reunir os critérios de verificação de segurança apresentados nas propostas regulamentares do ACI e da FIB e completados por alguns trabalhos de autores de referência.

2.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Actualmente a área do reforço e reabilitação de estruturas de betão tem tido um forte desenvolvimento em termos de técnicas e métodos. Este desenvolvimento foi fruto da necessidade sentida devido a várias razões, entre as quais se destacam a rápida degradação das estruturas, novas utilizações dadas a determinadas estruturas que implicam que as mesmas precisem de suportar cargas superiores àquelas para as quais haviam sido dimensionadas, deterioração dos materiais ou mesmo acidentes.

Métodos que conduzem ao aumento da secção transversal, diminuição do vão e pré-esforço externo são técnicas já bem desenvolvidas e estabelecidas. No entanto, todas requerem consideráveis recursos para serem implementadas. Uma técnica economicamente vantajosa é a colagem de chapas às superfícies exteriores de vigas e lajes ou o encamisamento de pilares. Estas chapas e encamisamentos são tradicionalmente feitas de aço e um número bastante elevado de estruturas têm sido reforçadas à flexão e à compressão usando estas técnicas.

Um desenvolvimento recente desta técnica em que se evitam os problemas do aço, tais como o seu elevado peso e pouca durabilidade a longo prazo, é a utilização de materiais compósitos reforçados com fibras contínuas de carbono, vidro ou aramida e designados na literatura internacional por materiais compósitos de FRP (Juvandes, 1999). A experiência tem revelado que embora estes materiais sejam

economicamente dispendiosos, existe uma redução do custo global comparando com as técnicas tradicionais quando levamos em conta factores como a trabalhabilidade, o fabrico e a durabilidade.

O desenvolvimento de materiais compósitos aplicáveis à construção civil conduziu à criação de perfis, varões, grelhas e cordões para pré-esforço fabricados em materiais compósitos. No entanto, à frente destas tecnologias está a utilização de materiais compósitos colados exteriormente para o reforço de estruturas de betão armado existentes (técnica EBR). As características mais importantes dos materiais compósitos nesta aplicação são:

- a) Reduzidos custos de mão-de-obra em contraposição com os elevados custos dos materiais;
- b) Constrangimentos curtos no tempo e pequenos no espaço;
- c) Elevada durabilidade a longo prazo.

Os compósitos de FRP colados exteriormente (técnica EBR) foram introduzidos como uma alternativa à colagem com chapas de aço em 1982. O início da investigação na área de fabrico de laminados para colagem deu-se na Suíça. A colagem de laminados de FRP desenvolveu-se de modo análogo à colagem de chapas de aço. Comparando com o aço, os FRP são mais leves, mais fáceis de aplicar e não corrosivos. Um desenvolvimento deste conceito foi introduzido no Japão através do fabrico *in situ* do FRP a partir dos seus dois componentes, fibra e polímero.

O desenvolvimento japonês nesta técnica e dos materiais de FRP conduziu a que estes dois tipos de FRP (pré-fabricados e curados *in situ*) passassem a fazer parte dos vários sistemas de reforço disponíveis no mercado. O aumento considerável da utilização destes sistemas em projectos de reforço é um indicador bem evidente dos benefícios desta tecnologia. No ponto 2.3 apresenta-se uma descrição detalhada destes dois tipos de sistemas de reforço.

Devido à importância em controlar o risco no que diz respeito à segurança pública, regulamentos e códigos para os materiais compósitos de FRP usados em estruturas de engenharia civil têm sido alvo de um grande desenvolvimento desde os anos 80. Os FRP são alvo de um tratamento distinto nos regulamentos e códigos tendo em conta os valores mais altos do seu módulo de elasticidade, E_f , e menor ductilidade em comparação com materiais convencionais tais como os metais. Sem a existência de regulamentos e códigos próprios, seria improvável que os FRP pudessem afirmar-se através de investigação limitada e de projectos demonstrativos. Testes com métodos padronizados e identificação de propriedades de materiais permitem minimizar as incertezas na performance e nas especificações dos FRP. Os códigos permitem que se projectem estruturas contendo FRP e consequentemente que estas sejam construídas e utilizadas com segurança e confiança.

Vários códigos e recomendações nesta área têm sido preparados no Canadá, Japão, EUA e Europa tendo por base os regulamentos de betão armado existentes com pequenas modificações. As modificações são directamente influenciadas pelas propriedades mecânicas do FRP, diferentes dos materiais comuns, e pelas equações empíricas baseadas na pouca experiência no reforço de estruturas com FRP. Actualmente existe pouca informação sobre o comportamento a longo prazo dos elementos de betão armado reforçados com FRP e o impacto dos FRP na durabilidade e portanto na segurança.

2.3 TÉCNICAS DE REFORÇO

Neste ponto, faz-se uma descrição das técnicas de reforço à flexão com sistemas compósitos de FRP através da técnica de colagem exterior e através da técnica de inserção na camada de recobrimento designadas na literatura internacional por EBR e NSM, respectivamente.

É importante estabelecer, desde já, a diferença entre dois conceitos: o produto e o sistema. Define-se produto como sendo um elemento produzido para a reparação e sistema como sendo a mistura de um ou mais produtos ou a utilização consecutiva de dois ou mais produtos. No caso dos compósitos de FRP, os produtos são, por exemplo, o laminado e o adesivo (ou a manta e a resina de impregnação) enquanto que o sistema é o compósito obtido pela ligação do laminado com o adesivo (ou da ligação da manta com a resina) (EN 1998).

Desde a antiguidade, o Homem aprendeu a juntar diferentes materiais entre si, recorrendo a outros a fim de concretizar a ligação (propriedade adesiva) como por exemplo a argila, o barro, as resinas vegetais, a clara do ovo e muitos outros. Nas suas civilizações, os Egípcios, os Gregos e os Romanos sem o conhecimento do “princípio da aderência”, utilizavam, na construção de madeira e de pedra, misturas adesivas como o sangue de animais e as resinas vegetais (Raknes, 1971). Com o passar do tempo, o princípio de colagem exterior foi evoluindo, ajustando-se, na construção civil, ao campo específico do reforço de estruturas de betão através da técnica de colagem de armaduras. O método é simples e baseia-se na adição de chapas ou placas de um dado material à superfície de elementos de betão, por aplicação ou injeção de um adesivo resultando numa estrutura com armadura de tracção adicional. O adesivo promove a ligação ao corte entre o betão e a armadura exterior, ao longo da interface de colagem, e transforma o conjunto numa estrutura composta. Como já foi dito atrás, esta técnica iniciou-se com a aplicação de armaduras metálicas, sobretudo com chapas de aço Fe360 de espessuras compreendidas entre 3 mm a 10 mm e larguras de 60 mm a 300 mm (D0144, 1997). Apesar do aço ser o material de reforço mais divulgado nas aplicações correntes de reabilitação e reforço, apresenta algumas desvantagens significativas que se podem resumir em três pontos (Täljsten, 1994; Meier, 1997):

- a) A dificuldade de montagem *in situ* do sistema, demasiado pesado, de colagem das chapas metálicas e agravado com a acessibilidade limitada nalguns casos (ex: pontes);
- b) O risco de corrosão na superfície da junta de ligação do aço ao adesivo;
- c) A necessidade de criação de juntas de ligação entre chapas, devido às limitações das dimensões para o seu transporte.

Recentemente, a técnica de colagem exterior recorre à aplicação de armaduras não metálicas, através de sistemas compósitos de FRP com as formas de laminados, mantas e tecidos. O reforço de estruturas pela técnica de colagem, em particular com armaduras não metálicas, foi testado, desde 1984, em centros de investigação como o *Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research* (EMPA) na Suíça, o *Federal Institute for Materials Testing* (MPA) e o *Institute for Building Materials, Concrete Construction and Fire Protection* (iBMB-Technische Universität Braunschweig) na Alemanha. Posteriormente, as suas potencialidades foram confirmadas em centros como o *Massachusetts Institute of Technology* (MIT) nos EUA e ainda noutros, no Canadá e no Japão. As armaduras de material compósito surgiram, na Europa, com a forma de laminados pré-fabricados de FRP e, no Japão e EUA, sob a forma de mantas e tecidos que só adquirem a consistência de um FRP após polimerização na colagem *in situ* ao elemento de betão. Na Tabela 2.1 estão ilustradas aplicações comuns de reforço com sistemas FRP.

A experiência na utilização da técnica de colagem de reforços quer metálicos quer de FRP a elementos de betão evidencia aspectos que merecem a atenção do projectista, destacando-se os seguintes:

- a) As técnicas são adequadas quando há deficiência nas armaduras existentes e só se as dimensões e a qualidade do betão dos elementos forem as desejáveis;
- b) Requer-se uma cuidadosa preparação das superfícies do betão e das chapas para garantir condições de boa ligação entre as chapas de reforço e o betão existente;
- c) Os problemas da transmissão de forças ao longo da interface de colagem podem ser atenuados, desde que se opte por um adesivo de epóxico com boa resistência ao corte (15 a 25 MPa) e se controle o nível das tensões de corte na interface, para não exceder a capacidade do betão que, geralmente, é o material condicionante do sistema (Täljsten, 1994);
- d) Aconselha-se aliviar a estrutura de todas as cargas variáveis e permanentes amovíveis durante a execução do reforço, de modo a garantir-se que as chapas adicionadas sejam mobilizadas para as cargas de serviço;
- e) As armaduras coladas devem ser protegidas contra a corrosão (quando metálicas) e a acção de um incêndio, para que, neste último caso, resistam ao fogo durante 30 minutos, no mínimo;
- f) O betão deve estar em boas condições, com adesão superficial superior a 1.5 MPa, excluindo-se os casos de betão deteriorado, de corrosão das armaduras e de betão delaminado (GTG21, 1990);

- g) Um reforço à flexão deve ter capacidade para mobilizar uma camada de compressão efectiva e a resistência ao corte, através da armadura existente ou por adição de outra exteriormente;
- h) Seleccionar um sistema de reforço comprovadamente testado;
- i) Intervenção de técnicos com experiência a nível da execução e do acompanhamento no tempo.

Recentemente, com o objectivo de aumentar a mobilização da capacidade resistente do FRP e impedir a rápida degradação dos reforços colados exteriormente, por se encontrarem expostos a impactos e à acção do ambiente, surgiu uma nova técnica de reforço que consiste na inserção de tiras de laminados de CFRP em rasgos executados no betão de recobrimento das armaduras de elementos estruturais (Blaschko et al., 1999; Barros et al., 2000; Täljsten et al., 2001; Kotynia, 2005). Esta técnica, designada por *near surface mounted* (NSM), embora ainda muito recente e a necessitar de investigação mais aprofundada, apresenta já resultados bastante positivos face à técnica tradicional de colagem destacando-se as seguintes vantagens (Fortes et al., 2002):

- a) Maior resistência ao fenómeno de *peeling*, dada a existência de dupla área de colagem do laminado e de este se encontrar confinado;
- b) Maior protecção face ao fogo e aos actos de vandalismo;
- c) Redução da quantidade de CFRP empregue;
- d) Redução da superfície de betão a tratar e do tempo de execução do sistema de reforço;
- e) Garantia da qualidade da superfície de betão onde o laminado será aplicado, devido ao facto do corte ser executado com equipamento mecânico.

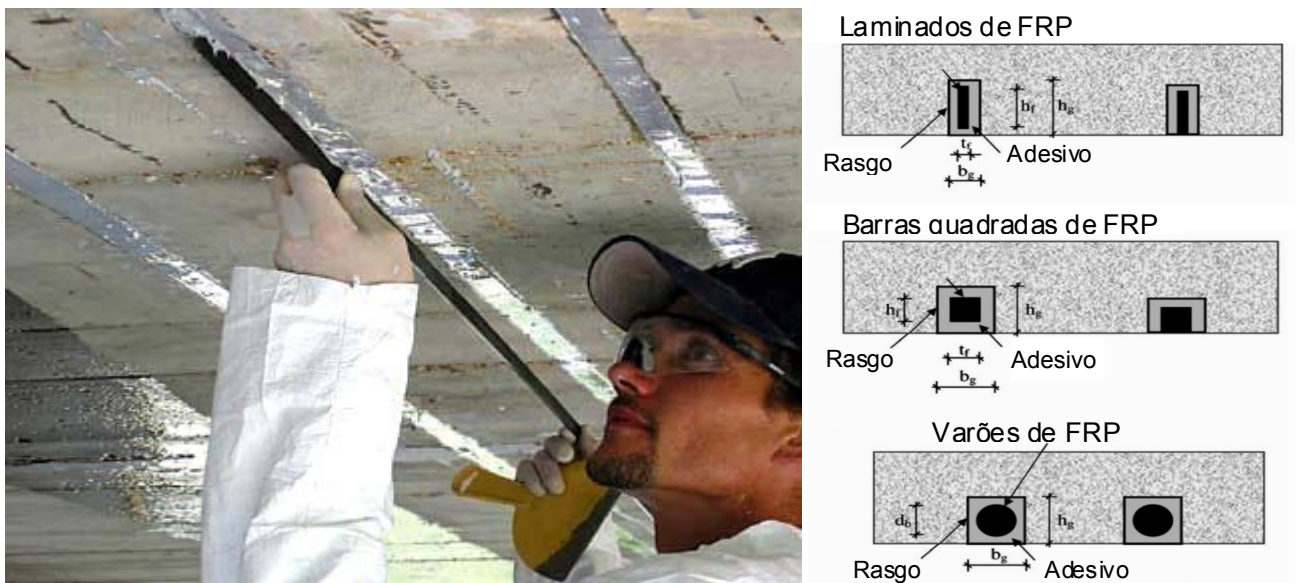
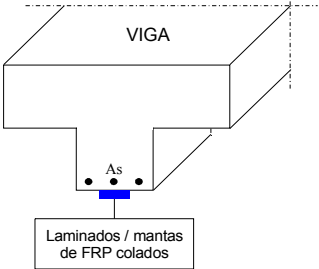
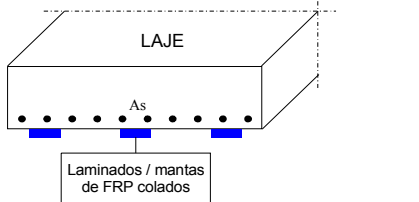
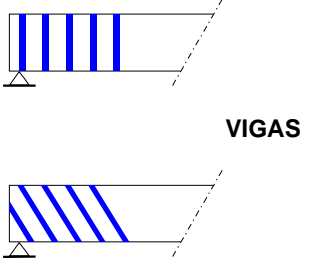
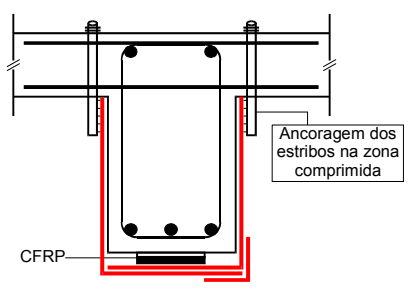
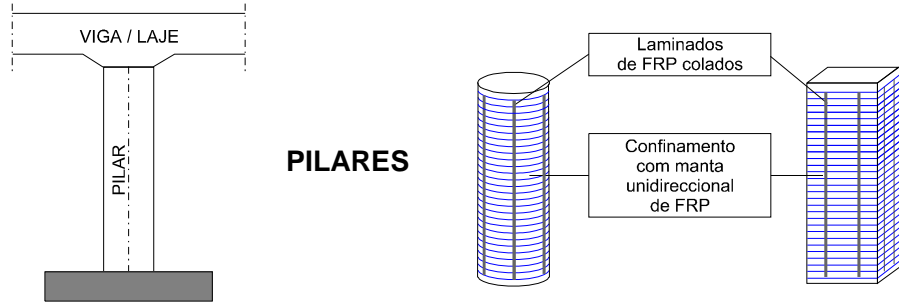
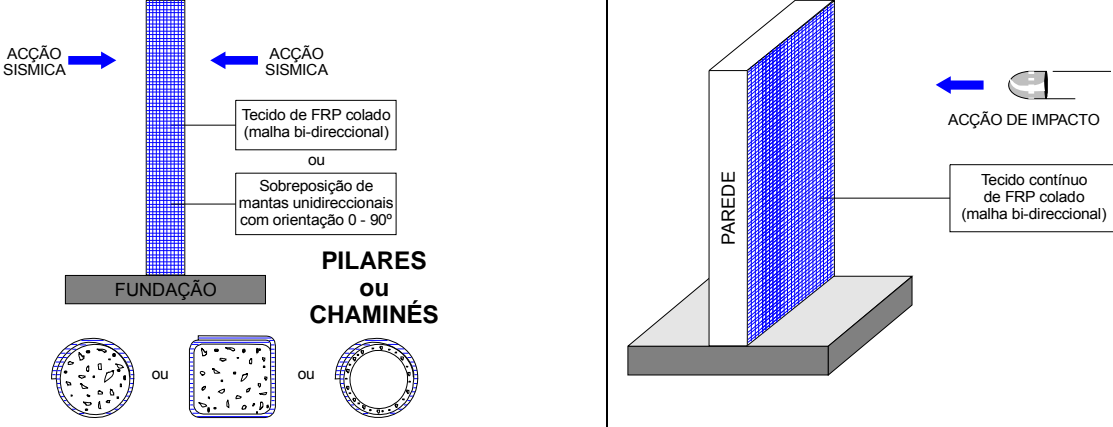


Figura 2.1 – Técnicas de colagem NSM de sistemas FRP (Juvandes et al., 2007)

Tabela 2.1 – Reforços com colagem de laminados, mantas e tecidos de FRP ao betão (Juvandes, 1999)

Sistema FRP	REFORÇO TIPO Comportamento / Forma / Estrutura	
LAMINADOS / MANTAS (unidireccionais)		
	FLEXÃO	
		
CORTE	FLEXÃO / CORTE	
		
	COMPRESSÃO / DUCTILIDADE	
TECIDOS (bi ou multidireccionais)		
	SISMO	IMPACTO / EXPLOSÃO

2.4 PROTECÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO - NORMA EN 1504

A reparação de estruturas de betão é uma área em que a normalização é escassa e a existente tem sofrido constantes actualizações. Nas últimas três décadas o Comité Europeu de Normalização (CEN) tem desenvolvido esforços no sentido de preparar normas completas e adequadas a este tipo de intervenção.

A norma EN 1504 (2004) reúne a informação sobre os produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. A norma está dividida em 10 partes, destacando-se a nona parte por conter os princípios gerais para o uso dos produtos e sistemas. O objectivo e as definições da norma expostos na primeira parte. Nas partes 2 a 7 são referidos os produtos e sistemas que permitem cumprir os princípios e métodos seleccionados de reparação e/ou reforço, com identificação e estabelecimento de valores para as propriedades relevantes em função do tipo de aplicação. As partes 8 e 10 tratam da avaliação da conformidade e da aplicação e controlo da qualidade (Ribeiro et al., 2000).

Por fugir do âmbito desta dissertação, a descrição exhaustiva das partes componentes da norma não é apresentada. Pode-se encontrar informação detalhada sobre esse tema no trabalho de Silva (2008).

Segundo o anexo informativo B incluído na ENV 1504-9 (1997) existem, pela ordem apresentada a seguir, quatro fases de reparação de uma estrutura de betão: a fase de diagnóstico, a fase deliberativa, a fase de dimensionamento e a fase de execução (Figura 2.2). Esta dissertação incide especialmente na fase de dimensionamento, mas, como se verá no ponto 2.8.2, as duas fases que a precedem são essenciais para a avaliação da estrutura existente e, consequentemente, para um dimensionamento adequado.

Na fase de dimensionamento define-se a solução a adoptar e pormenoriza-se a sua execução em peças desenhadas. Definem-se ainda as propriedades e requisitos dos produtos e sistemas, num documento elaborado pelo autor do projecto, onde se especificam as condições técnicas para a aplicação.

O detalhe e alguns comentários sobre as várias etapas expostas na Figura 2.2 que compõe o processo de dimensionamento de um sistema de reforço com FRP, é feito ao longo desta dissertação.

2.5 PROPRIEDADES DOS SISTEMAS FRP

As principais formas comercializadas para os FRP podem ser classificadas em dois grandes grupos, os sistemas pré-fabricados e os sistemas curados *in situ*, podendo estes últimos formar sistemas unidireccionais ou bidireccionais conforme a disposição das fibras no compósito (Juvandes, 1999).

2.5.1 Sistemas pré-fabricados

Os sistemas ditos “pré-fabricados” resultam da impregnação de um conjunto de feixes de fibras contínuas por uma resina termoendurecível, consolidadas por um processo de pultrusão com controlo da espessura e da largura do compósito. A orientação unidireccional e o esticamento das fibras conferem, ao

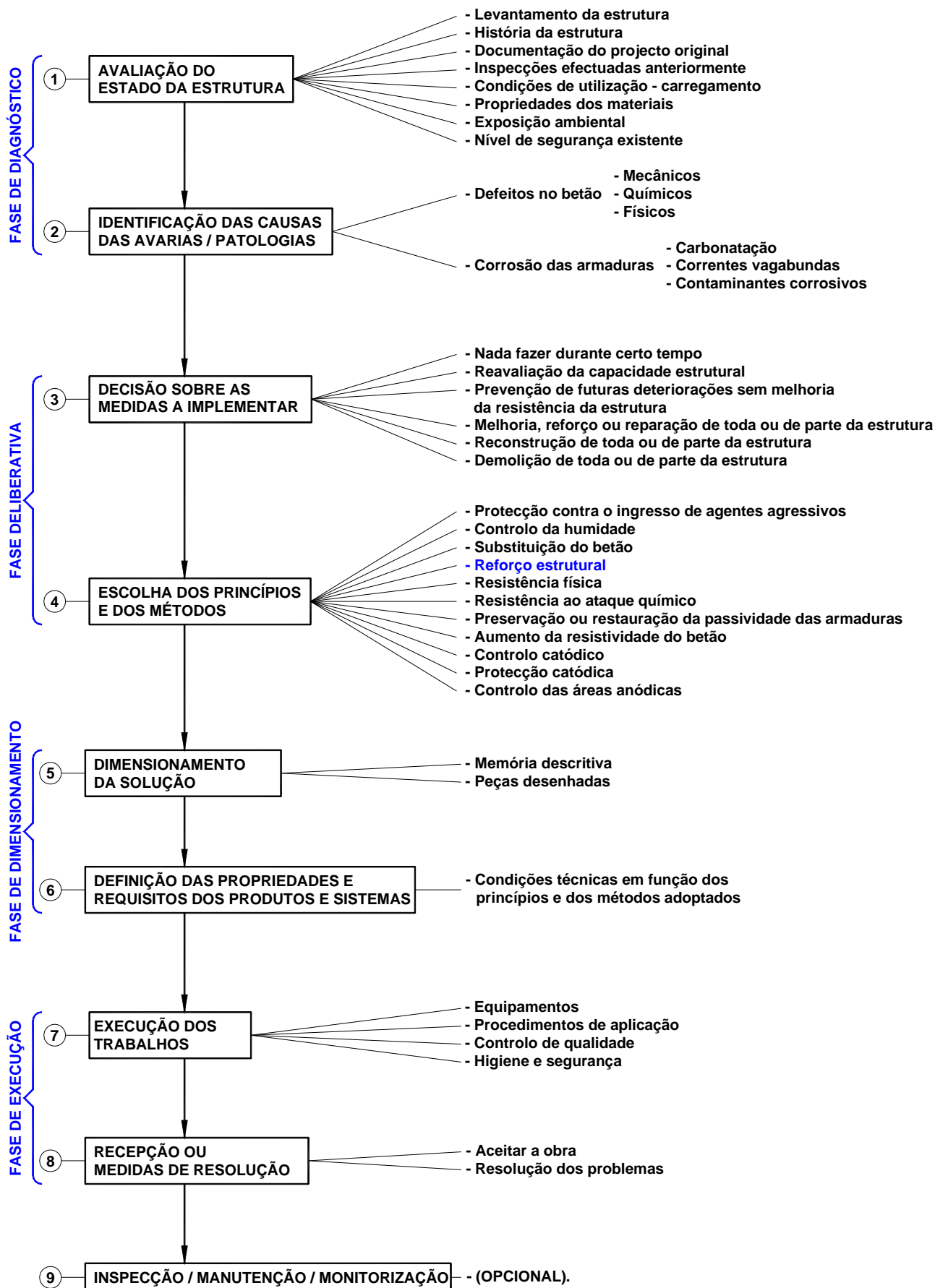


Figura 2.2 - Etapas dum processo de reparação de uma estrutura de betão (Silva, 2008).

sistema, a maximização da resistência e da rigidez na direcção longitudinal. Para as aplicações correntes em engenharia civil, a espessura do laminado é tipicamente de 1 a 2 mm sendo o armazenamento feito em rolos com comprimentos superiores a 50 metros. O volume de fibras no compósito é da ordem de 65% a 75% do volume do laminado, sendo as características mecânicas em geral baseadas na área bruta da secção transversal da lâmina. Conhecendo a percentagem de volume de fibras (V_f) e as propriedades mecânicas das fibras (f) e da matriz (m), é possível estimar as propriedades da lâmina (l) na direcção longitudinal, usando a “Regra da Mistura” (podendo ser desprezada a contribuição da matriz):

$$f_l \cong V_f \cdot f_f + (1 - V_f) \cdot f_m \cong V_f \cdot f_f \quad (2.1)$$

$$E_l \cong V_f \cdot E_f + (1 - V_f) \cdot E_m \cong V_f \cdot E_f \quad (2.2)$$

As características mecânicas e físicas dos laminados devem ser garantidas pelo fabricante com base em ensaios e em planos de controlo de qualidade. O agente adesivo, para colagem dos laminados ao betão, é em geral um material distinto da resina de saturação.

Nas fichas técnicas dos fabricantes referentes a estes sistemas de FRP, a espessura, a largura, o módulo de elasticidade, a tensão e a deformação na rotura do laminado (produto final) aparecem bem definidos e homologados. Por exemplo, se se pretende calcular a força nestes sistemas de FRP, isso é conseguido muito simplesmente pela equação (2.3).

$$F_f = f_f \cdot A_f = E_f \cdot \varepsilon_f \cdot n_f \cdot b_f \cdot t_f \quad (2.3)$$

2.5.2 Sistemas curados *in situ*

Os sistemas curados *in situ* são constituídos por feixes de fibras contínuas em forma de fios, mantas ou tecidos, em estado seco ou pré-impregnado. Uma resina de saturação tem as funções de impregnar o conjunto de fibras formando o sistema compósito após polimerização e, simultaneamente, de desempenhar as funções do adesivo efectuando a ligação ao substrato de betão. Segundo o conceito de FRP, este sistema só o será fisicamente após a execução do reforço, isto é, após a polimerização ou endurecimento da resina que é efectuado *in situ*. As mantas (ou folhas) unidireccionais são os sistemas mais aplicados na engenharia civil apresentando tipicamente espessuras de 0,1 a 0,2 mm e larguras entre 25 e 50 cm sendo armazenados em rolos de comprimento elevado (maior que 50 metros), sendo facilmente cortadas à tesoura com o comprimento desejado. As características mecânicas destes sistemas são baseadas na área da secção transversal das fibras já que a secção compósita (fibras + resina) pode não manter características de uniformidade. O processo de aplicação leva a um controlo da quantidade de fibras, não controlando a quantidade de resina. Podem ser aplicadas camadas sobrepostas de mantas para se obter a área de fibra necessária para o reforço de uma dada secção transversal. A secção transversal do

sistema FRP é obtida pelo produto da área de fibras da manta (espessura (t_f) x largura (b_f)), garantida pelo fabricante, vezes o número de camadas utilizadas (n_f). O módulo de elasticidade, E_l , e a resistência, f_l , são as correspondentes às fibras utilizadas.

$$A_f = n_f \cdot b_f \cdot t_f \quad (2.4)$$

Nas fichas técnicas dos fabricantes referentes a estes sistemas de FRP, a espessura, a largura, o módulo de elasticidade, a tensão e a deformação na rotura não se referem ao produto final (uma vez que esse só é obtido após a cura *in situ*), mas unicamente à fibra. Usando o mesmo exemplo que foi apresentado para os laminados, o cálculo da força nestes sistemas de FRP é feito usando uma espessura equivalente, $t_{f,eq}$, sugerida nas fichas técnicas dos fabricantes e o valor secante do módulo de elasticidade para atender ao facto de que, inicialmente, nem todas as fibras estão devidamente orientadas:

$$F_f = f_f \cdot A_f = E_{fk} \cdot \varepsilon_f \cdot n_f \cdot b_f \cdot t_{f,eq} \quad (2.5)$$

$$t_{f,eq} = \frac{\textit{peso}}{\gamma_f} \quad (2.6)$$

2.6 REGULAMENTAÇÃO ACTUAL DE DIMENSIONAMENTO

Os critérios de dimensionamento e os procedimentos de construção de reforços com colagens de sistemas de FRP são, actualmente, vagos e dispersos devido a factores como a novidade, a diversidade de formas do produto, os múltiplos campos de aplicação e a divergência de opiniões quanto aos seus objectivos. De um modo geral, os países sem documentações específicas sobre compósitos de FRP têm adoptado os critérios estabelecidos para os reforços colados com armaduras metálicas, recorrendo nos casos mais duvidosos, às conclusões e sugestões dos países mais avançados nesta área.

Um número elevado de investigadores e organizações têm vindo a trabalhar no processo de integração destas matérias nas aplicações de engenharia civil. Constata-se que, a nível mundial, este assunto despertou frentes de trabalho com algumas conotações geográficas peculiares. Assim, destacam-se três potenciais frentes de trabalho: O Japão interessado em alternativas de pré-esforço por pré-tensão e no reforço de estruturas aos sismos; a América do Norte motivada pelas soluções de problemas de durabilidade de pontes; e a Europa preocupada com a necessidade de preservar e reabilitar o património histórico edificado.

2.6.1 América do Norte

Na América do Norte, tanto os Estados Unidos, através do *American Concrete Institute* (ACI), como o Canadá, através do *Intelligent Sensing for Innovative Structures* (ISIS), apresentaram recentemente documentos normativos para o dimensionamento de sistemas de reforço com compósitos de FRP colados exteriormente a estruturas de betão armado.

O ACI tem no Comité 440 o seu grupo de investigadores na área dos sistemas compósitos de FRP. O documento mais recente apresentado por este grupo, é datado de Maio de 2002 e designa-se: “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures” (2002). Este documento encontra-se dividido em cinco partes. Na primeira parte são apresentados os objectivos, as definições e as notações. É ainda feita uma retrospectiva histórica sobre o uso dos FRP e apresentam-se as formas comerciais dos sistemas de reforço de FRP para colagem exterior. Na segunda parte são apresentadas informações sobre as propriedades físicas e mecânicas dos materiais que constituem os sistemas compósitos de FRP assim como informações sobre durabilidade e comportamento a longo prazo. Na terceira parte são apresentadas recomendações para o manuseamento, armazenamento, transporte, aplicação em obra e manutenção. Na quarta parte enunciam-se recomendações para dimensionamento à flexão, ao corte, à compressão, à tracção e ainda disposições construtivas e especificações de projecto. Na quinta parte são apresentados cinco exemplos de cálculo.

No Canadá foi criado o ISIS, em 1995, no âmbito do programa “Networks of Centres of Excellence” (NCE). O principal objectivo do ISIS é o de revolucionar os métodos de dimensionamento de estruturas tradicionalmente usados pelos engenheiros civis para que estes projectem estruturas cada vez mais “inteligentes” construindo estruturas com custos mais reduzidos, que requeiram menor manutenção e sejam mais duráveis. Para tal, deu-se grande relevo à utilização de materiais compósitos de FRP e à introdução de sensores de fibra óptica para monitorização das estruturas.

No que diz respeito ao tema que é objecto de estudo desta dissertação, o ISIS publicou em Setembro de 2001 o Manual de Dimensionamento nº.4 intitulado “Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers” (ISIS, 2001). A filosofia de dimensionamento apresentada nesta publicação baseia-se no código americano do ACI com pequenas diferenças como se verá mais adiante. Os temas abordados no documento do ISIS são os mesmos que os referidos anteriormente para a publicação do Comité 440 do ACI. Este manual de dimensionamento tem uma característica bastante interessante, que é o facto de no final de cada tema apresentar vários exemplos práticos tornando a compreensão dos critérios de dimensionamento expostos bastante clara.

2.6.2 Japão

O comité do betão da *Japanese Society of Civil Engineers* (JSCE) formou em 1989 um grupo de investigação para a área do reforço de estruturas com sistemas de FRP com o apoio da *Association of Composite materials using Continuous fiber for Concrete Reinforcement* (CCC). Em 1992 este grupo publicou uma compilação sobre o estado do conhecimento, baseado no trabalho realizado até então, intitulado “Application of Continuous Fiber Reinforcing Materials to Concrete Structures” (JSCE, 1992).

Em Outubro de 1993, publicou-se a tradução para a língua inglesa de um documento direccionado para o dimensionamento cuja versão original em japonês datava de Abril de 1992. A versão inglesa recebeu o título “State-of-the-Art Report on Continuous Fiber Reinforcing Materials” (*Concrete Engineering Series 3*).

Em 1996, um segundo grupo de investigação criado com a intenção de produzir um documento com propostas práticas de dimensionamento, publicou o resultado do trabalho desenvolvido, apresentando recomendações para o projecto e a aplicação em obra, ensaios normalizados, especificações e dados necessários para o uso de materiais compósitos de FRP. Em Setembro de 1997 apresentou-se a versão inglesa desse documento que recebeu o título “Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures using Continuous Fiber Reinforcing Materials” (*Concrete Engineering Series 23*).

Após o violentíssimo sismo que abalou a cidade de Kobe em 1995, os danos causados nas estruturas foram de tal modo graves, que as autoridades japonesas promoveram um programa de desenvolvimento para definir estratégias eficazes para o reforço sísmico das estruturas. Com a implementação deste programa, foi feito um grande investimento na área dos sistemas compósitos de FRP. Como resultado deste investimento, surgiram vários manuais com propostas para dimensionamento de reforços de estruturas de betão armado com estes sistemas. No sentido de uniformizar as propostas e torná-las mais abrangentes, a JSCE publicou em 2000 um documento intitulado “Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of CFRP Sheet” contendo propostas de dimensionamento que englobam a área do reforço e as da reabilitação e aumento de durabilidade para as estruturas de betão armado. Esta publicação assenta na avaliação da melhoria da performance das estruturas de betão armado através da adição de mantas e tecidos de FRP. Avalia-se assim a contribuição que o sistema de reforço de FRP tem em termos de capacidade resistente da estrutura de betão armado à flexão e ao corte além da contribuição em termos de ductilidade e durabilidade. Este documento da JSCE inclui ainda recomendações sobre o manuseamento, transporte, armazenamento e aplicação em obra, assim como, o tipo de ensaios a que os materiais que compõe o sistema compósito devem ser sujeitos.

Em Setembro de 1999, a *Japan Building Disaster Prevention Association* (JPDPA) publicou um documento intitulado “Seismic Retrofitting Design and Construction Guidelines for Existing Reinforced Concrete (RC) Buildings with FRP Materials”. Esta publicação baseia-se nas normas de Abril de 1977, revistas em Dezembro de 1999, intituladas “Seismic Capacity Evaluation Standards and Guidelines for Seismic Rehabilitation of RC Buildings”.

Este documento da JPDPA fornece informação sobre as características dos materiais de FRP habitualmente usadas no Japão assim como especificações sobre o seu manuseamento e aplicação. Inclui,

ainda, recomendações para o dimensionamento e disposições construtivas com especial ênfase para o reforço ao corte de pilares e vigas e para o detalhe da amarração.

2.6.3 Europa

Em Dezembro de 1996, o, na altura designado *Comité Euro-International du béton* (CEB), formou um grupo de trabalho com o objectivo principal de elaborar critérios de dimensionamento para o reforço de estruturas com sistemas compósitos de FRP, respeitando o formato do CEB-FIP *Model Code* (1993), e do Comité Europeu de Normalização (CEN) 1991 - Eurocódigo 2 (EC2). Após a fusão do CEB e da *Fédération Internationale de la Précontrainte* (FIP) originando a *Fédération Internationale du Béton* (FIB) em 1998, este grupo de trabalho passou a designar-se *FIB task group 9.3 - FRP Reinforcement for concrete structures in Commission 9 Reinforcing and Prestressing Materials and Systems*. Este grupo de trabalho é constituído por 60 membros representando as principais universidades europeias, institutos de investigação e indústrias que se dedicam à área do reforço de estruturas de betão armado com materiais compósitos de FRP, assim como, por representantes do Canadá, dos EUA e do Japão. O grupo de trabalho encontra-se dividido em 5 sub-grupos, sendo o sub-grupo referente ao tema abordado nesta dissertação (reforço por colagem) dirigido actualmente por Luc Taerwe, da universidade de Ghent na Bélgica.

Este sub-grupo publicou em Julho de 2001 um relatório técnico que designou de “bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures” (2001) que fornece critérios de dimensionamento para a utilização de reforços de FRP colados exteriormente a elementos de betão armado, recomendações para aplicação em obra e critérios de controlo de qualidade. Este documento é apenas uma proposta normativa, apresentando em vários tópicos expressões e procedimentos que precisam de ser revistos e necessitando de maior comprovação prática.

Este documento é, até à data, o documento com propostas de dimensionamento mais abrangente, alertando o projectista para uma série de verificações de segurança, que não são mencionadas nas outras propostas, e que não deverão ser negligenciadas.

Em Portugal, há três centros de investigação: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Instituto Superior Técnico (IST) e Universidade do Minho (UM) que têm vindo a estudar os vários aspectos associados aos projectos 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). Como ainda não existe regulamentação nacional específica nesta matéria, os investigadores portugueses adoptam as propostas normativas internacionais que consideram mais adequadas à situação e problema em análise. Os documentos fornecidos pelos representantes dos sistemas também são, muitas vezes, a base dos procedimentos de cálculo dos projectos de reforço.

No entanto, apesar do carácter provisório e incompleto da maioria das recomendações para dimensionamento de reforços de FRP para estruturas de betão armado, a existência de regulamentação para o reforço de estruturas de madeira, pedra ou aço é ainda mais escassa.

Como definição de critérios de dimensionamento e de procedimentos adicionais de verificação de segurança para projectos de reforço e/ou reabilitação de estruturas, destacam-se ainda as seguintes publicações:

- 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) Documentos da *Swiss Society of Engineers and Architects* (SIA): (D0128, 1995; D0144, 1997);
- c) Relatórios técnicos da *Concrete Society* da Grã-Bretanha: *Technical Report 55* (2000) e *Technical Report 57* (2003).
- d) Documento do Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR): *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures* (2004).

Para além destes documentos há, ainda, referências na literatura técnica a outras duas propostas com recomendações para projecto: a Sueca (Täljsten, 2003) e a Suíça (Vogel et al., 2003). Porém, conforme consta da revisão do estado da arte realizada pelo Comité 440 do ACI (2006) existem já 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).

Nesta dissertação não vão ser analisados todos estes documentos, tendo-se dedicado especial atenção à proposta europeia da FIB (2001) e à norte-americana do ACI (2002).

2.7 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE VIGAS REFORÇADAS À FLEXÃO

O estudo do reforço à flexão de vigas de betão armado pela técnica EBR foi iniciado por Meier et al. (1991). Ao longo dos primeiros anos de desenvolvimento desta técnica realizaram-se muitos trabalhos de investigação na Europa, nos EUA e no Japão com significativos progressos alcançados. O contributo de Portugal, para o estudo desta técnica, teve início no final da década de 90 com os trabalhos, quase simultâneos, de Nsambu (1997) no IST, e de Juvandes (1999) na FEUP. A esses trabalhos nacionais pioneiros seguiram-se outros, nas mesmas instituições, acabando por se alargar o interesse neste assunto a grupos de investigação da Universidade Nova de Lisboa (UNL), da Universidade do Minho (UM), da Universidade de Coimbra (UC) e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) (Rodrigues, 2004).

Os primeiros trabalhos de Meier et al. (1991) permitiram validar a utilização do método da compatibilidade de deformação na análise de uma secção reforçada tendo ainda desenvolvido um modelo analítico de interpretação da zona de amarração do compósito.

O uso de mantas e tecidos de FRP no reforço à flexão de vigas de betão armado em substituição dos sistemas laminados foi posteriormente analisado, entre outros, por Triantafillou et al. (1992). Estes mesmos autores concluíram que o comportamento à flexão de vigas de betão armado EBR podia ser adequadamente obtido pela teoria clássica de análise plana de secções desde que fossem evitadas ruínas prematuras do sistema de reforço (destacamento do FRP). A identificação dos possíveis modos de ruína prematuros constituiu um dos aspectos mais relevantes dos trabalhos desenvolvidos, uma vez que essas ruínas são geralmente frágeis e podem ocorrer para níveis de carga pouco significativos.

Mas, nessa fase inicial, as diversas contribuições experimentais permitiram, também, tipificar o comportamento geral de vigas de betão armado reforçadas à flexão. De modo simplificado pode caracterizar-se esse comportamento através de uma relação multilinear carga-deslocamento, esquematizada na Figura 2.3. Segundo este gráfico, o comportamento da estrutura pode ser dividido em quatro estados distintos:

- a) O estado 1 corresponde ao comportamento elástico da estrutura e permanece válido até se atingir, numa secção, a resistência à tracção do betão, desenvolvendo-se, então, a fendilhação.
- b) O estado 2 caracteriza-se pelo comportamento elástico das armaduras de aço e pela propagação da fendilhação no betão. As tensões de tracção desenvolvidas na secção distribuem-se, essencialmente, pelas armaduras ordinárias e pelo sistema de FRP.
- c) O estado 3 inicia-se com a plastificação das armaduras de aço. Os incrementos de tensão de tracção são absorvidos pelo sistema de FRP até o betão comprimido atingir a sua resistência máxima.
- d) No estado 4 pode ocorrer o destacamento do FRP antes do esmagamento do betão ou vice-versa (esmagamento do betão seguido de rotura no FRP). Factores tão diversos como, por exemplo, a classe do betão, a percentagem de armaduras ordinárias e a percentagem de reforço aplicada influenciam este comportamento geral.

Esses estudos demonstraram, ainda, que o uso de sistemas de CFRP (mantas ou laminados) no reforço à flexão de vigas conduzia a um aumento da resistência da estrutura, mas que essa melhoria era acompanhada, geralmente, por uma redução na sua ductilidade, como se pode observar na Figura 2.4. Na opinião de Buyukozturk et al. (1998), essa perda de ductilidade da viga reforçada relaciona-se com o modo de ruína ocorrido.

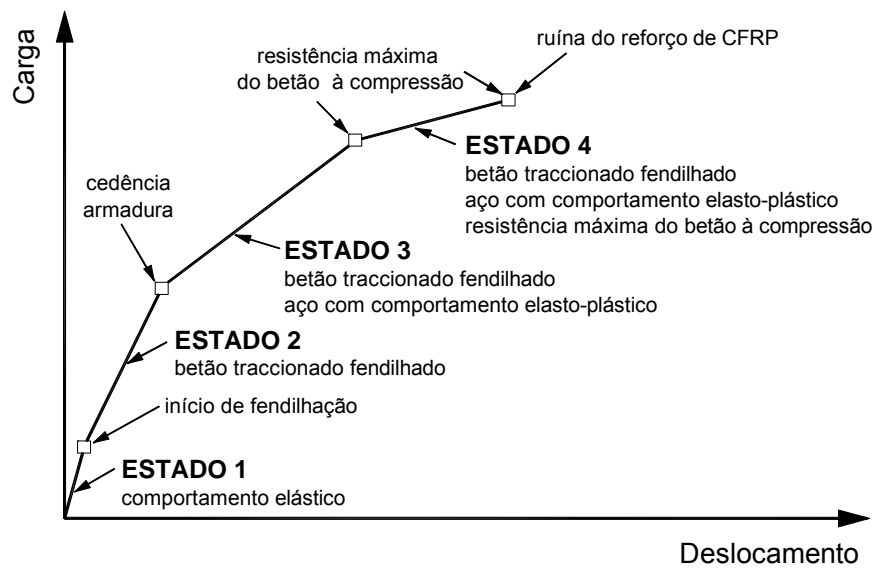
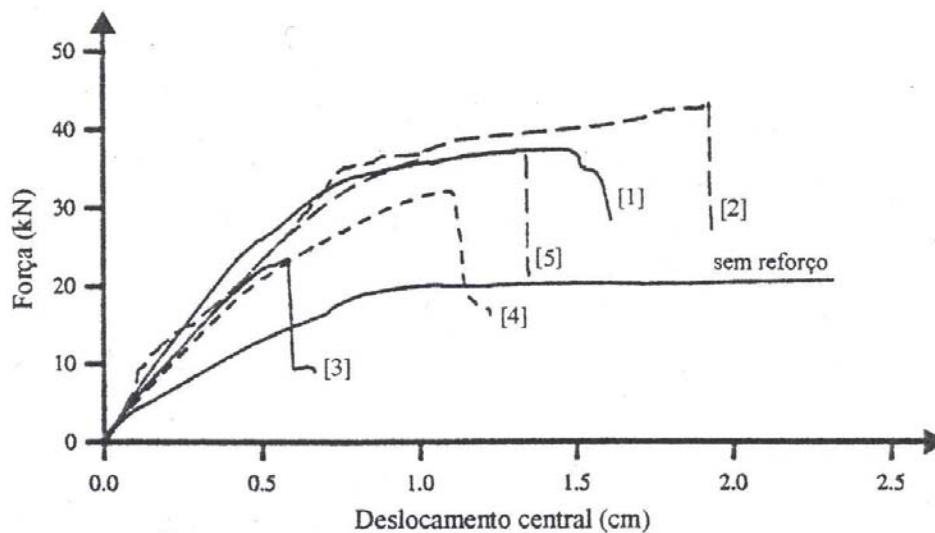


Figura 2.3 - Relação multilinear carga-deslocamento central em vigas reforçadas (Ross et al., 1999).

Da observação da Figura 2.4 constata-se que o modo de ruína por corte na viga pode ocorrer para um valor pouco significativo de carga se não for tomada nenhuma medida para o prevenir. Este facto é, normalmente, consequência da execução do reforço à flexão da viga, pois esse reforço destina-se, frequentemente, a aumentar a sua capacidade de carga, da qual resulta, na maioria das vezes, um acréscimo de esforço transversal.



- [1] - Cedência da armadura e rotura do FRP
- [2] - Rotura à compressão do betão
- [3] - Ruína por corte na viga
- [4] - Delaminação do betão ao nível da armadura
- [5] - Destacamento parcial do FRP nas fendas de corte ("shear-peeling")

Figura 2.4 – Comportamento à flexão de vigas reforçadas com CFRP (Buyukozturk et al., 1998).

Nesta situação é recomendável, também, a realização do reforço ao corte do elemento estrutural que pode ser efectuado, também, com compósitos de 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 como se pode ver na Figura 2.5a, ou segundo a normal às potenciais fendas de corte (Figura 2.5b), sendo normalmente concebido através de colagem de mantas de CFRP em forma de “U” ou de laminados pré-fabricados de CFRP em forma de “L”.

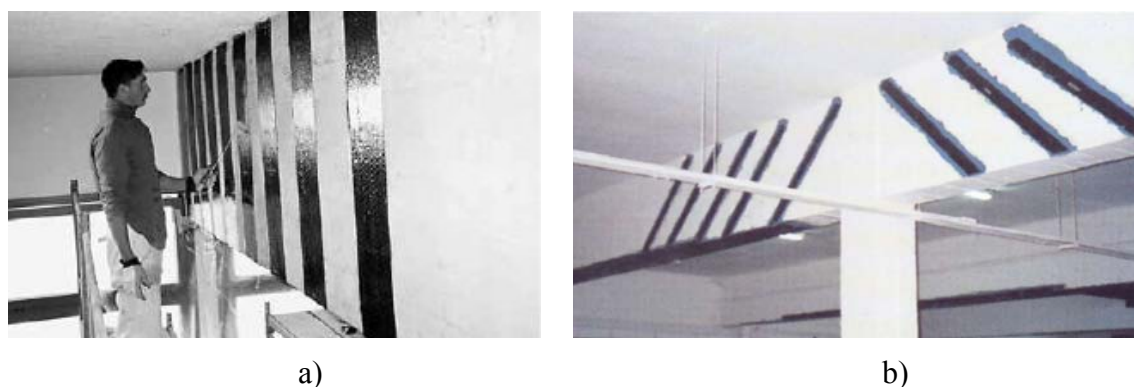


Figura 2.5 – Exemplos de reforço ao corte de vigas com sistemas de CFRP (S&P).

Realizaram-se vários estudos experimentais e analíticos sobre o uso de FRP neste tipo de reforço, de modo a avaliar a eficácia dos mesmos para diferentes configurações (envolvendo a secção, em “U”, apenas nas faixas laterais), com distribuições distintas do sistema de CFRP (contínuas e discretas) e com diversas orientações das fibras (numa única camada, ou por sobreposição de várias camadas). Dentre as inúmeras pesquisas destacam-se os trabalhos de Khalifa et al. (1998; 2000), de Triantafillou et al. (2000) e, mais recentemente, de Täljsten (2003) e de Chen et al. (2003).

O dimensionamento do reforço ao corte de vigas de betão armado por EBR pode ser efectuado, actualmente, mediante as propostas da FIB (2001) ou do ACI (2002).

A redução da ductilidade no comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão com compósitos de CFRP é ainda influenciada pela percentagem de reforço utilizada. Este aspecto foi reportado por Kelley et al. (2000), esclarecendo que, à medida que a percentagem de reforço aumenta, diminui a deformação da viga devido ao acréscimo da rigidez, cresce ligeiramente a carga correspondente ao início de fendilhação e, naturalmente, a capacidade de carga da viga é maior (Figura 2.6a).

Um outro factor que pode influenciar o comportamento do elemento reforçado é a deformação existente no elemento aquando da execução do reforço. No esquema ilustrado na Figura 2.6b, essa deformação resulta do momento flector M_0 instalado na secção de betão no momento em que se executa o reforço. Esse momento flector M_0 é equilibrado pela força resultante das tensões de compressão que se desenvolvem na parte superior da secção e pela força resultante das tensões de tracção F_{s0} que,

simplificadamente, se considera actuando apenas na armadura ordinária. Após a execução do reforço, os acréscimos de tracção provenientes dos momentos flectores actuantes nessa mesma secção passam a ser repartidos pelo sistema de FRP e pelas armaduras ordinárias até que estas plastificam (F_{sy}) quando se instala o momento flector, $M_{y,S}$. Todos os consequentes aumentos de tracção originam um acréscimo de força, unicamente, no sistema FRP até que se atinja a rotura da secção ($M_{d,S}$).

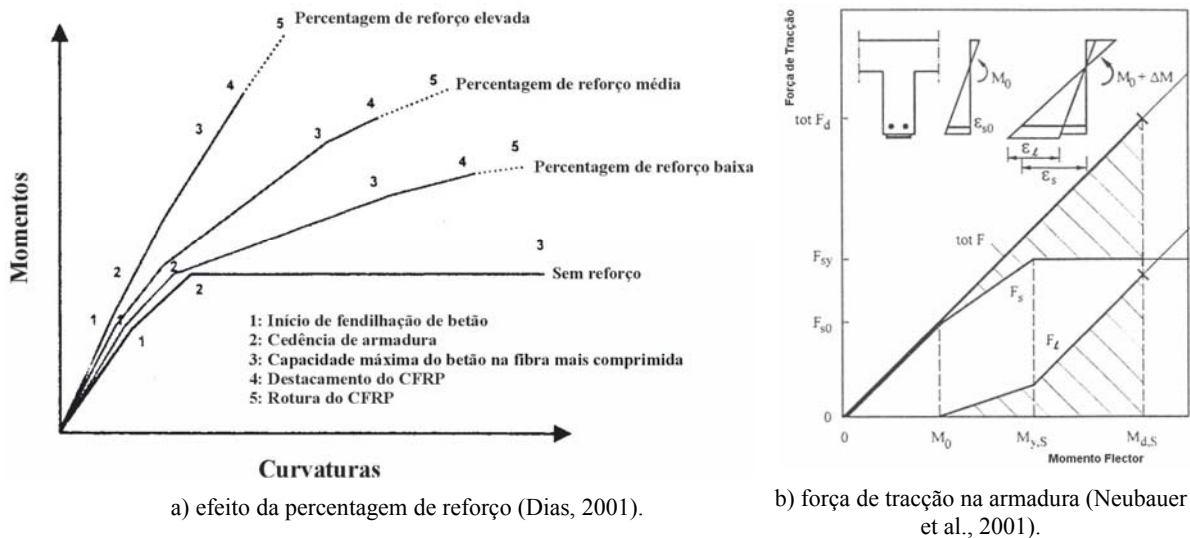


Figura 2.6 - Factores que afectam o comportamento à flexão de vigas reforçadas com CFRP.

A contribuição do FRP e o modo de ruína do elemento estrutural dependem da grandeza do momento instalado M_0 na secção aquando da execução do reforço. Do exposto depreende-se ainda que a contribuição efectiva do reforço ocorre após a cedência da armadura de aço, demonstrando simultaneamente que a percentagem de armadura ordinária da viga reforçada influencia o comportamento geral da viga.

Os progressos alcançados nestas primeiras pesquisas permitiram aumentar a eficiência desta técnica de reforço e conduziram ao estabelecimento de critérios de dimensionamento. Tal só foi possível após a identificação e compreensão dos diversos modos de ruína e da caracterização da interface betão-compósito de CFRP, em particular, da zona de amarração do compósito.

2.7.1 Modos de ruína

A identificação e análise dos diversos modos de ruína que poderão ocorrer quando se ensaia à flexão uma viga de betão armado, reforçada com sistemas de CFRP pela técnica EBR, reveste-se de enorme importância para a definição de critérios de dimensionamento e de verificação da segurança.

Ao observar a Figura 2.3 e a Figura 2.4 torna-se claro que a capacidade de carga do elemento reforçado pode variar bastante consoante o modo de ruína obtido, podendo este ocorrer no “Estado 2” (sem plastificação das armaduras) ou nos “Estado 3” ou “Estado 4”. O comportamento desejável é aquele

em que o modo de ruína da viga se traduza pela cedência das armaduras ordinárias de aço acompanhado por esmagamento do betão comprimido, enquanto o FRP permanece intacto. Porém, na maioria das vezes este comportamento ideal não é possível, sendo necessária a avaliação dos diversos cenários de ruína prováveis de modo a evitarem-se modos indesejáveis de rotura.

Em consequência das diversas investigações experimentais realizadas foi, então, possível identificar os diversos modos de ruína, que se encontram esquematizados na Figura 2.7.

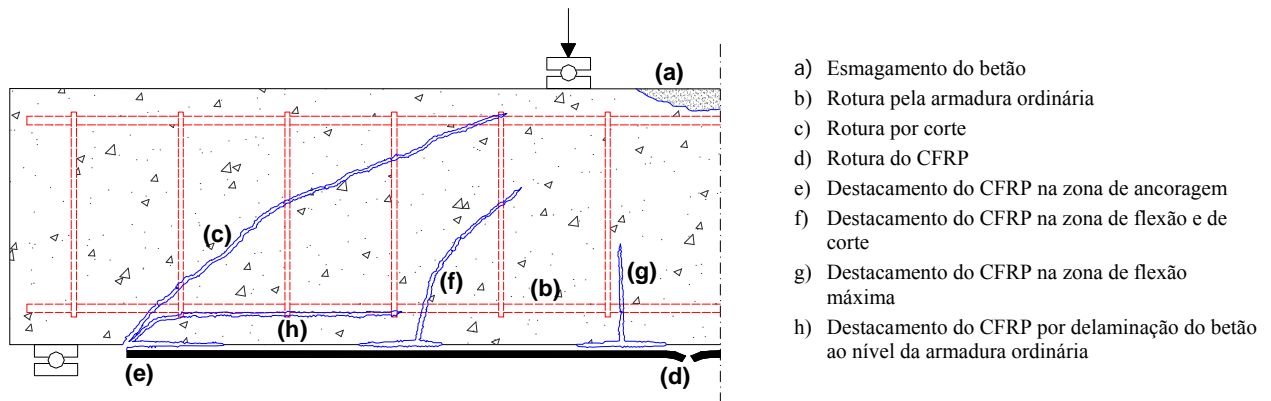


Figura 2.7 - Modos de ruína de vigas reforçadas à flexão com CFRP (Buyukozturk et al., 2004).

Os possíveis modos de ruína foram sintetizados por Juvandes (1999) em três grupos:

- a) Ruínas clássicas das estruturas de betão armado ou pré-esforçado (a, b, e e c na Figura 2.7);
- b) Ruínas dos novos materiais adicionados (d na Figura 2.7);
- c) Ruínas por destacamento do CFRP (*peeling-off* na literatura técnica) na interface betão-compósito (e, f, g e h na Figura 2.7).

Relativamente a este último grupo de ruínas, Juvandes (1999) classifica-as como prematuras devido à perda de acção do sistema de FRP devendo ser evitadas pois são do tipo frágil, ou seja, ocorrem de modo brusco e repentino.

As diferentes formas de destacamento do compósito de CFRP ocorrem em regiões com elevada concentração de tensões, normalmente relacionadas com a existência de descontinuidades materiais e com a presença de fendas (Buyukozturk et al., 2004). O *bulletin* 14 da FIB (2001), baseado no trabalho de Blaschko et al. (1998), identifica os diferentes tipos de destacamento do CFRP em função da secção em que se inicia o destacamento. Assim, tem-se:

- a) Destacamento do sistema de FRP na zona de amarração, sem fendilhação do betão, por rotura no substrato de betão devido a elevadas tensões de corte. Esse destacamento pode ocorrer na camada superficial de betão (espessura de recobrimento) ou junto às armaduras ordinárias por delaminação do betão (e e h na Figura 2.7);

- b) Destacamento do sistema de FRP motivado por fendas de flexão (zona central da viga). As fendas verticais de flexão no betão devido à sua excessiva abertura podem propagar-se horizontalmente pela interface betão-compósito provocando o destacamento do reforço em zonas afastadas da extremidade do compósito (g na Figura 2.7);
- c) Destacamento do sistema de FRP causado por movimentos horizontais e verticais nas faces das fendas - zona de fendilhação por flexão e corte (f na Figura 2.7);
- d) Destacamento do sistema de FRP originado por irregularidades na superfície de betão, principalmente se ocorrer na zona mais traccionada do compósito (Juvandes, 1999).

O destacamento do sistema de FRP pode ocorrer, ainda, no interior dos materiais que compõem o reforço (adesivo/resina ou laminado) ou nas diferentes interfaces (betão-adesivo ou adesivo-laminado de FRP), conforme se ilustra na Figura 2.8.

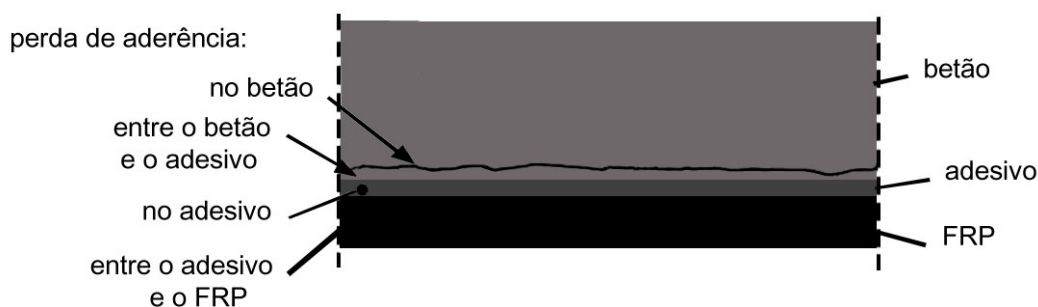


Figura 2.8 - Diferentes interfaces para a ruína por perda de aderência

No que diz respeito à interface onde se dá o descolamento, ela pode localizar-se na camada de recobrimento de betão, nas interfaces betão/adesivo e adesivo/FRP (falha de adesão), no adesivo (falha de coesão) e no interior do FRP (rotura interlaminar por corte).

Na camada de recobrimento de betão: Ruínas mais vulgares devido às elevadas resistências de corte dos adesivos quando comparadas com as dos betões. Caracteriza-se por destacamento do betão próximo da superfície ou ao longo de uma camada mais frágil (exemplo: camada de armadura).



Figura 2.9 – Diferentes linhas de perda de aderência no betão

Para secções reforçadas por colagem exterior de sistemas de FRP, a delaminação devida a tracções na camada de recobrimento começa a desenvolver-se na zona das fendas de flexão propagando-se até à extremidade do reforço (Arduini et al., 1997). Este fenómeno é diferente do caso das chapas de aço onde a delaminação normalmente começa na extremidade da chapa devido a concentração de tensões e se propaga em direcção à linha central da viga (Roberts et al., 1989). Devido ao facto das armaduras ordinárias definirem uma descontinuidade na aderência num plano horizontal, a área reduzida de betão de recobrimento destaca-se do resto da viga. Esta situação está ilustrada na Figura 2.10. A aplicação de presilhas a envolver o reforço à flexão tem-se mostrado uma solução eficiente para prevenir este tipo de delaminação, especialmente quando distribuídas ao longo do comprimento do elemento estrutural. Se as presilhas forem apenas adicionadas ao longo do comprimento de amarração, servem apenas como dispositivo de segurança.

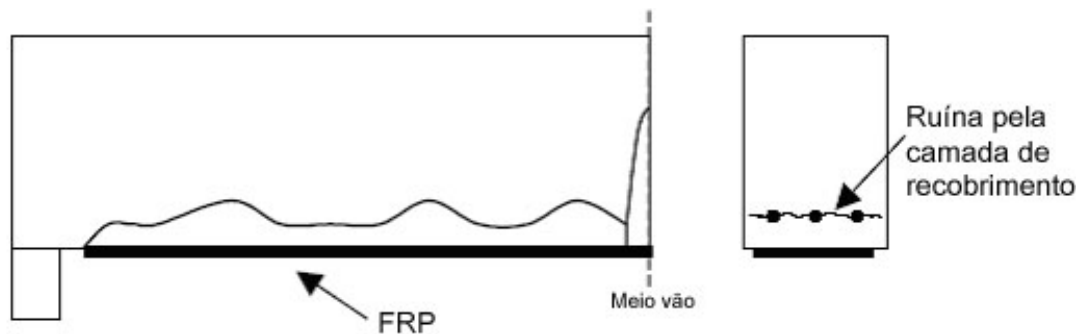


Figura 2.10 – Delaminação causada por destacamento da camada de betão de recobrimento.

Nas interfaces betão/adesivo e adesivo/FRP (falha de adesão): As perdas de aderência nas interfaces entre o betão e o adesivo e entre o adesivo e o FRP só ocorrerão se houver insuficiente preparação da superfície durante o processo de aplicação do sistema de reforço, porque a resistência coesiva das resinas epoxy é mais baixa que a sua resistência de adesão.

No adesivo (falha de coesão): Como a resistência à tracção e ao corte dos adesivos (resinas epoxy) é normalmente maior que a capacidade resistente à tracção e ao corte do betão, a ruína irá ocorrer normalmente pelo betão. Neste caso, uma fina camada de betão (uma espessura de poucos milímetros) irá manter-se colada ao FRP. A perda de aderência só ocorrerá no adesivo se a sua resistência cair para valores inferiores à do betão como acontece quando o elemento estrutural é sujeito a altas temperaturas ou quando o betão possuir uma resistência elevada.

No interior do FRP (ruína interlaminar por corte): Devido ao facto de o próprio FRP ser um material compósito, podem ocorrer perdas de aderência no interior do FRP entre as fibras e a resina. Este mecanismo de ruína, como pode ser explicado pela mecânica da fractura, ocorrerá desde que a propagação de fendas no FRP seja energeticamente mais fácil de ocorrer do que no betão. Isto pode

acontecer com betões de altas resistências. No entanto, ruína interlaminar é um modo de ruína secundário que ocorre depois da perda de aderência se ter iniciado no betão, e, portanto, normalmente não é determinante na avaliação da resistência de aderência.

Na opinião de Buyukozturk et al. (2004) ao dimensionar-se uma ligação colada é preferível que o destacamento ocorra por propagação de fendas num dos materiais constituintes do que numa das interfaces. Se assim for, a resistência da ligação colada é ditada pelo valor máximo da aderência entre os materiais envolvidos. No caso da ligação betão-compósito a resistência máxima corresponderá à menor das seguintes: resistência ao corte e à tracção da camada superficial do betão, resistência coesiva do adesivo e resistência interlaminar do compósito (Juvandes, 1999).

A identificação dos modos de ruína, em especial, as ruínas prematuras, conduziu as investigações para a caracterização das causas e dos mecanismos envolvidos neste tipo de roturas. Muitas equipas de investigação concentraram, então, os seus esforços, na análise do comportamento da interface betão-compósito. Entre as causas mais comuns que podem conduzir a ruínas por perda de aderência destacam-se a baixa qualidade da aplicação do EBR, as tensões de aderência na zona da amarração, a transferência de forças na interface e o *crack bridging*.

(i) *Baixa qualidade da aplicação do EBR*

A capacidade resistente de aderência fica muito reduzida no caso da aplicação do reforço não ser a adequada. Isso gera pontos fracos com perdas de aderência localizadas que são muitas vezes o início de uma futura ruína. Para evitar que aconteçam perdas de aderência por execução deficiente, devem ser respeitados critérios de controlo de qualidade da aplicação com especial destaque para:

- a) Adequada reparação do betão
- b) Adequada preparação da superfície de betão
- c) Regularização de superfícies não planas (côncavas, etc.)

Para maior detalhe sobre o controlo de qualidade da aplicação de sistemas compósitos de FRP colados exteriormente a elementos de betão armado, aconselha-se a consulta dos trabalhos de Matthys (2000), Juvandes et al. (2007) e o bulletin 14 da FIB (2001).

(ii) *Zona de amarração*

Nesta zona surgem picos de tensões de aderência na interface (Figura 2.11b). Se se exceder um valor crítico da tensão de corte rasante, ocorrerá ruína na zona da amarração por *peeling* (Figura 2.11c). Se surgirem fendas de corte, o plano de ruína por perda de aderência movimentar-se para o interior provocando destacamento do betão ao nível da armadura interior de tracção (Figura 2.11c). Para prevenir

este tipo de ruína e mesmo a queda do reforço após perda total de aderência, aconselha-se a adopção de sistemas de ancoragem exterior que podem ser de natureza diversa. Estudos anteriores na área do reforço por colagem exterior de chapas de aço e FRP têm demonstrado que o corte na interface e a distribuição de tracções fora do plano (*peeling*) na vizinhança da extremidade da chapa é significativamente diferente da distribuição média de tensões (Malek et al., 1998), como se comprova na Figura 2.12. Nas situações onde o *peeling* é a causa da ruína, a diferença entre as tensões locais e a tensão média explica parcialmente a delaminação. No caso da zona de amarração para mantas de FRP coladas exteriormente, a distribuição de tensões exposta na Figura 2.12 pode não ser muito relevante devida à pequena espessura do adesivo e do laminado.

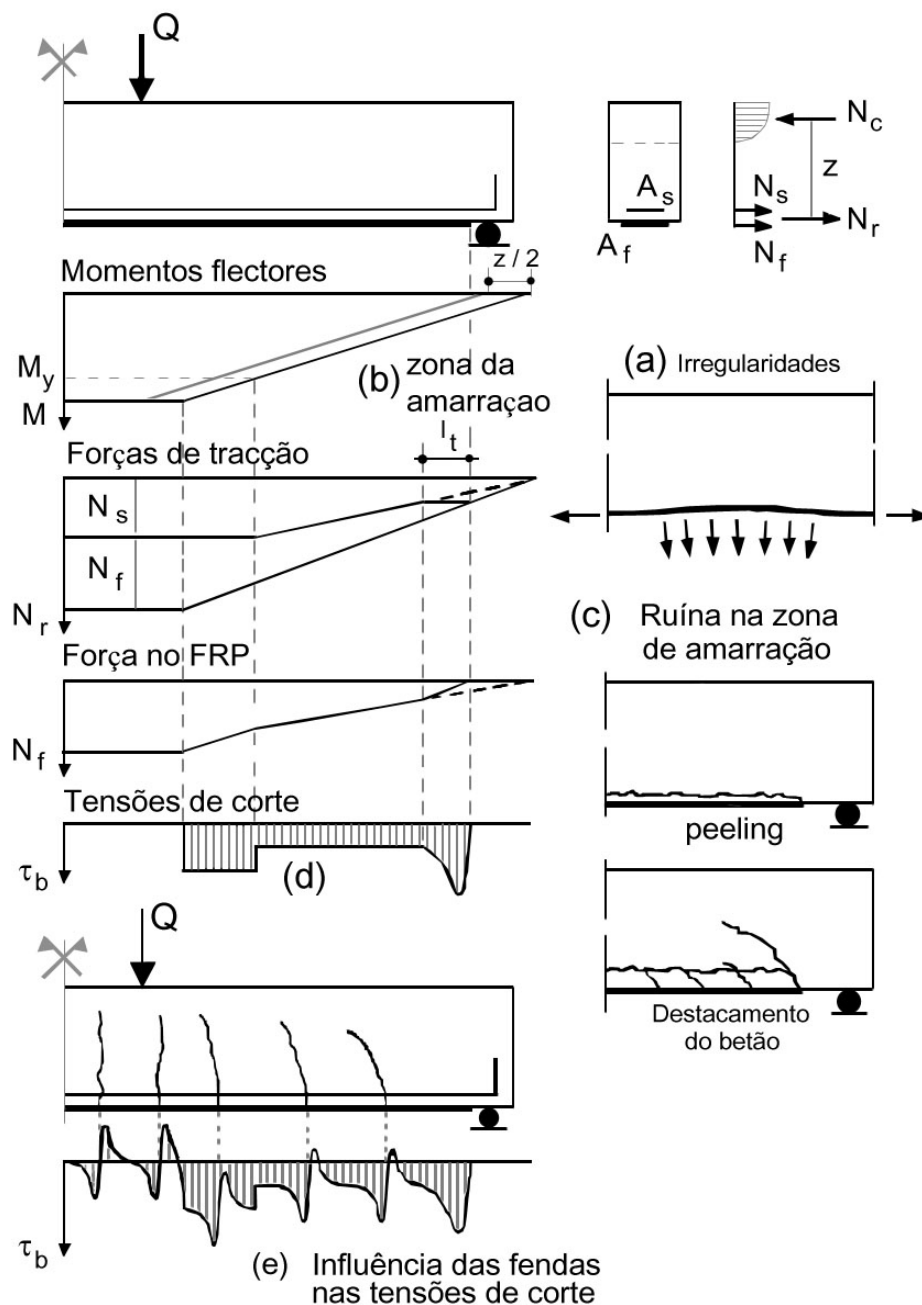


Figura 2.11 – Causas de tensões de corte. Modos de ruína por perda de aderência (Matthys, 2000).

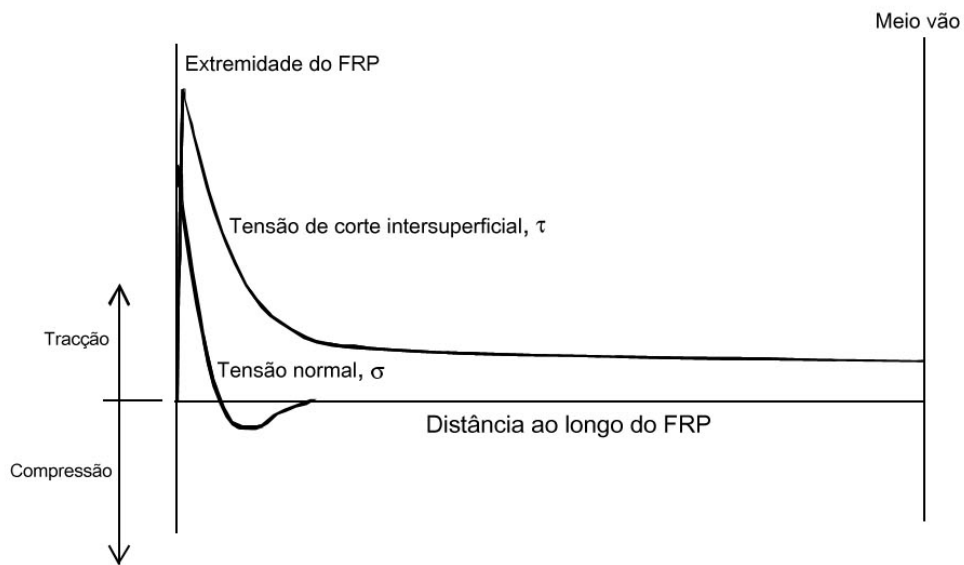


Figura 2.12 – Distribuições das tensões de corte e normais ao longo do comprimento colado de um laminado de FRP (Roberts et al., 1989; Malek et al., 1998).

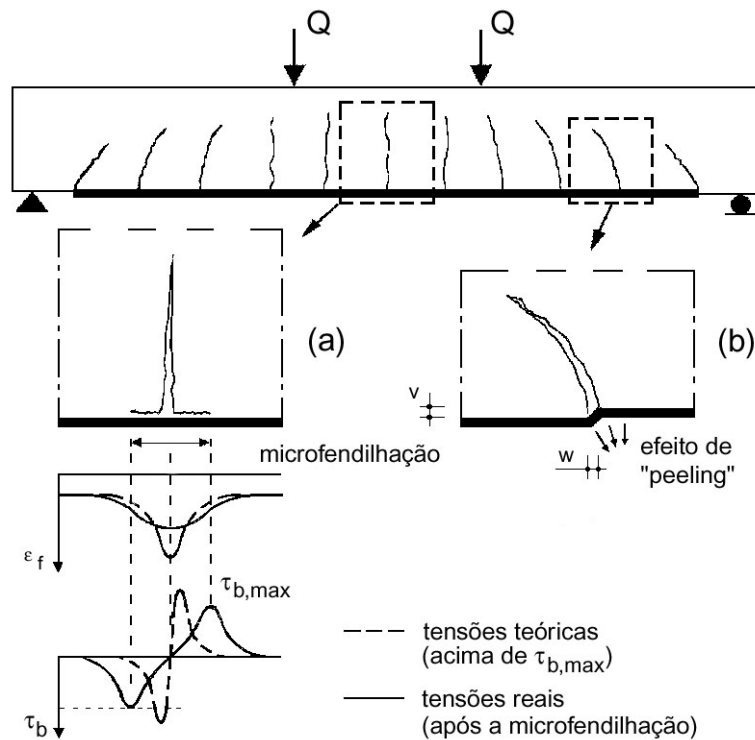


Figura 2.13 – *Bridging* das fendas de flexão (a) e de corte (b) (Matthys, 2000).

(iii) *Transferência de forças*

A acção conjunta dos materiais provoca tensões tangenciais na interface. Estas tensões são proporcionais à variação da força no EBR. Como se verá mais adiante, existe um valor limite para o valor dessa força a partir do qual se podem gerar destacamentos.

(iv) *Crack bridging*

Na zona das fendas geram-se picos nas tensões de corte (Figura 2.11e). Há que distinguir fendas de flexão (apenas aberturas horizontais) das de corte (ou combinadas corte-flexão) pois estas últimas originam *peeling* (Figura 2.13).

2.7.2 Interface betão-compósito

As primeiras investigações, desde cedo, evidenciaram que o sucesso desta técnica de reforço dependia do comportamento do adesivo/resina e da ligação do compósito com o elemento de betão, de modo a não reduzir o ganho de resistência do sistema estrutural, por efeitos de escorregamento excessivo entre o sistema de reforço e o betão. O conhecimento do comportamento da interface é então necessário, ficando caracterizado através de uma relação constitutiva correspondente à actuação de tensões normais e uma outra que traduza o comportamento sob tensões de corte assumindo esta última uma maior importância. Esta relação estabelece-se entre a tensão de corte (aderência) e o escorregamento da junta (deslocamento relativo entre o compósito e a superfície de betão) (Silva et al., 2000).

Para a obtenção destas leis, diversos investigadores recorreram a ensaios experimentais de corte (modelos de junta simples ou de junta dupla) e de flexão. Juvandes (1999) resumiu vários modelos de caracterização da interface recolhidos em diversas publicações técnicas. Na Tabela 2.2 apresentam-se apenas os modelos que actualmente são mais utilizados. Os primeiros resultados destas investigações permitiram identificar alguns dos factores que influenciam o comportamento da interface betão-compósito (Juvandes, 1999; Dimande, 2003):

- a) Características do substrato de betão – a classe de betão, o estado de deterioração, o nível de corrosão das armaduras internas e o padrão de fendilhação do betão podem condicionar o desempenho do reforço. A resistência da ligação diminui consideravelmente com a redução da resistência do betão (Horiguchi et al., 1997);
- b) Preparação da superfície de colagem – o controlo da rugosidade, da temperatura, da humidade e do padrão de fendilhação superficial pode prevenir ruínas prematuras;
- c) Sistema de reforço – as regras de aplicação de mantas e tecidos são diferentes das dos laminados, devendo ser rigorosamente cumpridas. O aumento da espessura do compósito potencia o destacamento do FRP (Buyukozturk et al., 2004). O aumento da largura de colagem provoca uma redução da tensão máxima de corte na ligação (Brosens, 2001). A carga de rotura da ligação cresce com o aumento do comprimento de colagem. Contudo, esse ganho está limitado a um determinado comprimento de colagem (comprimento efectivo de colagem) a partir do qual qualquer aumento do comprimento de colagem não conduz ao aumento da carga de rotura;

- d) Característica do adesivo ou resina de saturação – a selecção imprópria do adesivo pode promover ruínas por destacamento (Saadatmanesh et al., 1990). Um adesivo deve ajustar-se às circunstâncias que envolve cada caso prático de reforço, através da selecção de um material com resistência à tracção e ao corte superiores ao da camada de base;
- e) Padrão de fendilhação – as fendas iniciais associadas à propagação de novas fendas (flexão e corte) podem originar o destacamento do FRP ou a delaminação por corte no betão adjacente à junta;
- f) Efeito de extremidade – a interrupção do reforço cria uma descontinuidade estrutural que envolve alguns mecanismos desfavoráveis de transferência de esforços na junta (concentração de tensões de tracção e corte), abrangendo a região designada por zona de amarração. O prolongamento do reforço até ao apoio reduz o potencial destacamento do FRP.

Tabela 2.2 - Modelos de caracterização da interface betão-compósito (ACI 440.XR, 2006)

	Junta Dupla	Junta Simples
Modelos de Corte		
Modelo de Flexão		

O comportamento da interface betão-compósito depende do tipo de ensaio experimental adoptado (flexão ou corte). No caso de modelos de flexão, as tensões de aderência no adesivo são, em parte, devidas à variação dos momentos flectores e, por outro lado, à introdução de forças nas zonas de amarração (descontinuidade), resultando na concentração de tensões de tracção e de corte nas extremidades livres dos reforços, Figura 2.14a.

Nos modelos de corte, a tensão de tracção no compósito e a tensão de corte na interface não se distribuem uniformemente ao longo da ligação. No início verifica-se a existência, na extremidade do CFRP, de um valor de pico da tensão de corte. Quando esta tensão atinge um valor máximo, o betão fendilha. A partir desse momento, verifica-se que o pico da tensão se desloca mais para o interior da ligação, até que ocorra o destacamento brusco do compósito, Figura 2.14b.

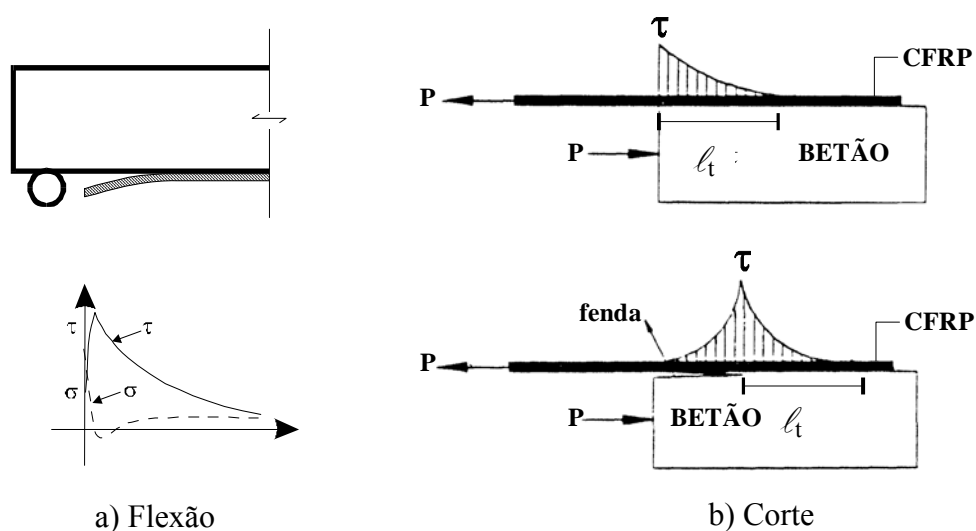


Figura 2.14 – Tensões de corte nos modelos de flexão ou de corte (Silva, 2008)

2.7.3 Modelos de Comportamento

Conhecidas as possíveis distribuições de tensões de corte ao longo da interface betão-compósito, diversos autores avançaram com leis constitutivas que permitiram a modelação aproximada do comportamento da ligação. Esses modelos podem ser classificados em modelos de resistência de materiais (teoria linear elástica) e modelos de fractura (teoria da mecânica da fractura), de acordo com a abordagem usada na sua dedução. Para além destes dois grupos existem, ainda, modelos simplificados semi-empíricos e empíricos, que facilmente se implementam no processo de dimensionamento, evitando, deste modo, a complexidade das análises de tensões e fractura (Buyukozturk et al., 2004).

2.7.3.1 Modelos de resistência de materiais

A previsão do destacamento do FRP pressupõe, em primeiro lugar, a determinação da distribuição das tensões normais e de corte ao longo da interface, com base em soluções analíticas formuladas a partir

de propriedades elásticas para os vários materiais, das propriedades geométricas da ligação e das características do carregamento. Seguidamente, as tensões instaladas são comparadas com a tensão última dos materiais (resistência) de modo a obter a carga previsível para o destacamento do FRP. Buyukozturk et al. (2004) fazem referência a diversos modelos desta natureza.

Na Figura 2.15 demonstra-se a aplicação desta metodologia através da comparação entre as tensões obtidas analiticamente e as tensões que efectivamente se desenvolvem ao longo da interface betão-compósito numa viga reforçada.

Matthys (2000) propôs um modelo de aplicação simples para analisar zonas afastadas da extremidade do CFRP, baseado na distribuição de tensões numa viga homogénea não fendilhada. O método consiste em limitar as tensões de corte, que se desenvolvem na interface (devido à variação da força ao longo do CFRP), à resistência máxima da ligação (Bulletin 14, 2001).

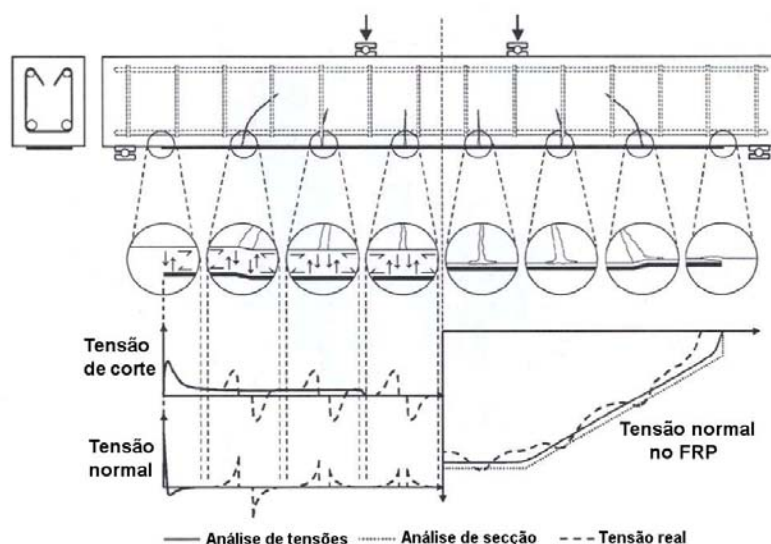


Figura 2.15 - Distribuição real e aproximada de tensões na interface (Buyukozturk et al., 2004)

Para critério de destacamento do CFRP (cedência da ligação), diversos autores propõem um valor limite para as tensões de corte, assim como para as normais. Outros estabelecem critérios de cedência para o betão sujeito a estados de tensão biaxiais, enquanto outros recorrem a critérios de rotura do tipo Mohr-Coulomb. Para além deste aspecto, os vários métodos diferem, essencialmente, no grau de aproximação implícito nas expressões analíticas propostas, como por exemplo na consideração de uma tensão constante ou variável ao longo da espessura do adesivo (Buyukozturk et al., 2004).

2.7.3.2 Modelos de fractura

A consideração, por hipótese, do destacamento do sistema de FRP ser essencialmente promovido pela propagação de uma fenda, fruto da grandeza das tensões locais instaladas, conduziu diversos

investigadores a adoptar, no desenvolvimento de modelos de previsão do comportamento da interface, os postulados da mecânica da fractura.

Na Figura 2.16 esquematizam-se alguns dos modelos propostos. Estes modelos não contemplam os mecanismos locais, que diversas vezes condicionam o modo de ruína por destacamento e, muitos deles, não reproduzem a não linearidade do comportamento da ligação (Juvandes, 1999). De todos os modelos, o mais consensual e com maior número de aplicações é o modelo bilinear adoptado, entre outros, por Ranisch (1982) e Holzenkämpfer (1994).

A definição desta lei pressupõe o conhecimento de três parâmetros (τ_{max} , s_0 e s_1). No entanto, a definição do valor da tensão máxima de aderência (τ_{max}) não reúne, ainda, o consenso da comunidade científica, existindo portanto diversas propostas para a sua quantificação. Juvandes (1999) reuniu alguns dos critérios adoptados para o valor da tensão máxima de aderência. De um modo geral, pode afirmar-se que o principal parâmetro a calibrar é a energia de fractura da interface que pode ser compreendida como a energia que é necessário dissipar para obter a degradação total da ligação. O valor desta energia corresponde à área definida pela relação constitutiva adoptada (Silva et al., 2000). Uma relação linear entre a energia de fractura (G_f) e a resistência média do betão à tracção (f_{ctm}) foi estabelecida por Holzenkämpfer (Brosens et al., 1998).

Algumas das leis constitutivas contidas na Figura 2.16 têm sido utilizadas no desenvolvimento de modelos numéricos de previsão do comportamento da interface betão-compósito. Muitos destes modelos constituem ferramentas de análise de estruturas reforçadas por EBR, referindo-se como exemplo os trabalhos de Silva (1999), Coccia et al. (2004), Niu e Wu (2004), Paliga et al. (2005) e Baky et al. (2005).

O modelo de Holzenkämpfer foi adoptado, também, por diversos autores para a dedução de expressões que permitem quantificar a força máxima de tracção no compósito, responsável pelo seu destacamento, e o comprimento efectivo de aderência da ligação betão-compósito. Algumas dessas expressões foram resumidas por Dimande (2003), destacando-se dessas propostas a de Rostásy et al. (Bulletin 14, 2001).

Através destas expressões será possível prevenir o destacamento do CFRP, limitando a força de tracção instalada no compósito ao valor máximo que será possível transferir para o betão através do comprimento de aderência disponível na estrutura reforçada. Esta abordagem é, normalmente, aplicada na prevenção do destacamento do CFRP na zona de amarração. Contudo, Neubauer et al. (2001) desenvolveram uma metodologia que possibilita a análise de possíveis destacamentos em zonas da interface afastadas da extremidade. Segundo eles, a localização da zona da interface onde se poderá iniciar o destacamento do CFRP é determinante. A identificação das zonas está relacionada com a detecção dos modos de ruína por destacamento, tendo os autores definido três locais: zona de amarração

do CFRP, secções em que o momento máximo coincide com o esforço transversal máximo e secções de transição entre zonas com armaduras ordinárias plastificadas e zonas em que as armaduras se encontram em regime elástico.

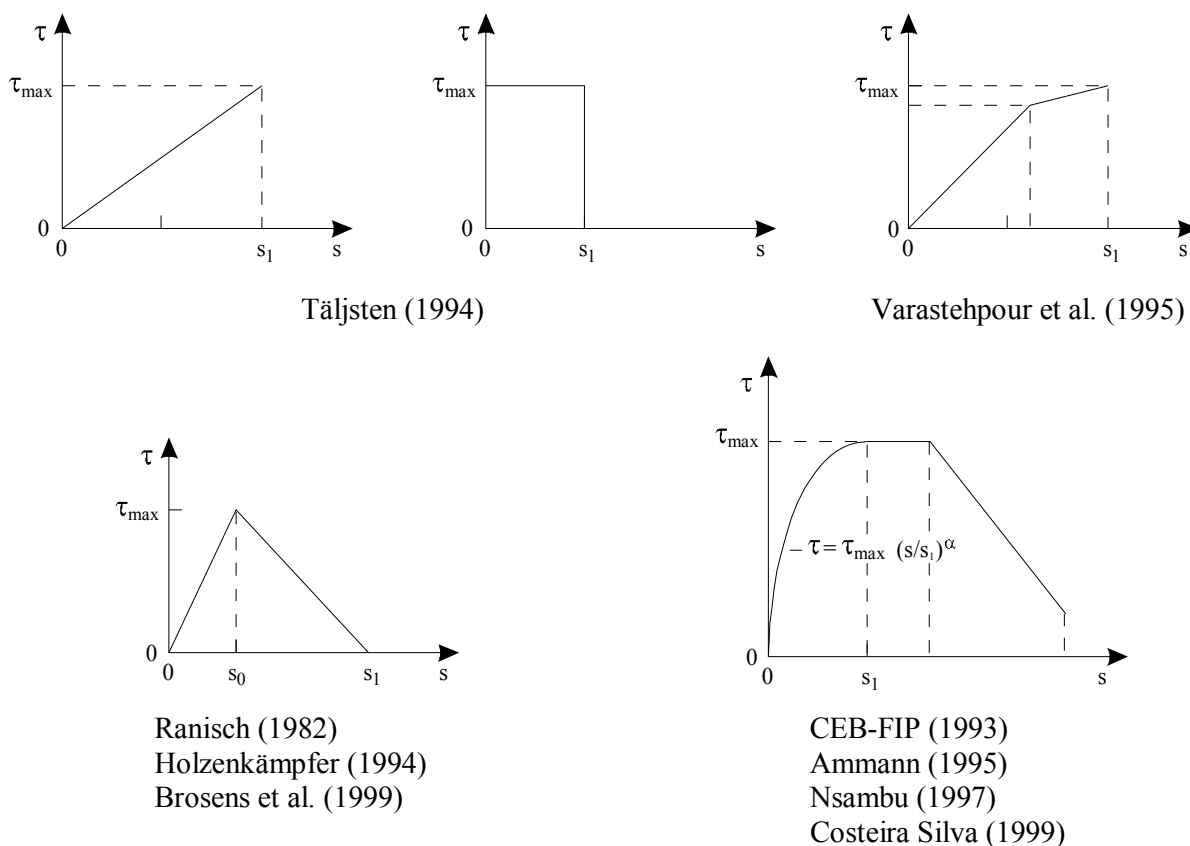


Figura 2.16 - Leis de comportamento tensão de corte-escorregamento na interface (Juvandes, 1999)

Independentemente da zona onde se pode iniciar o destacamento, o seu estudo baseia-se na análise de troços entre fendas. Para tal, é necessário determinar o espaçamento médio entre fendas de modo a obter as forças no CFRP em cada uma das fendas. Estes autores estabelecem que o destacamento do CFRP se pode iniciar quando o espaçamento entre fendas (s_{cr}) ultrapassar um determinado valor ($s_{cr,max}$). Porém, a força transferida do CFRP para o betão pode, ainda, continuar a crescer apesar da fenda na junta continuar a progredir, diminuindo, desse modo, o espaçamento entre as fendas (diminui, também, o comprimento de aderência). Por fim, quando a distância entre as fendas (s_{cr}) é inferior ao valor limite $s_{cr,max}$, não é possível estabelecer-se o equilíbrio, ocorrendo o destacamento brusco do compósito. Os autores propõem, finalmente, um procedimento para avaliar o possível destacamento em cada uma das três zonas identificadas como críticas.

Niedermeier (2000) propõe uma metodologia diferente para a prevenção de possíveis destacamentos. O destacamento ocorrerá se a tensão prevista para o FRP, entre duas fendas de flexão, por acção do carregamento, for superior à máxima tensão que poderá ser transferida, por aderência, entre o

CFRP e o betão. Nesta abordagem o espaçamento entre fendas assume uma relevância significativa, pois a variação da tensão no CFRP depende do espaçamento médio entre fendas. Na opinião de Bogas (2003) as expressões propostas por Niedermeier para o cálculo da distância entre fendas conduzem a valores superiores (demasiado conservadoras) face a outras metodologias disponíveis na literatura técnica. Tal deve-se ao reduzido valor proposto para a tensão de aderência da interface betão-compósito ($\tau_{\max} = 0.44 \times f_{ctm}$). Estimado o espaçamento de fendas será possível determinar a máxima variação de tensão nesse comprimento de CFRP de acordo com expressões estabelecidas através de aplicação de conceitos da mecânica da fractura (Bulletin 14, 2001).

2.7.3.3 Modelos semi-empíricos e empíricos

Os modelos empíricos não são mais que simples relações estabelecidas a partir dos mecanismos associados ao comportamento da interface adoptadas na prevenção de ruínas por destacamento. O objectivo destes modelos é possibilitar a previsão de destacamentos sem ter que recorrer a análises mais elaboradas (modelos de resistência de materiais e de fractura). Muitos destes modelos foram propostos para vigas reforçadas com sistemas de CFRP pela técnica EBR e envolvem parâmetros determinantes no comportamento da interface (Buyukozturk et al., 2004).

Alguns documentos (Neubauer et al., 1997; DIBt, 1998; Bulletin 14, 2001) propõem, para prevenir o destacamento do CFRP por concentração de tensões em fendas de flexão, a limitação da extensão no CFRP a um valor limite, $\varepsilon_{f,\max}$. Este valor situa-se normalmente entre 6.5‰ e 8.5‰.

O Comité 440 (2002) propõe, também, uma limitação para a extensão no compósito (κ_m - coeficiente de limitação da extensão em flexão) de modo a evitar o destacamento do CFRP ou a delaminação do betão ao nível das armaduras ordinárias. Esta limitação baseia-se em dados recolhidos em ensaios experimentais e na experiência adquirida na aplicação prática deste tipo de técnica de reforço, procurando traduzir o efeito da rigidez do reforço no comportamento da interface.

Para prevenir o destacamento do CFRP na zona de flexão (motivado por fendas de flexão), Neubauer et al. (1997) propõem, também, que a extensão no CFRP não exceda o menor dos seguintes valores:

- quintuplo da extensão de cedência do aço da armadura ordinária, ε_{sy} ;
- metade da extensão última do CFRP à tracção, ε_{fu} .

2.8 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE ELEMENTOS REFORÇADOS À FLEXÃO

O reforço de estruturas de betão armado por intermédio de colagem exterior de FRP é uma técnica eficiente que assenta no comportamento conjunto entre um elemento de betão armado ou pré-esforçado e

o sistema compósito colado. De modo a que se garanta a segurança global da estrutura reforçada, é importante assegurar que se usam sistemas de FRP apropriados, devidamente projectados, detalhados e executados. O estado do elemento antes de ser reforçado tem que ser devidamente caracterizado uma vez que pode obrigar a que seja necessário recorrer a técnicas de reparação antes de se executar o reforço.

Todas as situações de dimensionamento e combinações de acções necessárias deverão ser consideradas. Os estados limites relevantes deverão ser considerados. O dimensionamento do reforço por colagem exterior de sistemas de FRP (técnica EBR) tem que reflectir os efeitos do reforço adicional aplicado à secção (dimensionamento assumindo ligação perfeita entre betão e FRP) e a capacidade de transferir forças por intermédio da interface (verificação de descolamento). Adicionalmente, regras detalhadas e disposições especiais têm que ser consideradas. Os cálculos para dimensionamento são baseados em modelos analíticos ou semi-empíricos.

Devido à não plasticidade do FRP, não é permitida, geralmente, redistribuição de momentos nas partes reforçadas dos elementos, a menos que seja assegurado confinamento suficiente do betão de modo a permitir deformações plásticas. Finalmente, para pilares e paredes reforçadas o efeito de deformações fora do plano (efeitos de 2ª ordem) deverão ser considerados no dimensionamento.

Neste ponto procuram-se reunir os procedimentos apresentados nas propostas regulamentares da FIB (2001), do ACI (2002) e do ISIS (2001) no que concerne ao reforço à flexão procurando ordená-los de acordo com os procedimento de dimensionamento e verificação de segurança.

2.8.1 Estados limites

Como é do conhecimento geral, os modelos correntes de verificação de segurança das estruturas baseiam-se na ocorrência de Estados Limites (Últimos e de Serviço) e pressupõem a consideração de coeficientes de segurança aplicados a determinados quantilhos das distribuições de probabilidade dos valores das acções e das propriedades dos materiais (RSAEEP, 1983; Eurocódigo 1, 1994).

Segundo Monteiro et al. (1999), a verificação de segurança de elementos estruturais de betão armado reforçados pela técnica EBR deve ser efectuada, entre outros, para os seguintes Estados Limites Últimos (ELU):

- a) Resistência – insuficiência da capacidade resistente de uma ou várias secções críticas, quer por rotura, quer por deformação plástica excessiva. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado;
- b) Fadiga – rotura de um ou mais materiais do elemento reforçado por efeito de fadiga, após a acção de cargas cíclicas. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado;

- c) Aderência – rotura da ligação por aderência entre as armaduras (ordinárias e/ou sistemas compósitos) e o betão. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado;
- d) Amarração – rotura da ligação de extremidade entre as armaduras (ordinárias e/ou compósitos) e o betão e/ou em dispositivos de amarração. É estudado ao nível da zona local de amarração.

Segundo os mesmos autores, o funcionamento em serviço e a durabilidade do elemento reforçado é salvaguardado pela verificação dos seguintes Estados Limites de Serviço (ELS):

- a) Deformação – valores máximos de flechas e rotações no elemento reforçado. É estudada ao nível da estrutura ou do elemento reforçado;
- b) Fendilhação – ocorrência e largura máxima de fendas no elemento reforçado. É estudado ao nível da secção do elemento reforçado;
- c) Limitação das tensões de compressão no betão (de modo a prevenir a fendilhação longitudinal e a deformação excessiva por fluência), das tensões de tracção nas armaduras ordinárias (de forma a evitar a sua plastificação) e das tensões de tracção no compósito (para evitar a deformação excessiva ou mesmo a rotura por fluência do compósito).

É habitual realizar estas verificações através da comparação de esforços actuantes com esforços resistentes ou de outras grandezas como as tensões, as deformações, níveis de dano, etc.

2.8.2 Análise da viabilidade do reforço por colagem

O reforço de estruturas de betão armado por colagem de sistemas compósitos de FRP requer que se cumpram alguns requisitos para que seja viável e possível a sua implementação. Um dos primeiros procedimentos consiste em avaliar a aplicabilidade da técnica EBR. Esta análise é realizada a partir da informação recolhida na fase de diagnóstico e dos critérios estabelecidos para o nível de segurança desejado para a intervenção de reforço/reabilitação, considerando-se, nesta verificação, as novas condições de carga e as condições ambientais previstas.

A resistência à tracção directa e/ou ao corte do substrato de betão deve ser a primeira avaliação a efectuar. O desempenho de uma estrutura de betão reforçada pela técnica de colagem de compósitos de FRP está condicionado pela resistência da interface betão-adesivo-compósito, uma vez que a transmissão das forças de tracção da armadura externa para o betão é feita pela camada de adesivo usada na colagem. Deste modo, é necessária a avaliação da aderência do compósito ao substrato de betão. Esta avaliação pode decompor-se em três fases distintas:

- a) Estado inicial do betão – resistência à tracção directa e ao corte, estado de deterioração, fendilhação superficial;

- b) Após preparação da superfície a colar - tratamento mecânico e químico;
- c) Após a execução da colagem dos materiais compósitos – controlo da execução da colagem.

A determinação do valor da aderência pode ser efectuada através de ensaios em laboratório e ensaios *in situ*. Destes últimos, o mais utilizado é o ensaio de arrancamento por tracção directa (*Pull-off Test*) que permite a caracterização da tensão de tracção superficial do betão ou o valor máximo da tensão de aderência da ligação betão-adesivo-compósito.

A aplicabilidade da técnica de reforço está deste modo dependente da tensão de tracção superficial do betão. Os valores médios de tensão de tracção ($f_{cm,p}$) obtidos no ensaio de *pull-off* são aceitáveis se forem iguais ou superiores a 1.4 MPa, segundo a proposta do ACI (2002) e a 1.5 MPa, de acordo com o preconizado pelo documento da FIB (2001). Caso contrário, não é conveniente o reforço exterior com a técnica de colagem.

A aplicação da técnica EBR no reforço à flexão de elementos de betão armado com compósitos de FRP pode, ainda, estar sujeita a algumas limitações que visam garantir a segurança da estrutura reforçada para a eventualidade de ocorrerem actos de vandalismo, fogo, ou outras causas que poderão originar o destacamento ou a rotura dos sistemas de FRP. São formuladas, frequentemente, através de condições que determinam a capacidade resistente máxima do elemento a reforçar e de condições que definem o nível de segurança do elemento a reforçar, em determinadas condições de serviço.

2.8.2.1 Condição de reforço máximo

É aconselhável que se seja cauteloso aquando da definição de limites de reforço. Estes limites são aconselháveis para prevenir colapso da estrutura após a ruína do sistema de FRP devida a actos de vandalismo, impacto, fogo ou outras causas. Vários autores e fornecedores de sistemas de reforço com FRP, têm recomendado que se assegure que a estrutura, após eventual perda do reforço, resista no mínimo às acções permanentes e de sobrecarga não majoradas (valores característicos).

Uma das recomendações existentes na literatura técnica (DIBt, 1998; Rostásy, 1998; Ahmed, 2000) estabelece que o aumento de resistência à flexão de elementos de betão, por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP, não deve exceder o dobro da resistência do elemento não reforçado. Define-se o grau de reforço através do parâmetro R dado pela equação (2.7):

$$R = \frac{M_{sdf}}{M_{rd0}} \leq 2 \quad (2.7)$$

onde M_{sdf} é o valor de cálculo do momento flector actuante na secção crítica reforçada para ELU, respeitando as combinações de acções definidas no EC2 e os coeficientes de segurança definidos no EC1. M_{rd0} designa o valor de cálculo do momento flector resistente do elemento não reforçado.

O valor obtido para o parâmetro “R” permite concluir sobre a necessidade e sobre a possibilidade de reforçar. Se $R \leq 1$, não é necessário reforçar à flexão, pois o elemento estrutural possui, ainda, capacidade resistente para suportar as novas cargas. Se $1 \leq R \leq 2$, a intervenção de reforço é necessária e viável, uma vez que se respeita o limite de segurança de não reforçar acima do dobro da capacidade resistente do elemento estrutural original. Para valores $R \geq 2$, ultrapassa-se o limite de segurança e, por isso, esta intervenção deixa de ser viável.

Uma vez que não existe grande experiência com estruturas fortemente reforçadas, torna-se aconselhável respeitar esta limitação para o dimensionamento. O comportamento na interface é desfavoravelmente influenciado pela formação de fendas nas estruturas sujeitas a grandes esforços.

2.8.2.2 Condição de reserva de segurança

Tratando-se do dimensionamento de reforços à flexão com sistemas de FRP colados nas faces mais traccionadas de elementos estruturais já existentes, estes podem ficar expostos a actos de vandalismo, impactos ou até fogo, que, devido às elevadas temperaturas, prejudica gravemente o comportamento das resinas que constituem o adesivo. O elemento não reforçado deve possuir um nível de segurança capaz de assegurar que a estrutura não atinja o colapso, em caso de perda total do compósito. No caso de fogo a capacidade resistente do elemento antes de ser executado o reforço deve ser reduzida para atender aos efeitos da duração da exposição ao fogo. Em ambas as situações, a condição pode ser definida por uma equação do tipo:

$$\theta = \frac{M_{rk0}}{M_{skf}} > 1 \quad (2.8)$$

em que M_{rk0} representa o valor característico do momento resistente do elemento não reforçado (reduzido no caso do fogo) e M_{skf} simboliza o valor do momento actuante correspondente à combinação quase-permanente de acções previsto para o elemento a reforçar.

O Comité 440 do ACI, na sua publicação de Maio de 2002, e a proposta do ISIS (2001) estabelecem que um elemento de betão armado inicialmente reforçado por colagem exterior de FRP, após ter perdido o reforço por causas acidentais, deve possuir capacidade resistente suficiente para resistir à seguinte combinação de acções:

$$(\phi \cdot R_n)_{existente} \geq (1.2 \cdot S_{DL} + 0.85 \cdot S_{LL})_{reforçada} \quad (2.9)$$

em que ϕ designa um factor de segurança, R_n a resistência nominal do elemento e S_{DL} e S_{LL} representam, respectivamente, as acções permanentes e variáveis consideradas no dimensionamento do reforço.

O documento do ACI (2002) recomenda, ainda, que o nível de resistência ao fogo ($R_{n\theta}$) do elemento não reforçado respeite a seguinte condição:

$$(R_{n\theta})_{existente} \geq S_{DL} + S_{LL} \quad (2.10)$$

em que, S_{DL} e S_{LL} traduzem, respectivamente, as acções permanentes e variáveis actuantes no elemento não reforçado.

O regulamento canadiano (CAN/CSA S806, 2002) é mais conservador pois especifica que o elemento, não reforçado, deve possuir um nível de segurança suficiente para a seguinte combinação de acções:

$$1.0 \cdot S_{DL} + 1.0 \cdot S_{LL} \quad (2.11)$$

em que S_{DL} e S_{LL} traduzem, respectivamente, as acções permanentes e variáveis actuantes no elemento não reforçado.

O *bulletin* 14 proposto pela FIB (2001) preconiza que a segurança do elemento reforçado, relativamente à perda do reforço por acção de vandalismo, fogo ou acidente, deve ser verificada em ELU para combinações de acções para situações de projecto acidentais, de acordo com o Eurocódigo 0 (2002) e o Eurocódigo 2 (2004).

2.8.2.3 Condição de corte

Para concluir esta fase de avaliação preliminar, pode ainda proceder-se a uma última verificação. Juvandes (2002) sugere a verificação, em ELU, da resistência à compressão das bielas de betão devido ao esforço transversal. Este requisito destina-se a avaliar se o acréscimo de acções no elemento a reforçar não conduzirá ao esmagamento por compressão das bielas de betão. Esta condição aplica-se a qualquer técnica de reforço, uma vez que o pretendido é saber se as novas condições de carga do elemento a reforçar são consentâneas com a sua resistência máxima ao corte. A verificação é facilmente estabelecida pela inequação proposta no Eurocódigo 2 (2004):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (2.12)$$

em que V_{Ed} representa o valor de cálculo do esforço transversal actuante no elemento a reforçar e $V_{Rd,max}$ simboliza o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

Na eventualidade de não se cumprir a exigência da equação (2.12), as únicas vias para cumprir este requisito, passam por melhorar a classe do betão ou aumentar a secção de betão, o que, nem num caso nem no outro, é o objectivo da solução de reforços com sistemas de FRP. Lembra-se que algumas das grandes vantagens desta solução de reforço são a rapidez de execução e o facto de não haver praticamente aumento da secção transversal.

2.8.3 Leis Constitutivas e Critérios de Segurança

A reduzida deformação, em serviço, de elementos de betão armado submetidos à flexão condiciona a escolha dos materiais a utilizar no sistema de reforço. Para que o acréscimo de resistência, conseguido por aplicação do sistema de reforço, seja efectivo em condições de serviço é necessário que as deformações do sistema compósito sejam compatíveis com as do elemento de betão e que, simultaneamente, se traduzam na absorção de uma parte significativa das tensões de tracção instaladas. Daí a escolha recair, geralmente, nos sistemas compósitos de fibras de carbono (maior resistência e maior módulo de elasticidade).

A disposição das fibras depende, principalmente, da distribuição das tensões de tracção no elemento a reforçar. Se estas se distribuírem, essencialmente, numa única direcção será mais eficaz a utilização de um sistema unidireccional, aplicado segundo essa direcção. Por esta razão se consideram os compósitos de FRP como materiais não homogéneos e anisotrópicos. Selecccionado o tipo e disposição das fibras é necessário escolher o tipo de sistema (laminado ou manta ou tecido) e, conseqüentemente, o seu modo de aplicação (necessidade de um adesivo ou de uma resina de saturação).

Actualmente, ainda subsiste muita desconfiança acerca dos valores fornecidos nas especificações técnicas destes materiais e produtos. Apesar de esses valores traduzirem as propriedades desses materiais e produtos a curto prazo não está claro, nesses documentos, o modo como esses valores foram obtidos.

Admitindo, contudo, que o projectista detém o conhecimento dos valores característicos (quantilho de 5%), o passo seguinte é a definição de coeficientes parciais de segurança para os materiais (betão, aço, adesivo/resina, FRP). Estes coeficientes devem atender à dispersão no valor das propriedades a curto prazo e também à provável alteração dessas propriedades ao longo da vida útil do elemento reforçado.

Em relação ao betão e ao aço (armaduras ordinárias) os coeficientes parciais a considerar estão definidos no Eurocódigo 2 (2004). Para os compósitos de FRP expõem-se em seguida várias propostas.

2.8.3.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

Segundo a proposta da FIB (2001), na verificação de segurança em serviço (ELS), considera-se que o FRP apresenta um comportamento linear à tracção e o coeficiente de segurança material, γ_M , de valor unitário. A lei constitutiva do FRP é a seguinte:

$$f_f = E_{fk} \cdot \varepsilon_f \quad (2.13)$$

onde E_{fk} é o módulo de elasticidade secante determinado para o intervalo entre 10% a 50% da tensão última no FRP.

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

2.8.3.2 Estado Limite Último (ELU)

Na análise realizada em estado limite último, o gráfico tensão-deformação é o de resposta linear apresentado na Figura 2.17 que pode ser expresso pela equação (2.14):

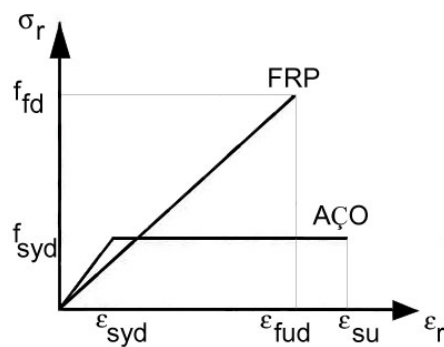


Figura 2.17 - Diagrama Tensões - Deformações do Aço e FRP

$$f_f = E_{fu} \cdot \varepsilon_f \leq f_{fd} \quad (2.14)$$

onde E_{fu} é o módulo de elasticidade na rotura, baseado nos valores característicos da resistência à tracção do FRP e da extensão longitudinal do FRP na rotura como se pode ver na equação (2.15).

$$E_{fu} = \frac{f_{fk}}{\varepsilon_{fuk}} \quad (2.15)$$

O valor característico da resistência à tracção do FRP, f_{fk} , corresponde ao quantilho de 5% da resistência à tracção e ε_{fuk} é o valor da extensão na ruína correspondente também ao quantilho de 5%. Observa-se que o módulo de elasticidade, E_{fu} , normalmente é mais alto que o módulo secante, E_{fk} , (devido ao facto das fibras, inicialmente, não estarem perfeitamente alinhadas e, se endireitarem para níveis de carga mais altos aumentando consequentemente a rigidez do FRP). No entanto, isto deve ser verificado e E_{fu} não deverá ser tomado inferior a $E_{fk0.05}$.

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. Neste caso, que será muito comum, a tensão no FRP, f_f , para ELU será consideravelmente mais baixa que a resistência à tracção e portanto o valor da resistência de cálculo à tracção não é determinante. Para verificar isto, ou então nos casos onde a ruína é determinada por rotura por tracção do FRP, utiliza-se o valor de cálculo da resistência à tracção dado por:

$$f_{fd} = \frac{f_{fk} \cdot \varepsilon_{fue}}{\gamma_f \cdot \varepsilon_{fum}} \quad (2.16)$$

Na Tabela 2.3 apresentam-se os valores sugeridos no *bulletin 14* da FIB (2001) para o coeficiente de segurança γ_f que é dependente do tipo de fibra e do tipo de sistema FRP. Estes valores são fruto de resultados observados em estudos do comportamento a longo prazo, mas o seu carácter é ainda provisório.

Tabela 2.3 - Coeficientes de segurança (γ_f) dos materiais compósitos de FRP

Tipo de FRP	Tipo de Aplicação A ⁽¹⁾	Tipo de Aplicação B ⁽²⁾
CFRP (Carbono)	1.20	1.35
AFRP (Aramida)	1.25	1.45
GFRP (Vidro)	1.30	1.50

⁽¹⁾ Aplicação de sistemas de FRP pré-fabricados (laminados) colados exteriormente sob condições normais de controlo de qualidade. Aplicação de sistemas de FRP curados *in situ* sob elevadíssimos padrões de controlo de qualidade.

⁽²⁾ Aplicação de sistemas de FRP curados *in situ* sob condições normais de controlo de qualidade. Aplicação de qualquer sistema de FRP sob condições de trabalho adversas.

No caso geral, a razão $\varepsilon_{fue}/\varepsilon_{fum}$ é igual a 1, uma vez que a extensão última efectiva do FRP (ε_{fue}), esperada *in situ*, não será significativamente diferente da extensão média (ε_{fum}) obtida através de um ensaio uniaxial e ainda, devido ao facto de serem tidas em conta pequenas variações no coeficiente de segurança do FRP (γ_f). No entanto, em casos particulares, ε_{fue} poderá ser significativamente mais baixa como resultado de aplicar o FRP a envolver “arestas vivas”, ou em aplicações com um número elevado de camadas, ou ainda, quando se está na presença de estados de tensão multiaxiais. Para simplificar o dimensionamento, pode adoptar-se, alternativamente, um valor limite para ε_{fue} . Neste caso, a verificação ao ELU restringe deformações no FRP em vez de verificar o modo de ruína em si (ver ponto 2.7.3.2.7.3.3).

O documento do comité 440 do ACI (2002) apresenta uma filosofia semelhante, mas não tão simplista. Em vez de propor um valor limite único para a extensão no FRP, sugere a adopção de um parâmetro k_m em cuja formulação entram a rigidez e o número de camadas como se pode ver na equação (2.17):

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fu}} \cdot \left(1 - \frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{360000}\right) \leq 0.90 ; n \cdot E_f \cdot t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fu}} \cdot \left(1 - \frac{90000}{n \cdot E_f \cdot t_f}\right) \leq 0.90 ; n \cdot E_f \cdot t_f > 180000 \end{cases} \quad (2.17)$$

Este parâmetro k_m é um factor nunca superior a 0.90 que deve ser multiplicado pela extensão última indicada na ficha técnica pelo fabricante do sistema FRP obtendo-se um valor limite para a extensão no FRP de modo a prevenir ruínas por perda de aderência. O número de camadas, n , usado na expressão, refere-se ao número de camadas de FRP na secção correspondente ao momento flector em análise. Este factor tem em atenção que laminados mais rígidos têm maior probabilidade de delaminação. Portanto, se a rigidez unitária do FRP ($n \cdot E_f \cdot t_f$) aumenta, a limitação sobre a extensão torna-se mais severa. Para laminados com uma rigidez unitária superior a 180000 N/mm, k_m condiciona a força no laminado de modo a limitar o nível de deformação. Isto cria efectivamente um limite superior na força total que se pode desenvolver num laminado de FRP, independentemente do número de camadas. A largura do laminado de FRP não entra no cálculo da rigidez, $n \cdot E_f \cdot t_f$, uma vez que um acréscimo na largura do FRP resulta num aumento proporcional da área de colagem.

O parâmetro k_m é baseado apenas numa tendência generalizada e na experiência de engenheiros no dimensionamento de sistemas de FRP colados. Investigações mais aprofundadas na área dos mecanismos de aderência de reforços de FRP à flexão contribuirão para a definição de métodos mais exactos de previsão de ruínas por perda de aderência, resultando num refinamento da equação (2.17). Desenvolvimentos futuros da equação vão provavelmente entrar em conta, não apenas com a rigidez do FRP, mas também com a rigidez do elemento ao qual o FRP é colado.

2.8.3.3 Verificação ao ELU admitindo perda da ligação perfeita betão / FRP

Admitindo aplicação adequada do sistema de reforço exterior FRP e o uso de materiais adequados, uma hipotética ruína por perda de aderência ocorrerá normalmente no betão. Numa verificação de segurança em ELU, faz-se referência para o valor de cálculo da resistência à tracção ou ao corte do betão introduzindo um coeficiente de segurança do material designado γ_{cb} . O valor proposto para esse coeficiente de segurança é $\gamma_{cb} = 1.5$ (semelhante ao $\gamma_c = 1.5$ do EC2).

Em alguns casos particulares, como por exemplo para betões de alta resistência, a resistência ao corte do adesivo pode ser mais baixa que a do betão. Na verificação de segurança para ELU, faz-se referência para o valor de cálculo da resistência à tracção ou ao corte do adesivo introduzindo um coeficiente de segurança do material $\gamma_a = 1.5$. Estes dois factores γ_{cb} e γ_a devem ser ainda alvo de estudos mais aprofundados.

Tensões de tracção mais altas no FRP ($f_f = E_f \cdot \varepsilon_f$) resultam em forças de aderência maiores. Portanto, a verificação da perda de aderência deve ser feita em relação ao valor mais alto de E_f . O módulo de elasticidade E_f é igual ao máximo de:

- a) E_{fu} (embora a ruína por perda de aderência possa acontecer para valores de ε_f inferiores a ε_{fu})
- b) $E_{fk0.95}$

2.8.3.4 Situação acidental

No reforço de estruturas de betão armado por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP, falar em situação acidental é falar de degradação do sistema colado devido a actos de vandalismo, a fogo ou ainda a impactos. Isto não deve ser ignorado pois trata-se de um sistema exposto ao exterior. Deve assegurar-se que a estrutura não colapse após uma eventual acção acidental que provoque a perda total da capacidade resistente do sistema colado. Para tal, deve ser feita uma análise numérica sujeitando o elemento estrutural sem reforço, à combinação de acções acidentais do elemento reforçado. Trata-se de uma verificação de segurança em ELU, considerando um valor unitário para os coeficientes parciais de segurança dos materiais e os valores previstos no EC1 (1994) para os coeficientes de redução parciais de segurança e para os coeficientes de combinação das acções.

2.8.3.5 Considerações especiais

Podem ser necessárias ter em atenção considerações especiais de verificação de segurança como acontece nos casos da estrutura estar sujeita a cargas cíclicas, tensões de aderência adicionais devido à diferença entre os coeficientes de expansão térmica do FRP e do betão, impactos ou fogo. O acontecimento de impactos ou fogo pode ser analisado como situação acidental ou como consideração especial. Quando encarados como situação acidental, a perda do reforço já é considerada e por isso não são necessárias considerações especiais. Se, por outro lado, se pretender que a estrutura cumpra determinados requisitos para resistir a impactos ou fogo, devem ser tidas em atenção considerações especiais que estão expostas no capítulo 9 do *bulletin* 14 da FIB (2001).

As condições de exposição ambiental também não devem ser ignoradas devido à influência que têm na durabilidade pois podem obrigar a medidas de protecção excepcionais.

2.8.4 Verificação de Segurança com acção conjunta FRP-betão

O dimensionamento de sistemas de reforço com FRP colados exteriormente à superfície de elementos estruturais de betão armado quer segundo a técnica EBR quer segundo a técnica NSM sujeitos a esforços de flexão é baseado nos princípios dos estados limites. Requisitos de estado limite último, limitação de tensões em serviço e verificação de ductilidade devem ser todos respeitados.

No dimensionamento, devem investigar-se os diferentes modos de ruína possíveis e os estados limites relevantes. Os procedimentos de dimensionamento aqui apresentados para o ELU permitem obter uma área preliminar de FRP que em seguida é alterada de modo a obedecer aos requisitos de ELS e ductilidade. Os cálculos são necessariamente iterativos aconselhando a implementação de uma folha ou programa de cálculo automático.

Devido à dificuldade de informação, o que se expõe em seguida é baseado nos documentos da FIB (2001) e do ACI (2002) e dizem respeito, sobretudo, à técnica de EBR.

2.8.4.1 Hipóteses de cálculo

Admitem-se as seguintes hipóteses:

- a) Ligação perfeita entre betão e FRP, isto é considera-se que não há escorregamento entre FRP e o substrato de betão – (Sabe-se que na realidade não existe “ligação perfeita”, pois existe alguma deformação de corte do adesivo resultante de um escorregamento relativo entre FRP e o substrato. No entanto, a grandeza do diferencial de deformação relativa pode desprezar-se em dimensionamento).
- b) As extensões no reforço FRP, no aço e no betão são directamente proporcionais à distância ao eixo neutro, ou seja, secções planas mantêm-se planas após o carregamento.
- c) As acções a que a estrutura está sujeita no momento de aplicação do FRP provocam resposta da estrutura dentro da gama elástica.
- d) As características da secção existente (que incluem geometria, tipo de aço, nº de varões, classe de betão) foram avaliadas competentemente. Os cálculos de dimensionamento são baseados nas dimensões existentes, disposição de armaduras e nas propriedades dos materiais do elemento a ser reforçado.
- e) A extensão máxima admissível de compressão no betão é de 3‰ (ACI) ou 3.5‰ (FIB).
- f) A resistência do betão à tracção é ignorada.
- g) O reforço de FRP tem comportamento linear elástico até à rotura ($f = E \cdot \varepsilon$).

Se as verificações do ponto 2.8.2 se cumprirem, está-se então, em condições de encetar o dimensionamento do sistema de reforço com compósitos de FRP.

Neste ponto vão ser descritos todos os passos necessários para que se cumpram os requisitos em termos de ELU e ELS para um dimensionamento do reforço com sistemas de FRP obedecendo às hipóteses assumidas acima. Não serão levadas em linha de atenção as questões relacionadas com a perda de aderência na interface betão/FRP. Esses cuidados serão abordados no ponto 2.8.5.

2.8.4.2 Estado inicial

A menos que todas as cargas num elemento (incluindo peso próprio e/ou forças de pré-esforço) sejam removidas antes que o reforço FRP seja aplicado, a face a reforçar já se encontra com deformações. Estas extensões devem ser consideradas como extensões iniciais e devem ser excluídas da extensão no FRP (Arduini et al., 1997) uma vez que a deformação no FRP, ϵ_f , é diferente da do substrato de betão onde vai ser aplicado.

De modo a que se respeite a compatibilidade de deformações, deve ser primeiramente avaliado o estado de deformação na superfície onde vai ser colado o reforço de FRP, ϵ_{b0} . O nível de deformação no FRP, ϵ_f , é então resultado da subtração entre o valor da extensão no substrato (calculado por compatibilidade de deformações) e a extensão inicial como se pode ver nas Figura 2.18 e Figura 2.19 e na equação (2.18).

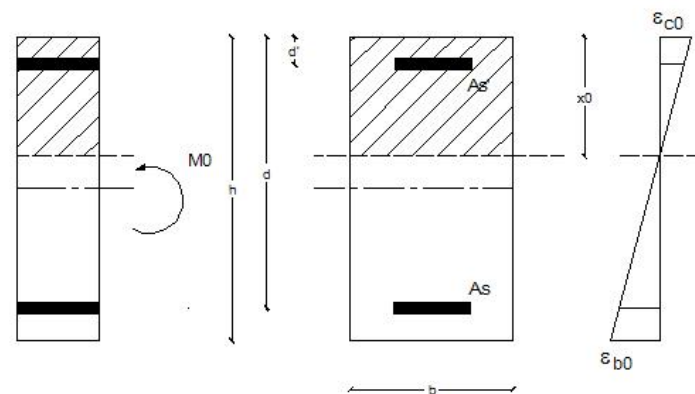


Figura 2.18 – Situação inicial

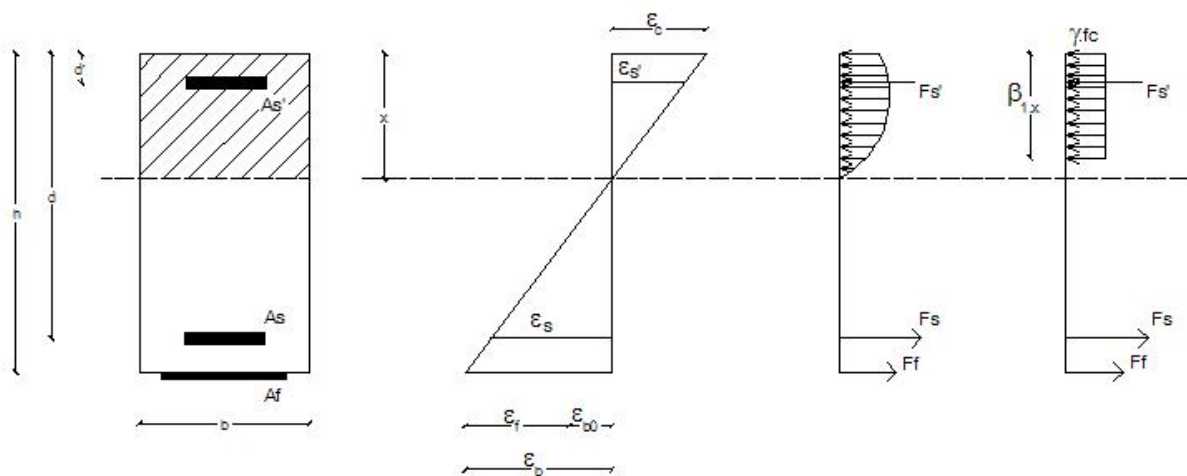


Figura 2.19 – Distribuição de tensões e deformações numa secção de betão armado em ELU

$$\epsilon_f = \epsilon_b - \epsilon_{b0} \leq \epsilon_{fu} \tag{2.18}$$

O valor da extensão inicial no substrato de betão, ε_{b0} , pode ser determinado através de uma análise linear elástica do elemento existente considerando todas as cargas a que o elemento estará sujeito durante a aplicação do sistema de reforço FRP. Na generalidade dos casos, uma estrutura de betão armado num determinado momento da sua vida útil, terá já sido sujeita a um momento actuante superior ao seu momento de fendilhação, M_{cr} . Portanto, o cálculo de ε_{b0} realizado para a secção existente pode ser feito com as propriedades da secção fendilhada. Admitindo que o momento actuante aquando da aplicação do FRP provoca resposta elástica (hipótese 3 admitida no ponto 2.8.4.1), ε_{b0} pode calcular-se através de:

$$\varepsilon_{b0} = \frac{M_0 \cdot (h - x_0)}{I_{02} \cdot E_c} \quad (2.19)$$

sendo que, x_0 pode ser calculado através do momento estático da secção homogeneizada:

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_0^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_0 - a') = \alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x_0) \quad (2.20)$$

com

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.21)$$

e o momento de inércia da secção homogeneizada, I_{02} dado por:

$$I_{02} = \frac{b \cdot x_0^3}{3} + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_0 - a')^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x_0)^2 \quad (2.22)$$

Se M_0 for inferior a M_{cr} a sua influência no cálculo do elemento reforçado pode ser ignorada, e portanto $\varepsilon_{b0} = 0$.

2.8.4.3 Análise de verificações suplementares

Neste ponto são analisados requisitos de ductilidade e limitação de tensões em serviço. Na maior parte dos casos o dimensionamento é condicionado por este tipo de requisitos uma vez que os aumentos significativos da capacidade resistente, conseguidos com o reforço através da colagem exterior de FRP, não são acompanhados com substanciais aumentos de rigidez.

(i) Requisitos de Ductilidade

A aplicação de FRP para o reforço à flexão compromete a ductilidade da secção original como já foi referido no ponto 2.7. A Figura 2.6a) mostra as relações idealizadas momento-curvatura de uma viga reforçada exteriormente por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP (EBR). Aumentos significativos da capacidade resistente da secção reforçada são atingidos com o prejuízo da ductilidade.

Em muitos casos, a perda de ductilidade é desprezável. No entanto, secções que percam muita ductilidade devem ser analisadas com atenção. Segundo a filosofia do ACI 318 anexo B (2001), uma secção pouco dúctil tem que compensar com uma maior reserva de resistência. Essa maior reserva de resistência é conseguida aplicando um factor redutor de resistência, ϕ , de 0.70 para secções frágeis e 0.90 para secções dúcteis.

Esmagamento do betão comprimido (CC na literatura em língua inglesa referente a *concrete crushing*) ou rotura do FRP (FR na literatura em língua inglesa referente a *fibre rupture*) antes que o aço entre em cedência, são ambos modos de ruína frágeis. A cedência do aço (SY na literatura em língua inglesa referente a *steel yielding*), seguida de CC, proporciona alguns níveis de ductilidade dependendo da grandeza da deformação no aço após ter atingido a cedência (ε_{sy}). A SY, seguida de FR, é tipicamente dúctil, uma vez que o nível de deformação que provoca FR é significativamente mais alto do que o nível de deformação necessário para que o aço entre em cedência. Além disso, o aço de tracção e o FRP estão a uma distância semelhante do eixo neutro.

Além dos modos de ruína em ELU, a ductilidade é também afectada pelas condições de serviço. Se a armadura de tracção entra em cedência para cargas de serviço, é preciso estar atento às tensões residuais e à ductilidade. Para evitar este tipo de situações limitam-se as tensões em serviço aos valores apresentados no item (ii) deste ponto.

Embora possa não ser recomendável o uso de EBR como armadura principal, o projectista pode querer ignorar o aço de tracção por razões de deterioração. Se não se considera qualquer aço no dimensionamento do sistema de reforço, então deve considerar-se que a ruína é frágil. Portanto, o factor redutor da resistência a aplicar deve ser $\phi = 0.70$ de modo a assegurar uma reserva de resistência adequada.

Considerando a armadura de aço da secção existente, o único modo de ruína frágil que uma secção de betão armado pode experimentar é o CC. Secções de betão armado que na ruína apresentam $\varepsilon_{sy} < \varepsilon_{su} < 0.005$, são preocupantes pois exibem baixa ductilidade. Estas secções, no cálculo tradicional de betão armado, apresentam percentagens de armadura contidas entre o “reforço equilibrado” e 75% desse nível de reforço. Estas secções devem, por isso, ter uma reserva de resistência maior do que as secções mais dúcteis. Este conceito de “reforço equilibrado”, designado na literatura estrangeira como “*balanced reinforcement*”, refere-se ao dimensionamento que conduz a uma ruína simultânea por plastificação excessiva da armadura e esmagamento do betão comprimido.

No caso de se estar a reforçar uma secção de betão pré-esforçado pode-se considerar $\phi = 0.90$, uma vez que a ductilidade da secção não é grandemente afectada.

De acordo com a definição de “secção com tracção controlada” apresentada no capítulo 2 do regulamento ACI 318 (2001), consegue-se uma “secção com ductilidade adequada” se a extensão no aço no momento da ruína, ε_{su} , seja ela por esmagamento do betão ou ruína do FRP (incluindo delaminação ou descolamento) for no mínimo de 5%.

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{se } \varepsilon_{su} \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{se } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_{su} < 0.005 \\ 0.70 & \text{se } \varepsilon_{su} \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (2.23)$$

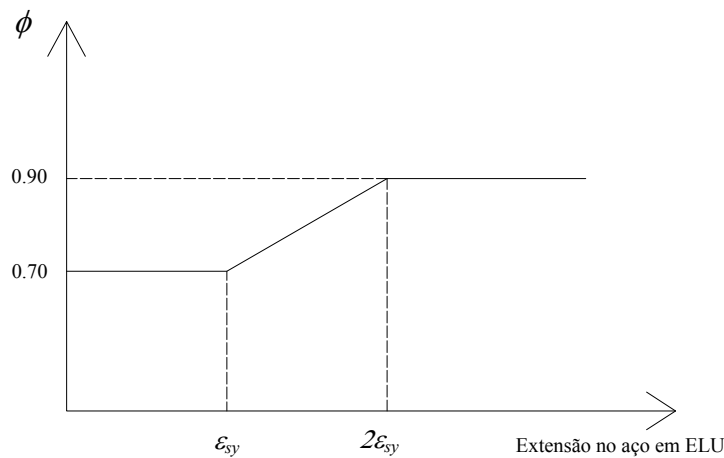


Figura 2.20 – Representação gráfica do factor redutor de resistência função da ductilidade

O EC2 fornece a seguinte limitação para ELU:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \begin{cases} 0.45 \text{ para betões da classe C35/45 ou inferiores} \\ 0.35 \text{ para betões de classes superiores à C35/45} \end{cases} \quad (2.24)$$

sendo x a profundidade do eixo neutro e d a altura útil da viga.

Se considerarmos $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$ e $h/d = 1.1$, podemos formular os seguintes valores mínimos para as extensões no FRP na ruína:

$$\varepsilon_{fu} \geq 5\% - \varepsilon_{b0} \text{ para betões do tipo C35/45 ou inferiores}$$

$$\varepsilon_{fu} \geq 7.5\% - \varepsilon_{b0} \text{ para betões superiores ao tipo C35/45}$$

No que diz respeito à armadura interna, para ELU, vem:

$$\varepsilon_{su} \geq 4.3\% \text{ para betões do tipo C35/45 ou inferiores}$$

$$\varepsilon_{fu} \geq 6.5\% \text{ para betões superiores ao tipo C35/45}$$

Se usarmos o aço A500, $\varepsilon_{syk} = 2.5\%$, significa isto que ε_{su} deve atingir valores 1.7 ou 2.6 vezes superiores a ε_{syk} . Portanto, o índice de ductilidade de curvatura mínimo ($\delta_{x,min}$) pode ser aproximadamente igual a 1.7 para aço A500 e betões da classe C35/45 ou inferiores e aproximadamente igual a 2.6 para aço A500 e betões de classe superior à C35/45.

O índice de ductilidade de curvatura (δ_x), que é dado pelo quociente da curvatura na ruína (χ_u) pela curvatura na cedência (χ_y), pode retirar-se dos diagramas momento-curvatura ($M - \chi$) como, por exemplo, os expostos no trabalho de Triantafyllou et al. (1992).

A secção de betão armado reforçada deve possuir armadura mínima para prevenir rotura frágil após a formação da primeira fenda.

Se as condições de serviço forem determinantes no dimensionamento do reforço à flexão com sistemas compósitos de FRP, a quantidade de FRP pode ser consideravelmente mais elevada que a necessária para ELU.

(ii) *Limitação das Tensões (ELS)*

Os ELS são cruciais para se obter um sistema de reforço bem dimensionado. Os aumentos significativos da capacidade resistente de uma secção, conseguidos com o reforço através da colagem exterior de sistemas compósitos de FRP, não são acompanhados por substanciais aumentos de rigidez (embora algum aumento de rigidez seja obtido). Quando é preciso reforçar um elemento sujeito a esforços de flexão, é importante, por isso, determinar os efeitos que o aumento da capacidade resistente vai ter nas tensões e deformações em serviço.

De modo a que se mantenham níveis de ductilidade e resposta perante acções cíclicas adequados, é importante assegurar que as tensões em serviço caiam dentro de uma dada gama. Particularmente, deve ser assegurado que o aço não entre em cedência sob a acção de cargas de serviço para que se evitem deformações plásticas. Ao contrário do dimensionamento tradicional de betão armado, é necessário verificar explicitamente as tensões admissíveis adicionalmente à análise em ELU.

Os cálculos respeitantes à situação de serviço podem ser baseados numa análise linear elástica. A metodologia apresentada a seguir é feita em secção fendilhada uma vez que em serviço é previsível que estrutura de betão armado num determinado momento da sua vida útil, tenha já sido sujeita a um momento actuante superior ao seu momento de fendilhação, M_{cr} .

O efeito do reforço FRP no ELS pode ser obtido usando uma área homogeneizada de FRP entrando no cálculo com o valor de cálculo do seu módulo de elasticidade.

A determinação das tensões de serviço em betão armado envolve a determinação da profundidade do eixo neutro (assumindo comportamento linear-elástico de todos os materiais) e a determinação das tensões em cada material baseadas no momento de serviço. Tal como num dimensionamento tradicional de betão armado, a profundidade do eixo neutro em serviço ($k d$) pode ser determinada através do cálculo do momento estático da secção homogeneizada. A área de FRP homogeneizada pode ser obtida multiplicando a área de FRP (A_f) pela razão de módulos de elasticidade do FRP pelo do betão (E_f / E_c). Embora este método ignore a diferença no nível de deformação inicial do FRP, o nível de deformação inicial não influencia, de modo significativo, a profundidade para o eixo neutro elástico.

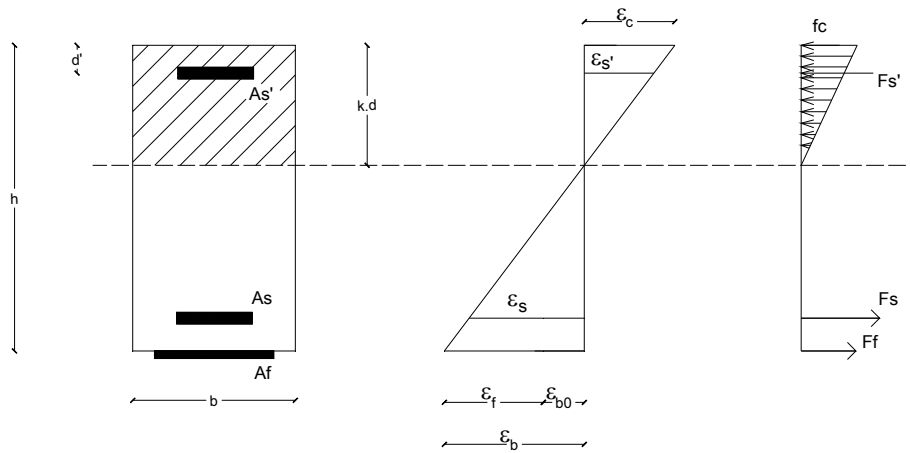


Figura 2.21 – Distribuição de tensões e deformações numa secção em ELS.

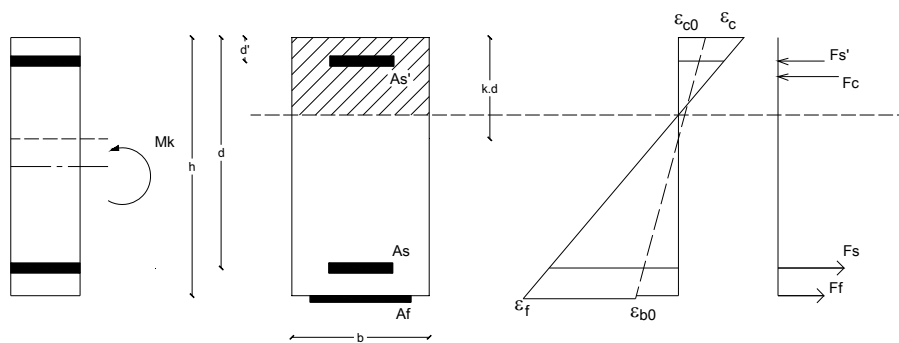


Figura 2.22 – Análise linear elástica em secção fendilhada.

As tensões em cada um dos materiais podem ser determinadas pelas equações (2.25) a (2.28):

$$f_s = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{b0} \cdot A_f \cdot E_f \cdot \left(h - \frac{k \cdot d}{3} \right) \right] \cdot (d - k \cdot d) \cdot E_s}{A_s \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{k \cdot d}{3} \right) \cdot (d - k \cdot d) + A'_s \cdot E'_s \cdot \left(\frac{k \cdot d}{3} - a' \right) \cdot (k \cdot d - a') + A_f \cdot E_f \cdot \left(h - \frac{k \cdot d}{3} \right) \cdot (h - k \cdot d)} \quad (2.25)$$

$$f_c = f_s \cdot \frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{k \cdot d}{d - k \cdot d} \quad (2.26)$$

$$f'_s = f_s \cdot \frac{k \cdot d - a'}{d - k \cdot d} \quad (2.27)$$

$$f_f = f_s \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot \frac{h - k \cdot d}{d - k \cdot d} - \varepsilon_{b0} \cdot E_f \quad (2.28)$$

O ACI define, para tensões admissíveis, os valores apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Tensões admissíveis em ELS segundo o *Committee 440* do ACI (2002)

Material	Tensão admissível	Factor de Durabilidade, C_D ⁽¹⁾	Factor Ambiental, C_E
Betão	$0.45 \cdot f'_c$	-	-
Aço macio de tracção	$0.80 \cdot f_{sy}$	-	-
Aço macio de compressão	$0.40 \cdot f_{sy}$	-	-
Aço de pré-esforço	$0.74 \cdot f_{pu} < 0.82 \cdot f_{py}$	-	-
CFRP	$0.33 \cdot C_D \cdot C_E \cdot f_{fu}$	1.0	0.65-1.0
GFRP	$0.33 \cdot C_D \cdot C_E \cdot f_{fu}$	0.30	0.60-1.0

⁽¹⁾ C_D não é mencionado no documento do *Committee 440*, mas está contido na publicação Watson Bowman Acme (2002).

As tensões admissíveis no betão e no aço de compressão foram retiradas directamente de regulamentos. Para o aço de tracção considerou-se um valor admissível acima do regulamentado devido à presença de um material adicional capaz de absorver a tensão de tracção, isto é, o FRP. As tensões admissíveis para os FRP são sugeridas de modo a que seja assegurado o seu comportamento a longo prazo. Reduções adicionais para as tensões admissíveis podem ser aplicadas usando os factores de durabilidade e ambientais C_D e C_E . Quando sujeitas a uma acção contínua superior a 30% da carga última para fibras de vidro e a 95% para fibras de carbono, estas fibras podem romper por fluência. O factor de durabilidade reflecte este comportamento. O factor ambiental reflecte a degradação sob condições extremas. Respeitando estas limitações de tensões, o comportamento destes materiais sob carregamentos contínuos ou sob exposição ambiental não será comprometida.

O valor da tensão no FRP pode ser calculado pela equação (2.28) com M_s , na equação (2.25), representando o momento devido às cargas permanentes e a uma parcela da carga variável.

Baseado em ensaios experimentais observou-se que as fibras de vidro, de aramida e de carbono podem romper, por fluência, quando submetidas a tensões 0.30, 0.47 e 0.91 vezes a sua resistência última, respectivamente (Yamaguchi et al., 1997). Para se garantir segurança em serviço, a tensão no FRP (f_f) tem que ser limitada aos valores apresentados na Tabela 2.5:

Tabela 2.5 – Tensões admissíveis nos sistemas de FRP

Tipo de fibra	Tensão admissível f_{fmax}
GFRP	$0.20 \cdot f_{fu}$
AFRP	$0.30 \cdot f_{fu}$
CFRP	$0.55 \cdot f_{fu}$

Em termos de fadiga, aplicam-se os mesmos limites da Tabela 2.5. O nível de tensão induzida pode ser calculado usando a equação (2.28) com M_s igual ao momento devido às cargas permanentes e a uma parcela da carga variável mais o máximo momento induzido por um ciclo de fadiga.

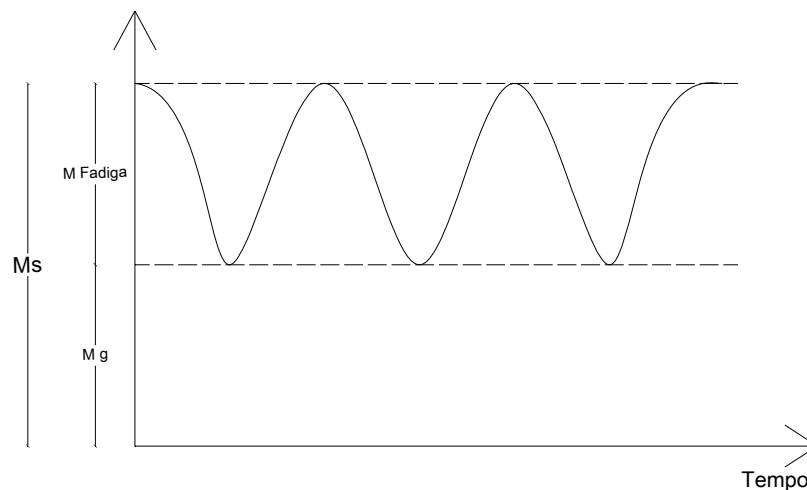


Figura 2.23 - Nível de Momento aplicado usado para verificação dos limites de tensões no FRP

Ao contrário do ACI, a FIB apresenta a formulação do cálculo em serviço não ignorando o facto de haver um estado inicial de deformação anterior à aplicação do reforço. Enquanto que, a profundidade do eixo neutro em elementos de betão armado, de acordo com uma análise linear elástica, é independente do momento actuante, isto não se verifica para uma secção reforçada como resultado das extensões iniciais antes de se proceder à aplicação do reforço. Assumindo comportamento linear elástico do sistema compósito de FRP e que o betão não resiste à tracção, a análise em secção fendilhada pode ser baseada na Figura 2.22 (Matthys, 2000).

Do equilíbrio das forças internas e da compatibilidade de deformações, obtém-se a profundidade do eixo neutro através da equação (2.29):

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_e^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_e - a') = \alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x_e) + \alpha_f \cdot A_f \cdot \left(h - \frac{1 + \varepsilon_{b0}}{\varepsilon_c} \cdot x_e \right) \quad (2.29)$$

Para valores reduzidos de ε_{b0} , o termo $(1 + \varepsilon_{b0} / \varepsilon_c) \cong 1$ e, portanto, a equação (2.29) pode ser resolvida directamente em ordem a x_e . Para valores elevados de ε_{b0} comparados com a extensão no betão ε_c na fibra extrema comprimida, a determinação da profundidade do eixo neutro x_e é feita através da equação (2.30):

$$E_c \cdot \varepsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_e \cdot (h - \frac{x_e}{3}) + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot \frac{(x_e - a') \cdot (h - a')}{x_e} - \alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x_e) \cdot \frac{h - d}{x_e}} \quad (2.30)$$

O momento de inércia em secção fendilhada é dado pela equação (2.31) e depende tal como x_e do momento actuante M_k .

$$I_2 = \frac{b \cdot x_e^3}{3} + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_e - a')^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x_e)^2 + \alpha_f \cdot A_f \cdot (h - x_e)^2 \quad (2.31)$$

Segundo a proposta da FIB, as tensões nos materiais sob condições de serviço devem respeitar os limites expostos a seguir de modo a prevenir dano ou fluência excessiva no betão, cedência no aço e fluência excessiva ou rotura por fluência no sistema compósito de FRP. Ao ser adicionado exteriormente um reforço para resistir a esforços de tracção, como a força interna de compressão tem que igualar a força total de tracção, é expectável uma mudança significativa no estado de tensão do betão. Para evitar compressão excessiva produzindo fendas longitudinais e extensões residuais, aplicam-se as seguintes limitações para a tensão de compressão no betão (EC2, 1991):

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c \leq \begin{cases} 0.60 \cdot f_{ck} & \text{para combinações raras} \\ 0.45 \cdot f_{ck} & \text{para combinações quase permanentes} \end{cases} \quad (2.32)$$

De modo a prevenir cedência do aço para cargas de serviço, o EC2 especifica:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq 0.80 \cdot f_{syk} \quad \text{para combinações raras} \quad (2.33)$$

Seguindo um critério semelhante, a tensão no sistema compósito de FRP, para combinações quase permanentes, deve respeitar o seguinte:

$$f_{f,qp} = E_f \cdot \varepsilon_f \leq \eta \cdot f_{fk} \quad \text{com } \eta = \begin{cases} 0.8 & \text{para CFRP} \\ 0.5 & \text{para AFRP} \\ 0.3 & \text{para GFRP} \end{cases} \quad (2.34)$$

Notar que como o dimensionamento é condicionado geralmente por ELS, serão de esperar extensões relativamente pequenas para o sistema compósito de FRP para cargas de serviço, e, portanto, é pouco provável que ocorra rotura do sistema de reforço por fluência.

2.8.5 Verificação de Segurança ao longo da ligação FRP-betão

O reforço de elementos de betão armado com sistemas compósitos de FRP colados exteriormente (EBR) às faces traccionadas assenta no princípio da transmissão de forças entre o FRP e o betão. Para que haja a transferência de forças do betão para o FRP é necessário que esteja assegurada a aderência adequada. Por esse motivo, a eventual perda de ligação entre o betão e o FRP é um aspecto crucial quando se pretende reforçar uma estrutura com este tipo de solução. A ruína por perda de aderência ocorre quando as tensões de aderência ultrapassam um valor crítico (relacionado com resistência de aderência por corte dos materiais) e se o descolamento se propaga de tal modo que o sistema de reforço compósito já não é capaz de suportar as cargas implicando a total perda do comportamento conjunto entre o betão e o reforço de FRP. Descolamentos localizados provocam ruínas localizadas na zona onde acontecem entre o betão e o FRP. Neste caso, a redução na capacidade resistente de aderência entre o betão e o FRP é limitada a uma pequena área, por exemplo, uma perda num comprimento colado reduzido próximo de uma fenda num elemento sujeito a esforços de flexão. Portanto, um descolamento localizado não é considerado por si só um modo de ruína que cause obrigatoriamente diminuição da capacidade resistente de um elemento reforçado exteriormente por colagem.

Quando estas perdas de aderência se propagam provocando perda do comportamento conjunto numa dimensão tal que o EBR não seja mais capaz de suportar as cargas, este modo de ruína designa-se *peeling-off*. Se não for possível redistribuir as tensões do EBR para a armadura interior de aço, ocorrerá este modo de ruína frágil e repentino.

O aproveitamento da capacidade resistente total do sistema de reforço colado exteriormente com compósitos de FRP depende do procedimento de dimensionamento, do tipo de estrutura, e da qualidade e bom estado do substrato de betão.

Tal como no projecto de secções de betão armado ou pré-esforçado, o procedimento para o dimensionamento do sistema de reforço à flexão com compósitos de FRP envolve os seguintes passos:

- a) Determinar a área de FRP necessária considerando as hipóteses admitidas no ponto 2.8.4.1
- b) Determinar o comprimento de amarração do FRP
- c) Encontrar o comprimento necessário do FRP baseado no comprimento de amarração e nos pontos de dispensa permitidos
- d) Detalhar qualquer amarração adicional ou sobreposição se necessárias
- e) Assegurar que se cumpram as regras de detalhe e disposições construtivas.

2.8.5.1 Valor de cálculo da tensão de aderência

Na verificação da ruína por perda de aderência em ELU, é feita referência para o valor de cálculo da tensão de aderência $\tau_{b,max}$. Na maioria dos casos $\tau_{b,max}$ será igual ao valor da resistência de aderência do betão f_{cb} . Baseado no critério de ruína de Mohr-Coulomb (Figura 2.24), e no caso de serem nulas as tensões normais, f_{cb} é cerca de 1.8 vezes a tensão resistente de tracção f_{ct} . Como tal, o valor de cálculo da tensão de aderência pode definir-se pela equação (2.36).

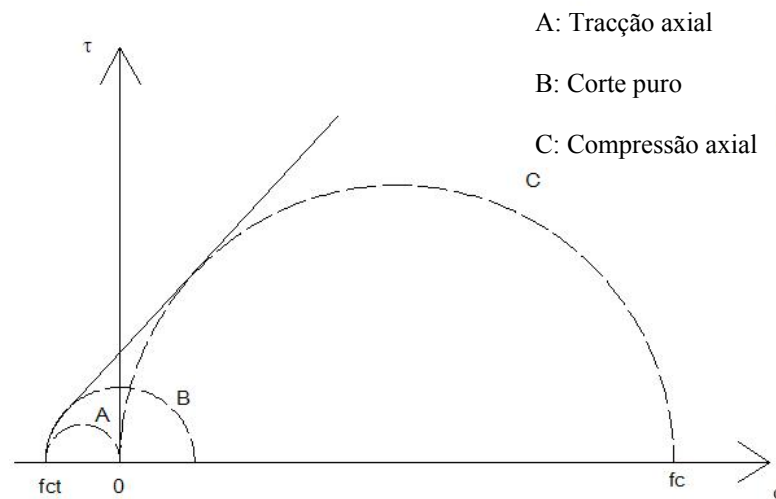


Figura 2.24 – Critério de ruína de Mohr-Coulomb

$$\tau_{b,max} = f_{cb} \cong 1.8 \cdot f_{ct} \quad (2.35)$$

$$f_{cbd} = 1.8 \cdot \frac{f_{ctk}}{1.5} \quad (2.36)$$

Preferentemente, deve ser feita referência à resistência superficial do betão à tracção determinada por testes de *pull-off*. Havendo preparação adequada da superfície, esta tem um valor a rondar:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2.37)$$

O valor característico para o quantilho de 5% é:

$$f_{ctk0.05} = 0.70 \cdot f_{ctm} \quad (2.38)$$

2.8.5.2 Análise da zona de amarração

A análise cuidada da zona da amarração é essencial para um dimensionamento adequado do sistema de reforço compósito. Nesta zona podem gerar-se modos de ruína de vária natureza como se verá a seguir.

O cálculo da força e comprimento de amarração são de extrema importância para o bom funcionamento do sistema de reforço.

(i) *Peeling-off sob a zona da fenda mais externa*

Um dos modos de ruína mais comuns é o designado peeling-off sob a zona da fenda mais extrema. Este mecanismo de ruína caracteriza-se por destacamento devido a tensões de corte excessivas na interface betão / FRP perto das extremidades como se pode observar na Figura 2.25.

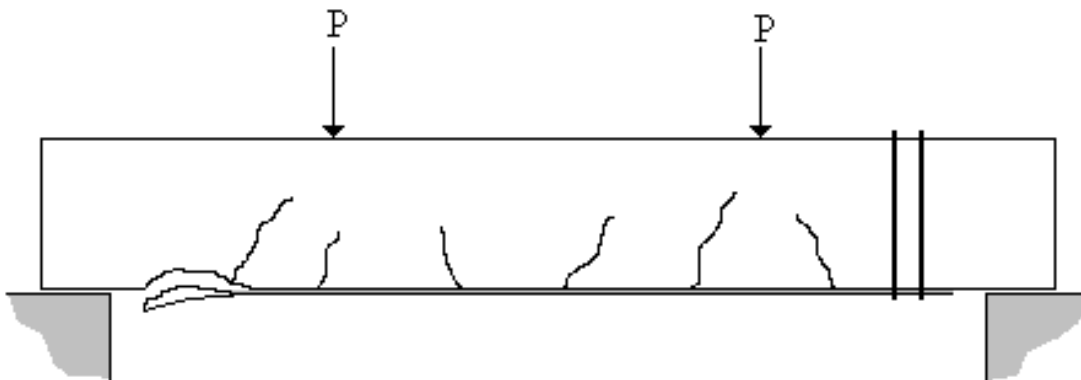


Figura 2.25 – Ruína na zona de amarração e sua prevenção

Este tipo de ruína pode evitar-se, amarrando as extremidades do sistema de reforço através, por exemplo, do uso de presilhas transversais ou cumprindo requisitos de dimensionamento no que diz respeito ao comprimento de amarração, de modo a que o sistema de reforço exterior possa suportar o valor da força de tracção máxima.

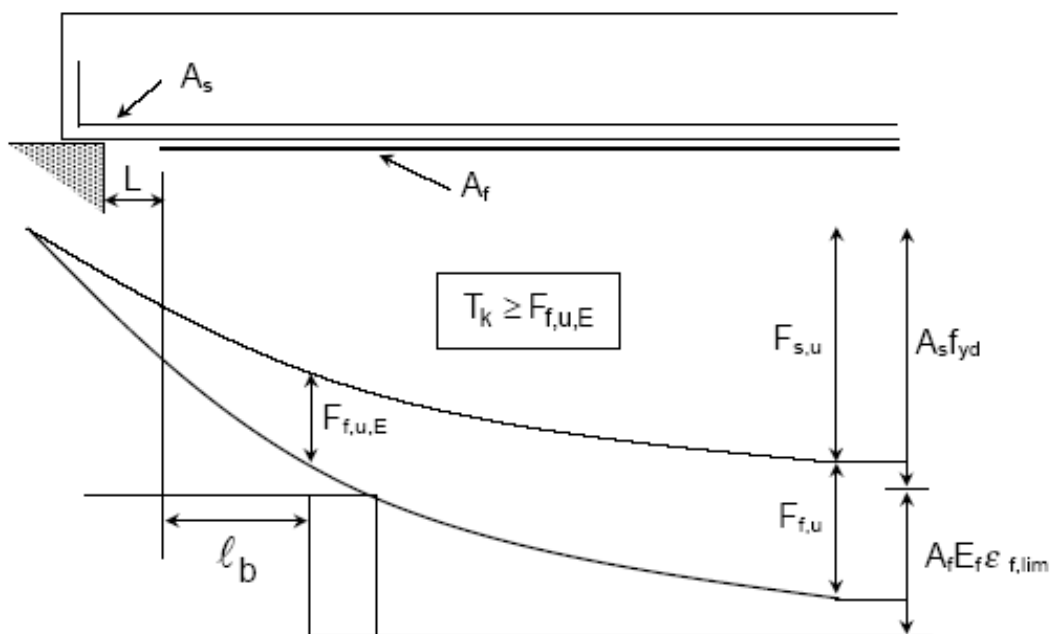


Figura 2.26 – Forças de tracção no aço e no FRP em ELU de flexão

(ii) *Cálculo da força e do comprimento de amarração*

A amarração de uma manta de FRP depende do valor característico da força de rotura por aderência e do comprimento de amarração. Nestas duas grandezas o valor característico da tensão de tracção superficial, a geometria da manta, o módulo de elasticidade da manta de CFRP e a largura do elemento são levadas em conta. Deste modo, o comprimento de amarração necessário e a força de rotura por aderência devem ser ajustadas de modo a detectar o modo de ruína.

O comprimento de amarração do EBR é baseado numa distribuição de tensões assumida e no valor máximo da tensão de tracção no FRP. Uma distribuição de tensões apropriada para FRP colado a betão fendilhado é uma distribuição triangular começando em zero, e subindo até ao valor da resistência à tracção do betão, descendo depois até zero. Assume-se que esta distribuição de tensões actua ao longo do comprimento de amarração do FRP. Esta distribuição de tensões de aderência tem sido usada no reforço por colagem de chapas de aço (Brosens et al., 1997) e adequa-se ao reforço com FRP. A sua validade já foi confirmada em testes com betões com tensão de compressão de 27.6 MPa e mantas Wabo MBrace CF 130 (Watson Bowman Acme, 2002).

O comprimento e a força máxima de amarração têm sido discutidos em diversos estudos. Seleccionaram-se, para serem apresentados neste parágrafo, os estudos da autoria de Holzenkämpfer (1994), Brosens et al. (1999), GICT (1997), Neubauer et al. (1999), Maeda (1997) e Täljsten (1994). Entre eles, o modelo proposto por Holzenkämpfer (1994) e modificado por Neubauer et al. (1999) para aferir a técnica de aderência das mantas de FRP serve para calcular o comprimento de amarração necessário para prever a tensão máxima de aderência na interface ao longo do comprimento de amarração. Além disso, os estudos apresentados respeitantes ao comprimento de amarração foram usados para avaliar o comprimento de amarração das vigas reforçadas com CFRP.

A capacidade de amarração dos laminados de CFRP exteriormente colados pode ser determinada utilizando estudos não lineares da mecânica da fractura (Van Gemert et al., 1999). Este modelo é baseado numa relação bi-linear tensão de corte - escorregamento para o betão e ambas as situações com pré ou pós fendilhação foram levadas em atenção (ver Figura 2.28 e Figura 2.29). A energia de fractura (G_f) é definida pela área contida na curva “ $\tau - s$ ” e é utilizada para calcular a força máxima transferível (F_{max}). O comprimento de amarração (l_a) é o comprimento necessário para absorver 97% da força máxima. Em ELU, a força máxima transferível e o comprimento de amarração são dados pelas equações (2.39) e (2.40) respectivamente. Um programa experimental incluindo 24 ensaios de corte duplo foi realizado por Brosens et al. (1999). Dos resultados previstos e medidos, concluiu-se que a força máxima, que é possível transferir, pode ser muito bem prevista, o que prova a validade das hipóteses assumidas e das simplificações neste modelo.

$$F_{\max} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot G_f \cdot E_f \cdot t_f} \quad (2.39)$$

$$la = \frac{2 \cdot \lambda + ATAN\left(\frac{0.96}{\lambda}\right)}{\lambda \cdot w} \quad \text{com} \quad \lambda = \sqrt{\frac{s_m}{s_0 - s_m}} \quad \text{e} \quad w = \sqrt{\frac{\tau_m \cdot (1 + m \cdot \gamma)}{s_m \cdot E_f \cdot t_f}} \quad (2.40)$$

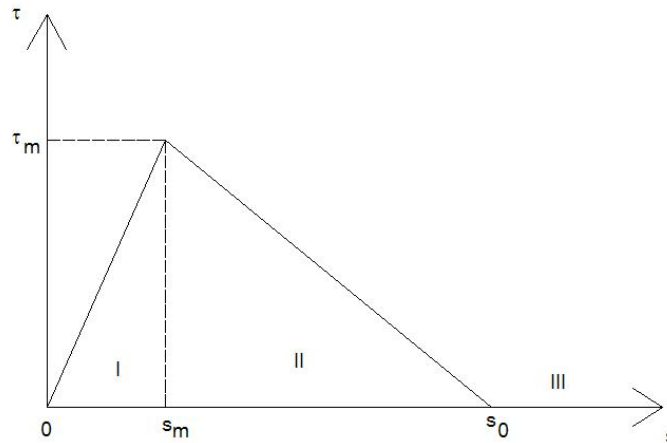


Figura 2.27 – Relação bi-linear tensões de corte (τ) - escorregamento (s) (Brosens et al., 1999)

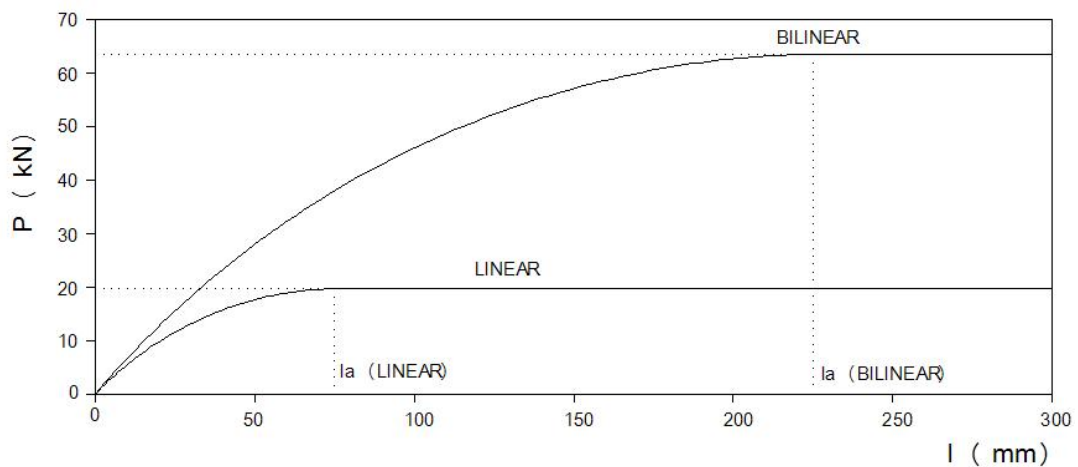


Figura 2.28 – Relação entre força (P) e comprimento de amarração (l) (Brosens et al., 1999)

Um estudo detalhado é feito por Holzenkämpfer (1994) na análise teórica das relações tensão de aderência – escorregamento ($\tau_b - s$) de reforços colados exteriormente. Particularmente, as relações tensão de aderência – escorregamento de Pichler (1993) estão de acordo com os resultados experimentais. Considerações de equilíbrio numa parcela da ligação betão – epoxy – FRP como se pode observar na Figura 2.29, conduzem à equação diferencial (2.41) proposta por Holzenkämpfer (1994). Resultados experimentais diferentes de relações tensão de aderência – escorregamento, tais como os de Holzenkämpfer (1994), Pichler (1993) e Hankers (1995) foram usados como dados para esta equação diferencial. Como resultado, a solução da equação diferencial forneceu, para o reforço colado

exteriormente, a força máxima no reforço (F_u) e o comprimento de amarração máximo (l_{amax}) como se vê nas equações (2.42) e (2.43). Através destas fórmulas, percebe-se que sistemas de FRP mais espessos resultam num aumento da força de amarração e num maior comprimento de amarração.

$$\frac{d^2 S_p}{dx^2} - \left\{ \frac{G_a \cdot \left(1 + \frac{E_p \cdot A_p}{E_c \cdot A_c}\right)}{t_a \cdot E_p \cdot t_p} \right\} \cdot S_p = 0 \quad (2.41)$$

$$F_u = 0.35 \cdot b_p \cdot k_b \cdot k_c \cdot \sqrt{f_{ct} \cdot E_p \cdot t_p} \quad (2.42)$$

$$l_{amax} = \sqrt{\frac{E_p \cdot t_p}{4 \cdot f_{ct}}} \quad (2.43)$$

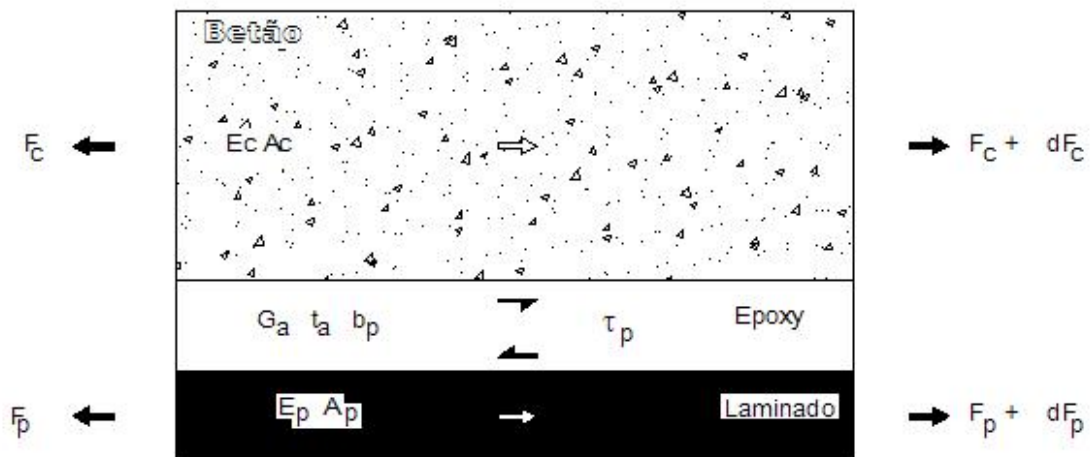


Figura 2.29 – Equilíbrio de uma parcela de betão, epoxy e FRP (Holzenkämpfer, 1994)

Além disto, considerações teóricas têm demonstrado que a zona de amarração de mantas de CFRP, é sujeita a forças de destacamento ou tensões de *peeling* (Jensen et al., 1999). Testes levados a cabo com a intenção de determinar a força última no reforço, tem demonstrado que destacamento ou *peeling* são modos de ruína comuns. Ensaio conduzidos no laboratório *Institut for Anvendt Byggeri og Miljøteknologi* (IABM) da Universidade Técnica da Dinamarca mostraram que a força última de amarração das mantas de CFRP coladas é independente do comprimento colado ao betão, desde que o comprimento de colagem das mantas de CFRP seja superior a aproximadamente 300mm (para um betão de classe média). O comprimento de amarração é aqui definido como o comprimento das mantas de CFRP para além de uma fenda num elemento de betão, por exemplo, uma fenda de flexão ou de corte. Assumindo que o adesivo epoxy e o betão têm comportamento linearmente elástico, Volkersen (1938) estabeleceu uma equação para resolver o problema de amarração. A complexidade desta equação tem sido solucionada pelo Instituto Germânico da Tecnologia da Construção (GICT) (1997). Como resultado, a

força de amarração última, F_u , pode ser dada pela equação (2.44). Os resultados experimentais obtidos por Täljsten (1994), usando GFRP e aço, foram usados para avaliar os valores previstos e estão expostos na Figura 2.30. Observa-se que o cálculo da força máxima de amarração se pode estimar bem pelas recomendações germânicas, particularmente para um resistência de *pull-off* ($f_{ct,p}$) no mínimo de 1.5MPa e no máximo de 3.0MPa.

$$\frac{F_u}{F_{\max}} \approx \begin{cases} \frac{l_a}{l_{cr}} \cdot \left(2 - \frac{l_a}{l_{cr}}\right) & \text{para } l_a \leq l_{cr} \\ 1 & \text{para } l_a \geq l_{cr} \end{cases} \quad (2.44)$$

$$l_{cr} \approx 0.7 \cdot \sqrt{\frac{t_f \cdot E_f}{f_{ct}}} \quad [\text{mm}] \quad (2.45)$$

$$F_{\max} = 0.5 \times 10^{-3} \cdot b_f \cdot k_b \cdot k_T \sqrt{f_{ct} \cdot E_f \cdot t_f} \quad \text{com } k_b = 1.06 \cdot \sqrt{\frac{(2 - b_f)}{\frac{b_{ef}}{(1 + b_f)} \cdot 400}} \quad (2.46)$$

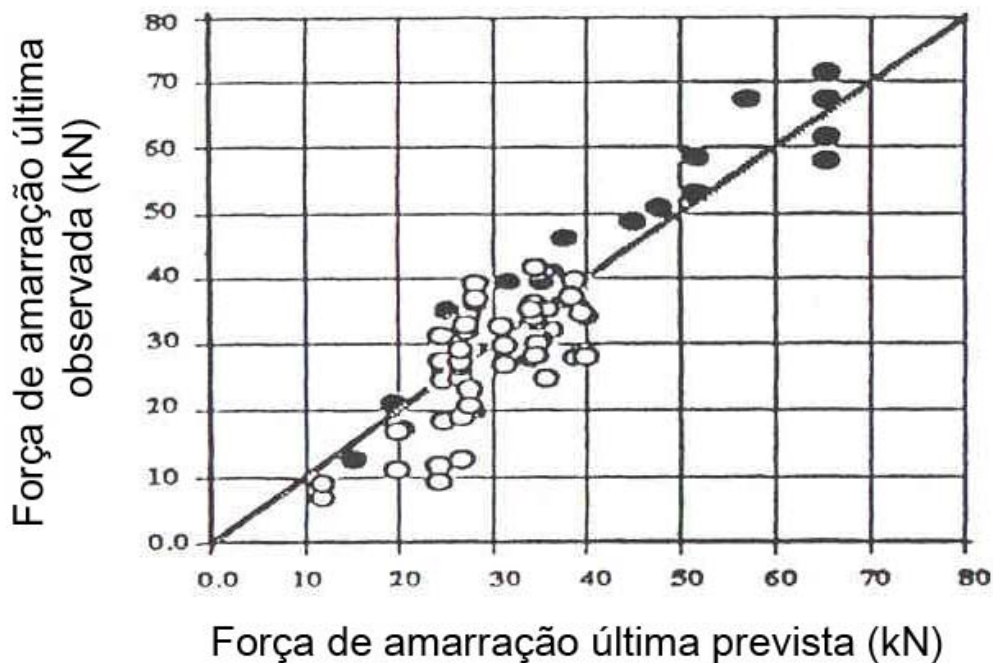


Figura 2.30 – Força de amarração calculada e observada em CFRP e várias chapas de aço e GFRP (●) de acordo com as recomendações germânicas (Jensen et al., 1999)

O modelo de resistência de aderência de um reforço colado ao betão, desenvolvido para materiais elásticos laminares pode também prever a força última de amarração de chapas de aço (Holzenkämpfer, 1994). Assumindo a ruína do betão, através da mecânica da fractura, tal modelo foi validado para mantas de CFRP (Neubauer et al., 1999). A resistência de aderência é governada pela energia da fractura (G_F),

necessária para descolar um elemento colado e é definida pela área delimitada pela curva de aderência local, isto é, a tensão de aderência da manta (τ) dependente de um deslocamento relativo (s) na direcção da força. A energia da fractura (G_F) é dependente do comprimento colado (l_a) desde que este não caia numa gama de valores inferiores a um determinado valor máximo do comprimento de colagem. Usando o critério de Mohr-Coulomb para a ruína por perda de aderência, a tensão aderente de pico (τ_{f1}) é derivada da resistência superficial da tracção do betão (f_{ct}) de acordo com a equação (2.47). A energia de fractura pode exprimir-se através da equação (2.48). O factor k_b ($1 < k_b \leq 1.3$), tem em atenção a influência da largura da chapa relativamente à largura do elemento do betão. O factor C_f contém todos os efeitos secundários. Como resultado dos ensaios de aderência por corte duplo em 70 provetes realizado por Neubauer et al. (1999), o valor médio obtido para C_f foi de 202mm. Os testes mostraram que, ultrapassando l_{amax} , não se verifica aumento da força de amarração última (T_u). Como consequência, o valor máximo para a força de amarração última ($T_{u,max}$), e para o comprimento de amarração máximo (l_{amax}) pode extrair-se das equações (2.49) e (2.50).

$$\tau_{f1} = 1.86 \cdot f_{ct} \quad (2.47)$$

$$G_f = k_b^2 \cdot C_f \cdot f_{ct} \quad (2.48)$$

$$T_{u,max} = b_f \cdot k_b \sqrt{2 \cdot G_f \cdot E_f \cdot t_f} = 0.64 \cdot k_b \cdot b_f \cdot \sqrt{f_{ct} \cdot E_f \cdot t_f} \quad (2.49)$$

$$l_{a,max} = 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_f \cdot E_f \cdot t_f}{\tau_{f1}^2}} = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot f_{ct}}} \quad (2.50)$$

Seguem-se as formulações propostas por vários autores para a determinação da força e comprimento de amarração e resumidas no trabalho de Dimande (2003). Na investigação levada a cabo para este trabalho, concluiu-se que se tratam das expressões que reúnem maior consenso e, por outro lado, são facilmente aplicadas à área do dimensionamento.

Tabela 2.6 – Equações de previsão da força e comprimento máximos de amarração

Modelos	Força de amarração	Comprimento eficaz de colagem
Rostasy e Neubauer (CEB-FIP, 2001)	$T_{m,m\acute{a}x} = \alpha \cdot c_1 \cdot k_b \cdot k_c \cdot b_f \cdot k_T \cdot \sqrt{E_f \cdot n \cdot t_f \cdot f_{ctm} \cdot k_\mu}$	$\ell_{t,m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{E_f \cdot n \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}}$
Matthys (2000)	$T_{m,m\acute{a}x} = \alpha \cdot k_b \cdot k_c \cdot b_f \cdot \sqrt{2 \cdot c_F \cdot E_f \cdot n \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$	$\ell_{t,m\acute{a}x} = 1,57 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\frac{c_F \cdot E_f \cdot n \cdot t_f}{f_{ctm}}}$

Tabela 2.7 – Diferenças entre os parâmetros intervenientes nas equações de previsão.

Parâmetros	CEB-FIP (2001)	Matthys (2000)	Brosens (2001)
k_b	$k_b = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}}$ $1 \leq k_b \leq 1,29; \quad \frac{b_f}{b} \geq 0,33$	$k_b = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} > 1$ $\frac{b_f}{b} \geq 0,5$	$k_b = \sqrt{\frac{k \cdot \left(2 - \frac{b_f}{b}\right)}{1 + \frac{b_f}{b_0}}}$ $b_0 = \frac{h_{ref}}{k-1}, \quad k = 1,47$
k_c	$k_c = 0,67 - 1,0$	$k_c = 0,87 - 1,0$	$k_c = 0,65 - 1,0$
k_μ	$k_\mu = 1,0$	-	-
k_T	$k_T = 0,9 - 1,0$	-	-
c_1	$c_1 = 0,64$	-	-
c_2	$c_2 = 2,0$	-	-
c_F	-	$c_F = 0,202\text{mm}$	$c_F = 0,40\text{mm}$
α	$\alpha = 0,9 - 1,0$	$\alpha = 0,9 - 1,0$	$\alpha = 0,9 - 1,0$

Os parâmetros apresentados na Tabela 2.7 têm o seguinte significado:

- k_b representa a influência da geometria da zona de ancoragem na força máxima;
- α é um factor de redução da força de amarração que representa a influência das fendas inclinadas (fendas de corte) na resistência da aderência (Neubauer et al., 1999) (note que $\alpha = 1.0$ corresponde a vigas ou lajes com suficiente resistência ao corte);
- k_μ Relacionado com o tipo de ensaio e grau de reforço (para ensaios de corte directo por tracção, k_μ) (Rostasy et al., 1998);
- k_T representa a influência da temperatura do substrato de betão na aderência ($k_T = 0.9$ para ambientes exteriores onde podem existir variações térmicas de -20°C a 30°C);
- c_F tem em conta todos os efeitos de segunda ordem;
- c_1, c_2 são factores obtidos por calibração a partir de resultados de ensaios;
- k_c factor que representa o efeito da preparação da superfície;

O valor exacto deste factor k_c é muito difícil de determinar, assim como a qualidade da abrasão da superfície do betão são quase impossíveis de quantificar e dependem muito do ambiente envolvente, e da

experiência do técnico. A Tabela 2.8 mostra os valores de k_c propostos por Brosens (2001). Para alguns autores o factor k_c traduz o grau de compactação do betão.

Tabela 2.8 – Valores de k_c (Brosens, 2001)

k_c	Condições	Exemplo
1	Muito Boas	Condições de Laboratório
0,85 – 0,95	Boas	Ambientes fechados, trabalho cuidado
0,75 – 0,85	Normais	Ambientes abertos, trabalho cuidado
0,65 – 0,75	Más	Ambientes poeirentos e húmidos, trabalho pouco cuidado

(iii) *Fenda de corte na extremidade*

A ruína por corte na extremidade pode ocorrer quando é excedida a capacidade resistente ao corte da secção de betão armado junto da extremidade. Este modo de ruína, caracteriza-se, na maioria dos casos, por um destacamento da camada de betão de recobrimento, mas pode, numa situação extrema, como no caso de uma secção de betão armado sem armadura de esforço transverso, provocar uma fenda diagonal que se propague por toda a altura do elemento estrutural (Figura 2.31 à esquerda).

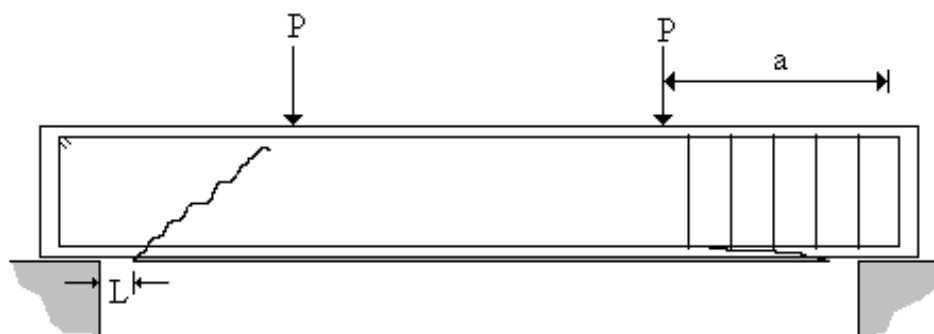


Figura 2.31 – Ruína por corte na extremidade

Ensaio experimentais de diversos autores, como por exemplo os de Oehlers et al. (1990) ou Janze (1997) indicam que quando as chapas coladas exteriormente terminam a uma determinada distância do apoio (que é o caso dos reforços exteriormente colados) pode iniciar-se uma fenda aproximadamente vertical a partir do ponto extremo da chapa e que depois se desenvolve como uma fenda de corte inclinada (ver Figura 2.31 à esquerda). No entanto, devido aos estribos de aço internos, a fenda de corte pode não se desenvolver e a chapa colada descola-se do betão ao nível da armadura de tracção longitudinal assumindo a forma de um destacamento (ver Figura 2.31 à direita). Este último modo de ruína é também designado destacamento do betão e a principal causa está relacionada com a distância

medida na vertical entre as forças internas de tracção na armadura interna e no FRP EBR como no modelo da treliça.

A localização da extremidade do FRP EBR é importante, pois as tensões normais e de corte (tangenciais) aumentam com o aumento da distância L_0 entre o apoio e a extremidade do reforço. Os dois modos de ruína serão activados quando a máxima tensão de corte rasante, próxima da extremidade da chapa, atingir um valor crítico. Janze (1997) introduziu o conceito de vão fictício de corte ilustrado na Figura 2.32, para modelar a resistência de corte de vigas reforçadas com chapas seguindo as linhas do MC90 (1993):

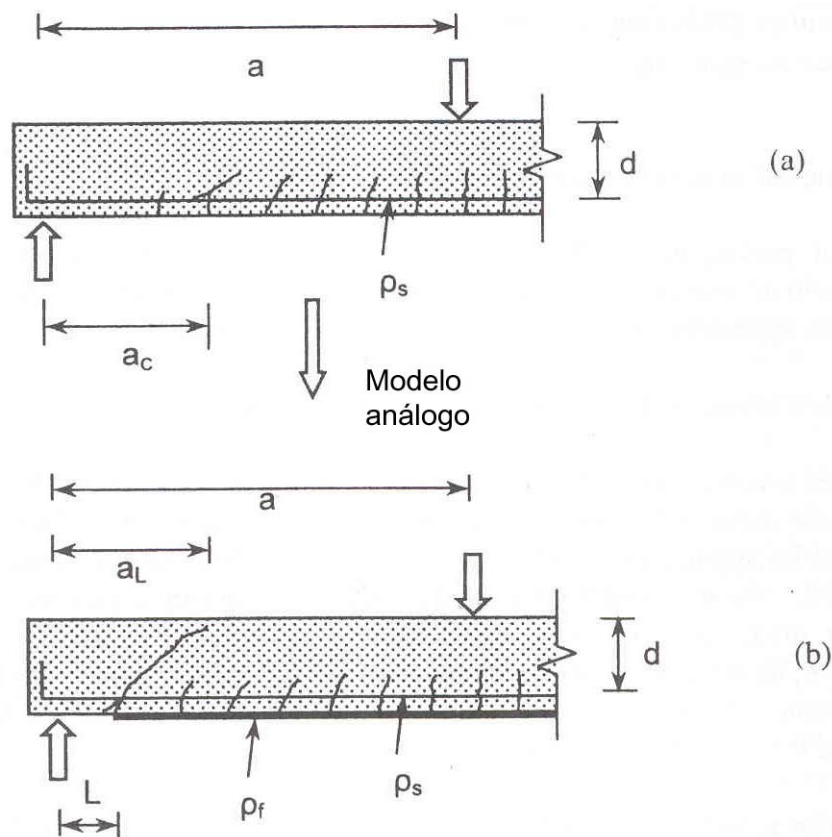


Figura 2.32 – (a) Conceito de vão fictício de corte; (b) Modelo de ruína por corte na extremidade

As equações resultantes são:

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \tau_{rd} \cdot b \cdot d \quad (2.51)$$

com:

$$\tau_{rd} = 0.15 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot \frac{d}{a_{L0}}} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_s \cdot f_{ck}} \quad (2.52)$$

$$a_{L0} = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s} \cdot d \cdot L_0^3} < a \quad (2.53)$$

$$L_0 = a_i + f \quad (2.54)$$

$$L_0 + d < a \quad (2.55)$$

L_0 (mm) – Distância da extremidade do FRP ao eixo do apoio

a (mm) – Vão de corte

a_{L0} (mm) – Vão de corte fictício

Nas expressões anteriores, as unidades devem ser Newton e milímetro. O modelo é válido apenas se se respeitarem os limites impostos nas equações (2.53) e (2.55).

O conceito de vão fictício de corte fornece uma abordagem simplificada e uma previsão conservativa para a ruína por corte na extremidade (incluindo o destacamento do betão). Foram também desenvolvidos outros modelos, como por exemplo, os de Täljsten (1994) e Malek et al. (1998) baseados no cálculo analítico das tensões de corte e tensões normais na extremidade do FRP. No entanto estes modelos são muito mais complicados para serem aplicados na prática corrente do projecto de reforço.

2.8.5.3 Análise da zona restante da interface betão - FRP

(i) Método de Matthys (2000)

Esta abordagem compõe-se de dois passos. O primeiro envolve a análise da zona de amarração seguindo a metodologia apresentada em 2.8.5.2(ii). No segundo passo, deve verificar-se se a tensão de corte rasante (τ_b) ao longo da interface, resultante da variação da força de tracção ao longo do FRP é limitada (Matthys, 2000). Considerando 2 secções a uma distância Δ_x , sujeitas a momentos M_d e $M_d + \Delta M_d$, τ_b vem igual a:

$$\tau_b = \frac{\Delta N_{fd}}{b_f \cdot \Delta_x} \quad (2.56)$$

sendo ΔN_{fd} 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}). Adoptando 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 tracção, ou seja:

$$f_{cbd} = 1.8 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (2.57)$$

A equação (2.57) pode ser simplificada considerando que:

$$N_{rd} = \frac{M_d}{z_m} \quad (2.58)$$

e

$$N_{rd} = N_{fd} + N_{sd} \quad (2.59)$$

Dependendo se o aço já entrou em cedência ou não, N_{rd} e ΔN_{fd} pode ser aproximado a:

$$\text{Se } \varepsilon_s < \varepsilon_{yd} : N_{rd} = N_{fd} \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s}{A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f}\right) \approx N_{fd} \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_f \cdot E_f}\right) \quad (2.60)$$

$$\Delta N_{fd} \approx \frac{\Delta M_d}{z_m \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_f \cdot E_f}\right)} \quad (2.61)$$

$$\text{Se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} : N_{rd} = N_{fd} + A_s \cdot f_{yd} \quad \text{ou} \quad \Delta N_{fd} \approx \frac{\Delta M_d}{z_m} \quad (2.62)$$

Sabendo que:

$$\frac{\Delta M_d}{\Delta x} \approx V_d \quad (2.63)$$

e

$$z_m = \frac{(z_s + z_f)}{2} \approx 0.95 \cdot d \quad (2.64)$$

chega-se às seguintes condições:

$$\text{Se } \varepsilon_s < \varepsilon_{yd} : \frac{V_d}{0.95 \cdot d \cdot b_f \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_f \cdot E_f}\right)} \leq f_{cbd} \quad (2.65)$$

$$\text{Se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} : \frac{V_d}{0.95 \cdot d \cdot b_f} \leq f_{cbd} \quad (2.66)$$

Na equação (2.65) assumiu-se que $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f} \approx 1$. Da equação (2.65) pode observar-se que esta aproximação conduz a valores pelo lado da segurança. Devido à largura substancial da interface de aderência normalmente disponível, a verificação feita de acordo com as equações (2.65) e (2.66) não é habitualmente decisiva. 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.

Uma conclusão chave desta abordagem é que, se a condição anterior se verificar, as fendas de flexão só produzirão micro-fendilhação estável na interface FRP-betão e descolamentos localizados, que não resultarão em ruína por perda de aderência. Portanto, não deve ser aplicada limitação adicional à extensão no FRP.

(ii) *Método de Niedermeier, Blaschko e Matthys*

- Fendas de Flexão

Niedermeier (2000) desenvolveu um modelo com grandes potencialidades que peca pela sua grande complexidade (Bogas, 2003). É objectivo deste trabalho apresentar métodos e recomendações simples para projecto de reforço com materiais compósitos de FRP. Nesse sentido, este modelo não se adequa ao objectivo pretendido e, por isso, considera-se que a perda de aderência na zona das fendas de flexão está precavida desde que sejam cumpridas as verificações apresentadas no ponto 2.8.5.2.

- Fendas de Corte

As fendas de corte em elementos de betão armado são inclinadas e estão associadas a aberturas horizontais e verticais. Estes dois tipos de fendas podem conduzir a *peeling-off* do reforço de FRP (Figura 2.33). No entanto, em elementos com suficiente reforço ao corte, interno ou externo, e em lajes, o efeito desta fendilhação vertical é desprezável no que diz respeito ao *peeling-off*.

Segundo Triantafyllou e Plevris (1992), para que se dê início ao *peeling-off*, é preciso ter em atenção os seguintes parâmetros:

- a) A abertura da fenda vertical
- b) A rigidez ao corte e à flexão do FRP
- c) A resistência à tracção do betão

Este fenómeno de *peeling-off* devido a fendas de corte ainda não está quantificado da melhor maneira, sendo ainda necessário desenvolver um modelo de aderência adequado. O modelo de Deurig (1993) é talvez o mais desenvolvido até agora, mas é muito complicado para se aplicar. Blaschko (1997) propôs que o *peeling-off* nas fendas de corte pudesse ser prevenido limitando a força de corte actuante ao valor resistente, V_{rd1} , dos elementos de betão armado sem armadura de corte com a seguinte modificação no cálculo da tensão resistente de corte (τ_{rk}) e na percentagem equivalente de armadura longitudinal (ρ_{eq}):

$$\tau_{rk} = 0.15 \cdot f_{ck}^{1/3} \quad (2.67)$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \cdot \frac{E_f}{E_c}}{b \cdot d} \quad (2.68)$$

No caso da capacidade resistente ao corte cair para valores inferiores aos necessários, devem ser projectados reforços ao corte.

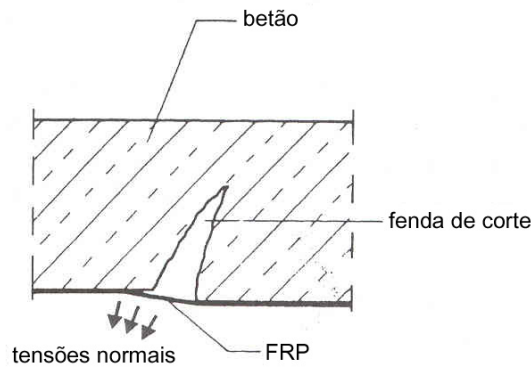


Figura 2.33 – *Peeling-off* causado por fendas de corte

Baseando o seu estudo em resultados experimentais (betões entre C25/30 e C30/37 e laminados de CFRP fabricados segundo a técnica de *wet lay-up*), Matthys (2000) sugere para o esforço resistente ao corte:

$$V_{Rp} = \tau_{Rp} \cdot b \cdot d \quad (2.69)$$

com um valor característico para a capacidade resistente ao corte rasante de:

$$\tau_{Rp} = 0.38 + 151 \cdot \rho_{eq} \quad (2.70)$$

em que τ_{Rp} , em MPa, é o valor da tensão de corte rasante correspondente ao início de *peeling*

2.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Da revisão bibliográfica realizada salientam-se os seguintes pontos a reter:

- Não existe ainda um regulamento sobre o dimensionamento de reforços de elementos de betão armado por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP, nem a nível nacional nem a nível internacional. Existem várias propostas normativas baseadas em teses de autores reconhecidos na área, mas que contém muitos assuntos a necessitar de maior discussão e investigação.
- As fichas técnicas dos fabricantes dos sistemas compósitos de FRP são muitas vezes pouco esclarecedoras quanto aos valores que apresentam para caracterizar as propriedades mecânicas dos sistemas. Num grande número de documentos consultados, a dúvida sobre se

se tratam de valores característicos ou médios invade o projectista. Muitas vezes também não são explícitos no que diz respeito à realização de ensaios experimentais para determinação dessas mesmas propriedades.

- Embora se trate de uma técnica com alguns trabalhos de investigação realizados nos últimos anos, não existem critérios de dimensionamento específicos para a técnica de reforço por inserção de laminados ou varões na camada de recobrimento conhecida como *near surface mounted* (NSM).
- Os critérios de detecção das ruínas prematuras são ainda vagos. A maioria das propostas normativas não entra em linha de conta com as diferenças derivadas do tipo de sistema, da rigidez do mesmo, nem o tipo de fibra.
- Deve ser caracterizado o estado de deformação na face de betão onde vai ser colado o reforço, aquando da aplicação do mesmo, pois na maior parte dos casos essa face apresenta já uma deformação inicial devida a cargas permanentes.
- Os ELS são quase sempre determinantes no dimensionamento.
- Os requisitos de ductilidade apresentados no *bulletin 14* da FIB parecem algo desenquadrados em determinadas situações. Neste campo, o critério do *ACI Committee 440* é mais abrangente e razoável.

Perante estas observações há aspectos que merecem ser objecto de estudo tais como:

- Serão as propostas normativas existentes adequadas aos dois tipos de sistemas comerciais existentes?
- Serão as propostas normativas existentes adequadas à técnica de NSM?
- Procurar expressões conciliadoras para o cálculo da força e comprimento de amarração uma vez que as propostas de coeficientes que integram tais expressões são numerosas.

É objectivo desta dissertação salientar as diferenças e os principais desajustes entre os critérios actuais de dimensionamento e a realidade. Também apontar ideias para uma folha de cálculo que permita apoiar o futuro técnico num dimensionamento mais orientado do que os actuais programas de cálculo dos fornecedores dos sistemas.

Capítulo 3

Resultados experimentais vs propostas normativas

3.1 INTRODUÇÃO

A concepção do reforço com sistemas de FRP pressupõe para a sua adequada aplicação um conhecimento rigoroso dos modelos de dimensionamento e de verificação de segurança descritos na revisão do estado actual do conhecimento exposto no Capítulo 2.

Este capítulo tem como objectivos principais a avaliação dos métodos de cálculo expostos nas propostas normativas da FIB (Bulletin 14, 2001) e ACI (2002) para a verificação da segurança à flexão de estruturas de betão armado reforçadas com sistemas compósitos de CFRP e a avaliação da relevância de alguns parâmetros para o dimensionamento. Sublinha-se que nesta etapa não se aspira validar ou desacreditar as expressões e os métodos propostos pelos diversos autores nas publicações referidas, mas antecipar alguma discussão relativamente aos resultados subjacentes a esses critérios.

Pretende-se avaliar se, para uma dada base de dados de ensaios experimentais, os resultados obtidos respeitam as condições de segurança em relação ao Estado limite Último (ELU) definidas nas publicações acima referidas e identificar, entre os diversos métodos propostos, os que melhor se adequam a este tipo de estruturas.

Para cumprir esses objectivos, primeiro expõe-se o programa experimental reunido para base de dados, identificando-se os critérios, os parâmetros, os modos de ruína e o nível de deformação do compósito observados nos modelos seleccionados para a análise do seu comportamento no ELU. Seguidamente, procede-se à análise da verificação da segurança à flexão do programa experimental interpretada pelos documentos da FIB (Bulletin 14, 2001) e do ACI (2002), em termos gerais e face à importância da variação de alguns parâmetros mecânicos e geométricos na análise. Por último, tecem-se considerações finais sobre os resultados obtidos neste estudo.

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL BASE

Consultaram-se diversos trabalhos de investigação realizados por vários autores e seleccionou-se uma gama alargada de ensaios experimentais, tendo, como base desta selecção, cinco parâmetros principais que serão apresentados mais à frente neste ponto. Desse modo, foram recolhidos dados dos seguintes trabalhos de investigação experimental:

(i) Lajes

- Programa experimental sobre duas campanhas de faixas de laje de betão armado efectuado no Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (LABEST), na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) (Juvandes, 1999; Dias, 2001).
- Programa experimental sobre lajes de betão armado, efectuado na Technischen Universität Braunschweig (TUB), Braunschweig, Alemanha (Rostasy et al., 1998).
- Programa experimental sobre lajes de betão armado, efectuado na Universidade do Minho (UM) por Bonaldo et al. (2005)

(ii) Vigas

- Programa experimental sobre duas campanhas de vigas de betão armado, efectuado no LABEST (FEUP) por, Porto, Portugal (Juvandes, 1999).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado no Instituto Superior Técnico (IST) (Travassos, 2005).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Katholieke Universiteit Leuven* (KUL), *Heverlee*, Bélgica (Brosens, 2001).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brasil (Beber, 1999).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Universiteit Gent* (UG), *Ghent*, Bélgica (Matthys, 2000).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil (Pinto, 2000).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na Universidade do Minho (UM) (Fortes, 2004).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Technical University of Lodz* (TUL), *Lodz*, Polónia (Kotynia, 2005).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Università degli Studi di Lecce* (UDSL), *Lecce*, Itália (De Lorenzis, 2002).

No Anexo A, expõe-se, com detalhe, o resumo dos trabalhos de investigação experimental usados nesta tese.

Importa ainda referir a existência de alguns aspectos que podem influenciar os resultados e conclusões da análise comparativa que se propõe realizar, tais como:

- a) Limitação do número de protótipos e do equipamento utilizado nos ensaios experimentais;
- b) Escassez de literatura específica sobre sistemas CFRP nomeadamente para definição dos valores característicos referentes a este material;
- c) Determinação de algumas propriedades mecânicas dos materiais recorrendo a expressões aproximadas de literatura existente;
- d) Utilização de modelos reduzidos que, apesar de elaborados à escala e com as características dos materiais cuidadosamente estudadas, provocam sempre diferenças para protótipos concebidos à escala real;
- e) Dificuldades na obtenção de varões de pequenos diâmetros com propriedades mecânicas e de aderência convencionais;
- f) Dificuldades em adquirir laminados de CFRP de dimensões comerciais ajustáveis a cada caso;
- g) A colocação e posicionamento dos extensómetros é muito importante pois pode influenciar consideravelmente a leitura dos resultados obtidos. Relativamente a este aspecto, devem ter-se em atenção os pontos seguintes (Bogas, 2003):
 - Observar o número e posição das fendas em relação aos extensómetros aplicados, pois quanto mais próximo estiver o extensómetro da fenda, maior será a deformação medida no dispositivo; o aparecimento de uma fenda inverte o sinal da tensão de aderência e, se a tensão de aderência for nula, significa que existe destacamento do CFRP;
 - Os valores que se obtêm são valores médios que englobam quer a região entre fendas, quer os valores de pico e, como tal, a definição de um maior ou menor espaçamento entre pontos de leitura tem uma influência importante.
 - Alguns programas experimentais são recolhidos de artigos, não tendo sido possível ter acesso a toda a informação que seria desejável.

3.2.1 Critérios e parâmetros

Para a análise comparativa e paramétrica que é feita neste capítulo, recorreu-se a uma vasta gama de modelos experimentais seleccionados com base nos três critérios seguintes:

- a) Tipo de elemento estrutural: Laje e Viga
- b) Técnica de reforço: EBR e NSM
- c) Sistema de reforço: pré-fabricado (Laminado ou Varão) e moldado *in situ* (Manta)

Na Tabela 3.1 e a Figura 3.1 apresentam-se um resumo quantitativo dos modelos experimentais estudados (total de 89) tendo em conta estes três critérios. Como se pode ver, o número de modelos de vigas é muito superior ao de lajes bem como o número de modelos reforçados pela técnica EBR relativamente à técnica NSM. Isto é um reflexo do panorama de trabalhos experimentais existentes, onde se constata ser a técnica NSM a mais recente e na qual a experiência do técnico é ainda menor.

Tabela 3.1 – Modelos experimentais analisados (89 modelos).

Técnica	Tipo de modelo experimental	Nº de modelos estudados	Tipo de Sistema CFRP	Nº de modelos estudados
EBR	Vigas	57	Laminados	27
			Mantas	30
	Lajes	14	Laminados	10
			Mantas	4
NSM	Vigas	15	Laminados	11
			Varões	4
	Lajes	3	Laminados	3

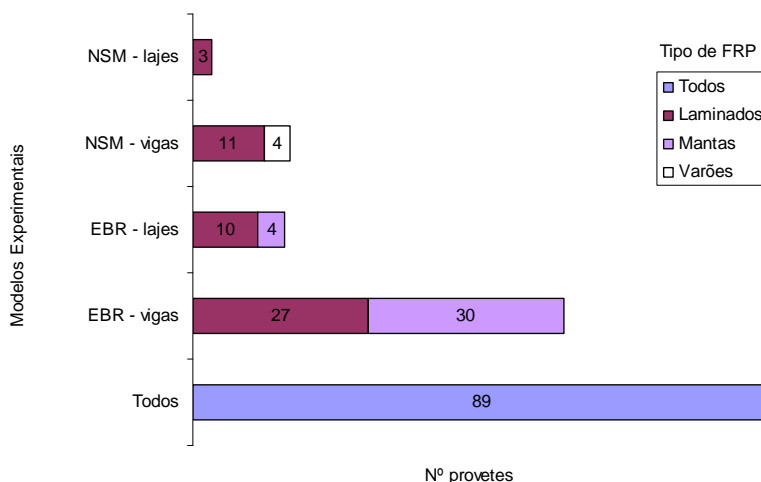


Figura 3.1 - Gráfico de distribuição dos 89 modelos analisados.

Para a análise ao Estado Limite Último (ELU) dos modelos experimentais, admitida neste trabalho, construíram-se gráficos comparativos das extensões últimas no FRP (ε_{fu}) e dos momentos flectores últimos (M_u), tendo por base de análise os cinco parâmetros seguintes:

- Classe de betão (f_c)
- Percentagem de armadura (ρ_s)
- Percentagem de reforço (ρ_f)
- Razão vão/espessura (l/h)
- Rigidez unitária do sistema CFRP ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$) (ACI, 2002)

Por comodidade de exposição, assume-se neste capítulo que, quando registada na campanha experimental, a extensão última no CFRP se designa pela sigla “ ε_{exp} ” e que o momento flector último se denomina pela sigla “ M_{exp} ”.

Tabela 3.2 – Modelos experimentais analisados (total de 89): amplitude dos parâmetros.

Parâmetro	Modelos experimentais	f_c (MPa)	Nº de modelos	
Classe de betão	Lajes	< 35MPa	3	
		40MPa - 50MPa	6	
		> 60 MPa	8	
	Vigas	< 35MPa	34	
		40MPa - 50MPa	29	
		> 50 MPa	9	
Parâmetro	Modelos experimentais	ρ_s (%)	Nº de modelos	
Percentagem de armadura	Lajes	< 0.40	15	
		0.40 - 1.0	2	
		> 1.0	0	
	Vigas	< 0.40	19	
		0.40 - 1.0	47	
		> 1.0	6	
Parâmetro	Modelos experimentais	ρ_f (%)	Nº de modelos	
Percentagem de reforço	Lajes	< 0.10	4	
		0.10 - 0.30	13	
		0.30 - 0.55	0	
	Vigas	< 0.10	31	
		0.10 - 0.30	29	
		0.30 - 0.55	12	
Parâmetro	Modelos experimentais	l/h	Nº de modelos	
Razão vão/espessura	Lajes	15 - 25	17	
	Vigas	5 - 15	72	
Parâmetro	Modelos experimentais	$n_f t_f E_f$ (kN/mm)	Nº de modelos	
Rigidez unitária do sistema CFRP (ACI, 2002)	Lajes	Mantas (EBR)	0 - 100	4
		Laminados (EBR)	100 - 300	13
		Sem informação	300 - 1000	0
	Vigas	Laminados (NSM)	1000 - 2000	3
		Mantas (EBR)	0 - 100	24
		Mantas + Laminados (EBR)	100 - 300	6 + 27
		Sem informação	300 - 1000	0
		Varões + Laminados (NSM)	1000 - 2000	4 + 7
		Laminados (NSM)	2000 - 4500	4

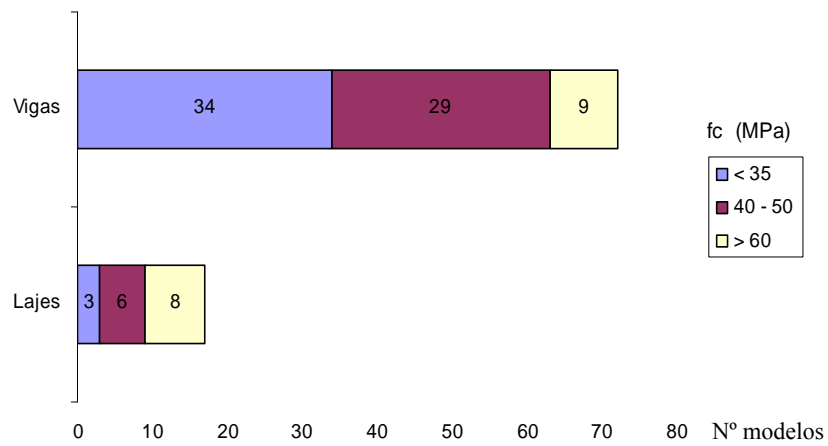
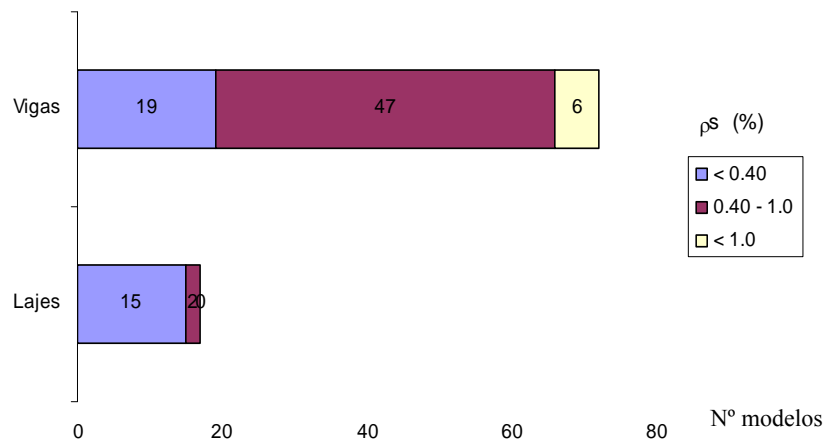
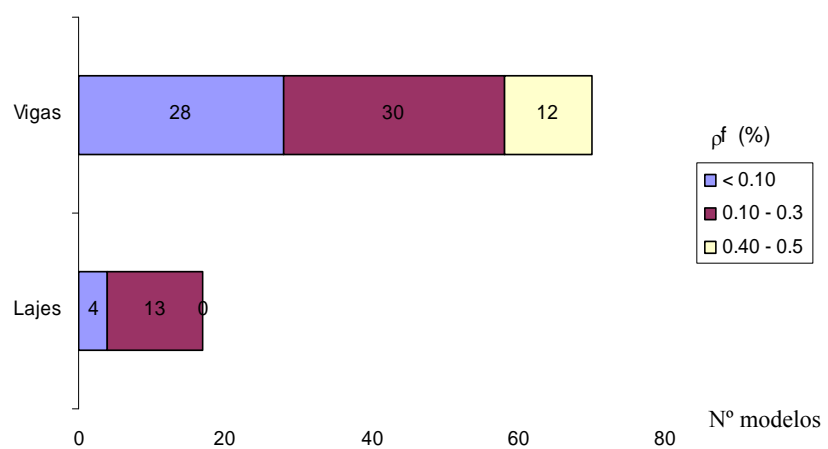
a) Classe de betão (f_c)b) Percentagem de armadura (ρ_s)c) Percentagem de reforço (ρ_f)

Figura 3.2 - Gráficos de distribuição dos 89 modelos por alguns parâmetros em estudo.

Por forma a ajudar à interpretação dos resultados, procurou-se estimar como os 89 modelos experimentais disponíveis para a análise se distribuem pelos cinco parâmetros em avaliação, função dos níveis de valores observados para cada parâmetro e função do tipo de modelo (viga ou laje) disponível no programa experimental. A Tabela 3.2 e a Figura 3.2 apresentam o resumo quantitativo dos modelos estudados em função dos parâmetros referidos, independentemente da técnica de reforço adoptada. Por seu lado, no Anexo A, resumem-se os principais dados recolhidos dos trabalhos experimentais usados neste capítulo, para além, da comparação entre os modelos de cada trabalho no que diz respeito à deformação do sistema de CFRP (ε_{exp}) e ao momento flector na rotura (M_{exp}).

Actualmente, o mercado da construção civil disponibiliza dois tipos de compósitos de CFRP, quer sob a forma de laminado como de manta, definidos sobretudo pela grandeza do valor do módulo de elasticidade longitudinal, isto é, o tipo baixo módulo (E_{baixo}) e o tipo módulo médio (E_{medio}). É corrente admitir para os sistemas laminados (prefabricados) os valores de $E_{baixo} \cong 150 \text{ GPa}$ e $E_{medio} \cong 200 \text{ GPa}$, em contrapartida com os valores de $E_{baixo} \cong 230 \text{ GPa}$ e $E_{alto} \cong 640 \text{ GPa}$ para os sistemas manta (curados *in situ*) (Juvandes, 2007). Face a este facto, com a Tabela 3.3 procurou-se avaliar a variação das principais propriedades (E_f e ε_f) associados à caracterização dos sistemas CFRP usados nos trabalhos experimentais relativamente aos valores correntes referidos, cuja amplitude pode ter efeito nos resultados dos modelos de previsão, também estes, em análise neste capítulo. Os valores expostos nesta tabela têm o significado seguinte:

- Valor corrente da propriedade do material: V_{corr}
- Valores máximo e mínimo da propriedade do material (prog. experimental): V_{max}, V_{min}
- Variação da propriedade (prog. experimental): $\Delta_{med} = V_{max} - V_{min}$ (3.1)

- Percentagem de variação da propriedade em torno do V_{corr} : $Erro (\%) = \frac{\Delta_{med}}{V_{corr}} \cdot 100\%$ (3.2)

Tabela 3.3 – Sistemas de CFRP: variação das propriedades (E_f e ε_f).

Sistemas base	Tipo	Propriedades		
		V_{corr}	Δ_{med}	Erro (%)
Laminado	E_{baixo}	E = 150 GPa	25 GPa	17
		$\varepsilon_{fu} = 15 \%$	7 %	47
	E_{medio}	E = 200 GPa	30 GPa	15
		$\varepsilon_{fu} = 12 \%$	5 %	42
Mantas	E_{baixo}	E = 230 GPa	20 GPa	9
		$\varepsilon_{fu} = 15 \%$	4 %	27

Da análise da Tabela 3.3 concluiu-se que a base experimental apresenta variações das propriedades (*Erro (%)*) mais elevadas na extensão última do compósito (ε_{fu}) do que na definição do módulo de elasticidade (E), oscilando este último entre 9 a 17% relativamente ao seu valor corrente. Este facto reflecte, muitas vezes, a oscilação destas propriedades quando se comparam os valores referidos nas fichas técnicas dos sistemas de FRP comerciais com os valores respectivos obtidos por ensaios experimentais de amostras recolhidas em obra, sendo correntemente os primeiros (V_{corr}) os adoptados no dimensionamento em Projecto, ignorando-se os desvios que as propriedades possam vir a ter no real desempenho da estrutura reforçada.

3.2.2 Modos de Ruína

Os modos de ruína que se podem observar numa viga ou laje reforçada com sistemas CFRP foram detalhadamente expostos no Capítulo 2. Nos modelos experimentais analisados não foram observados todos os modos de ruína apresentados nesse capítulo, tendo havido um predomínio de alguns. Nos modos de ruína “Clássicos” observaram-se alguns modelos que romperam por esmagamento do betão (sigla CC), outros por rotura do sistema CFRP (sigla FR) e poucos por cedência da armadura de aço (sigla SY) ou mesmo incapacidade ao esforço transversal (sigla CORTE). Nos modos de ruína “Prematuros”, detectaram-se modelos com destacamento do sistema CFRP (adoptando-se a sigla FD) e modelos em que a ruína se deu com delaminação da camada de recobrimento de betão (adoptando-se a sigla FDel), isto é, com destacamento do sistema CFRP e arrancamento de uma espessura considerável de betão da camada de recobrimento. Nestes, também se incluem algumas situações com ruínas mistas onde prevalece o critério de prematuro. Identificou-se pela sigla “Outro”, as situações de ensaio que, por qualquer motivo, foram interrompidos ou assinalados pelos autores como não representativos do seu estudo devido a instabilidade do sistema de ensaio.

Na Tabela 3.4 resumem-se todos os modos de ruína observados experimentalmente, distribuídos segundo o tipo de elemento estrutural (modelo tipo laje ou viga), a técnica de reforço (modelo tipo EBR ou NSM) e a existência ou não de mecanismos exteriores de fixação (com ou sem mecanismos de fixação). Relativamente às 72 vigas observadas, a tabela discrimina como a ruína Prematura se reparte percentualmente pelas técnicas EBR e NSM.

Dos resultados expostos, constata-se que as ruínas Prematuras são as predominantes nesta campanha experimental (representam 72% dos casos), com ocorrência maior nas vigas (75%) do que nas lajes (59%), sobretudo se essas vigas forem reforçadas pela técnica EBR e sem mecanismos adicionais de fixação do compósito, corroborando a opinião de outros autores neste tema (Juvandes, 1999; Matthys, 2000; Brosens, 2001; FIB, 2001; ACI, 2002; Travassos, 2005; Silva, 2008). Uma nota particular vai para o facto de que nesta base de dados a introdução desses mecanismos de fixação

terem pouca repercussão na redução das ruínas Prematuras (74%) relativamente aos modelos sem qualquer mecanismo extra de fixação do FRP (87%).

De entre o total dos 89 modelos analisados, só foi possível analisar, de forma consistente, 63 modelos, em consequência de se eliminarem os casos sem registo do valor da extensão do FRP próximo da rotura, extensómetros mal colados, ruínas por corte e ensaios interrompidos. Na Figura 3.3 ilustra-se a distribuição dos 63 modelos pelos modos de ruína (19 Clássicos e 44 Prematuros) e função da deformação do FRP. Os modelos são expostos, dentro de cada tipo de ruína, por ordem crescente da resistência à compressão do betão. A figura procura evidenciar, a existir, a relação entre o modo de ruína (Clássico/Prematuro) e o nível de deformação do compósito no momento de rotura do modelo ($\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{exp}$).

Tabela 3.4 – Modos de ruína observados na campanha experimental (89 modelos).

Modelos experimentais		Ruína		
Tipo	Número Modelos	Modo	Número Modelos	Peso na amostra (%)
Total	89	Clássico	24	27
		Prematuro	64	72
		Outro	1	1
Lajes (EBR + NSM)	17	Clássico	7	41
		Prematuro	10	59
		Outro	0	0
Vigas (EBR + NSM)	72	Clássico	17	24
		Prematuro	54	75
		Outro	1	1
Vigas	52	EBR (s/ mec. fixação)	33	87
		EBR (c/ mec. fixação)	14	74
		NSM	7	47

Observa-se que cerca de 2/3 dos modelos analisados apresentaram ruína prematura. No entanto, em termos de deformação do compósito, observa-se que os modelos com ruínas Clássica e Prematura apresentam amplitudes semelhantes, isto é, no intervalo de [4,5‰ a 14,1‰] para os primeiros contra o intervalo de [4,5‰ a 13,6‰] para os segundos.

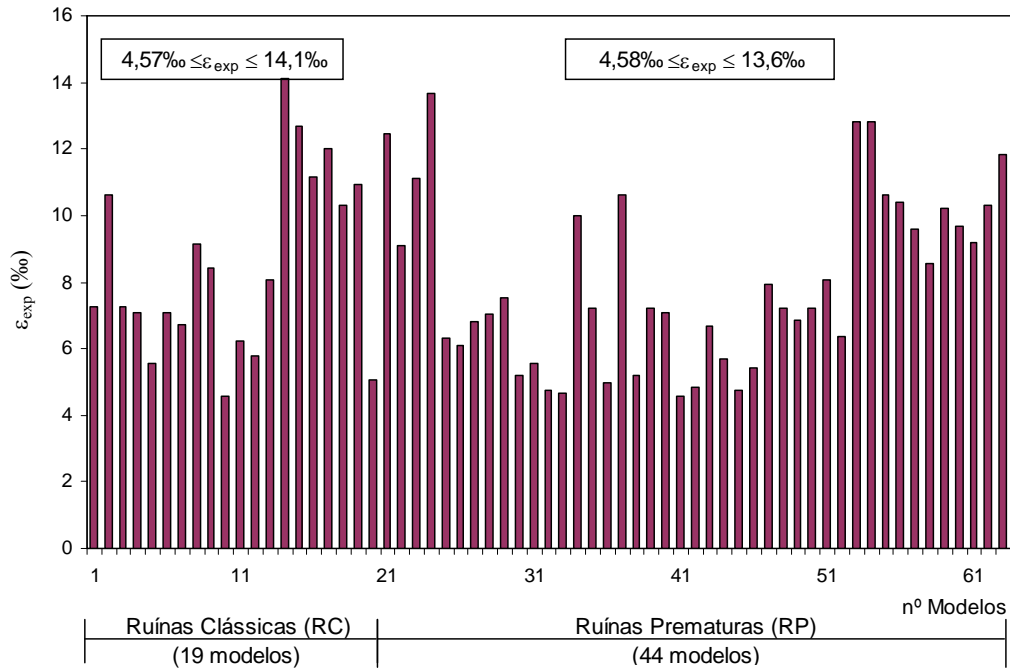


Figura 3.3 – Modos de ruína e extensões últimas registada no CFRP (63 modelos).

3.2.3 Nível de deformação no CFRP

Importa perceber se existe alguma dependência do nível de desempenho da deformação do compósito, em ELU, com a designada rigidez unitária do reforço (produto $n_f \cdot t_f \cdot E_f$ segundo ACI) ajustado ao modelo testado. Dos 63 modelos com informação sobre a deformação no compósito atingida no momento da rotura (ε_{exp}), excluíram-se, da análise apresentada neste ponto, as duas lajes reforçadas pela técnica NSM por não constituírem uma amostra representativa. Na Tabela 3.5 resumem-se os modos de ruína observados, tendo em linha de conta, para a distribuição dos 61 modelos, critérios relacionados com o tipo de elemento estrutural, a técnica de reforço e a existência ou não de mecanismos exteriores de fixação.

Tabela 3.5 - Modos de ruína observados em 61 modelos experimentais (com informação de ε_{exp}).

Modelos experimentais		Ruína		
Tipo	Número Modelos	Modo	Número Modelos	Peso na amostra (%)
Total	61	Clássico	17	28
		Prematuro	44	72
Lajes (EBR)	14	Clássico	4	29
		Prematuro	10	71
Vigas (EBR + NSM)	47	Clássico	13	28
		Prematuro	34	72
Vigas	EBR (s/ mec. fixação)	Prematuro	14	74
	EBR (c/ mec. fixação)	Prematuro	13	76
	NSM	Prematuro	7	64

Na Figura 3.4, expõem-se os 61 modelos distribuídos com os mesmos critérios usados na Tabela 3.5, ilustrando-se os modos de ruína tipo (RC – Clássico e RP – Prematuro) e o nível de deformação atingido no momento da rotura. Esta figura reforça a ideia anterior de que cerca de 2/3 dos modelos apresentam ruína prematura, evidencia que os modelos de laje EBR apresentam valores de (ε_{exp}) maiores que os modelos de viga reforçados pela mesma técnica e que as vigas reforçadas pela técnica de NSM são aquelas em que o sistema CFRP mais se deforma antes de ruir. Destaca-se, ainda que, entre os modelos de viga EBR, os que incluem mecanismos exteriores de fixação não apresentaram, no geral, melhores resultados (ε_{exp} mais elevado) do que os modelos que não continham quaisquer fixações exteriores, o que pressupõe que esses mecanismos não foram adequadamente implementados, porque, na opinião dos seus autores, seria de esperar o comportamento oposto.

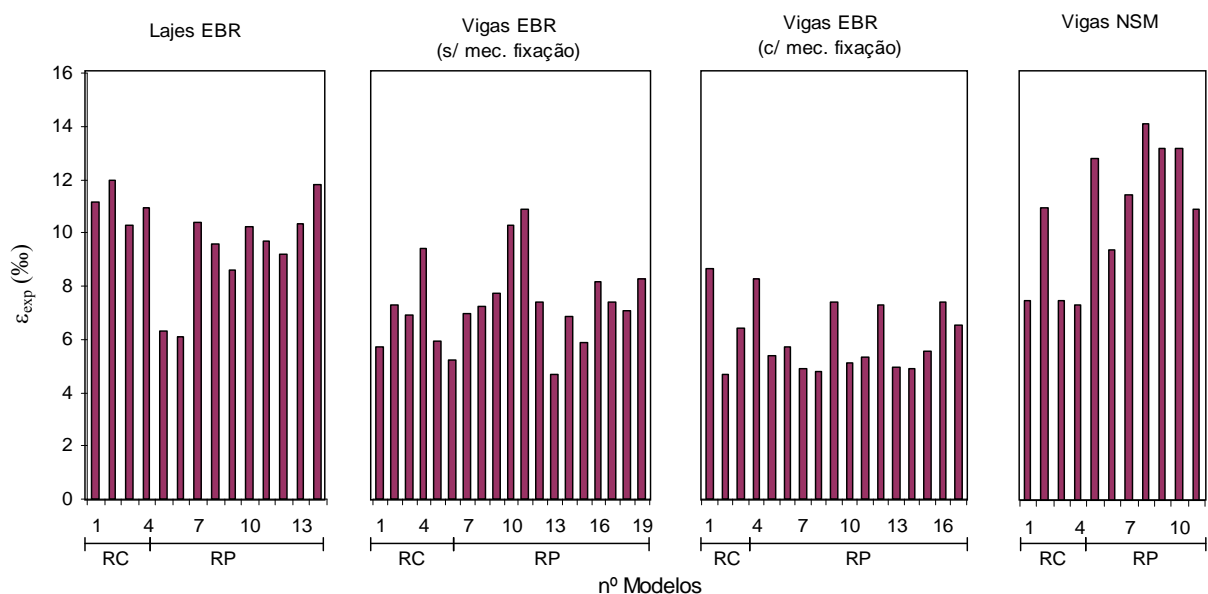


Figura 3.4 – Modos de ruína e extensões últimas registada no CFRP (61 modelos).

Na Tabela 3.6, resumem-se os níveis de deformação no sistemas compósito de CFRP, observados nos 61 modelos, expostos em termos do valor médio da extensão última (*Média*), do desvio padrão (*DP*) e do coeficiente de variação (*CV*), por modo de ruína tipo.

A análise da Tabela 3.6 reforça a ideia de que existe grande dispersão de resultados em torno do valor médio da deformação do CFRP, traduzido pelo valor elevado do coeficiente de variação (coluna do CV) observado nesta campanha de ensaios. Este facto está visível na distribuição gráfica das deformações registadas experimentalmente (ε_{exp}) ilustrada na Figura 3.4. No caso das lajes, pelo facto do efeito de corte ser pouco pronunciado nestes modelos, a deformação no CFRP apresenta valores elevados ($\varepsilon_{med} \approx 11\%$), sobretudo quando a ruína é controlada pela modo clássico (RC). Não obstante, saliente-se os bons resultados obtidos por esses modelos ($\varepsilon_{med} \approx 9\%$), mesmo em situações de ruínas prematuras (RP). Mais uma vez se reforça a opinião comum a vários autores (Juvandes, 1999;

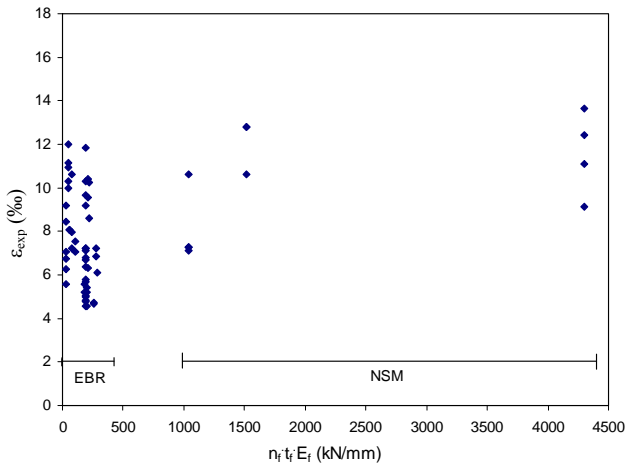
Matthys, 2000; Brosens, 2001; FIB, 2001; ACI, 2002; Travassos, 2005; Silva, 2008) de que nos modelos de viga se desenvolvem deformações no CFRP inferiores às das lajes, ao contrário do observado no desempenho indiferente do reforço com ou sem aplicação de mecanismos exteriores de fixação do compósito ao betão ($\varepsilon_{med} \approx 5$ a 7%). A título informativo, segundo Silva (2008), modelos simples semi-empíricos e empíricos propõem, em fase de pré-dimensionamento, para prevenir o destacamento do compósito por concentração de tensões em fendas de flexão, a limitação da extensão no FRP a um valor limite (ε_{fmax}) que se situa normalmente entre 6.5% e 8.5% .

Tabela 3.6 – Modos de ruína e níveis de deformação no sistemas de CFRP (61 modelos).

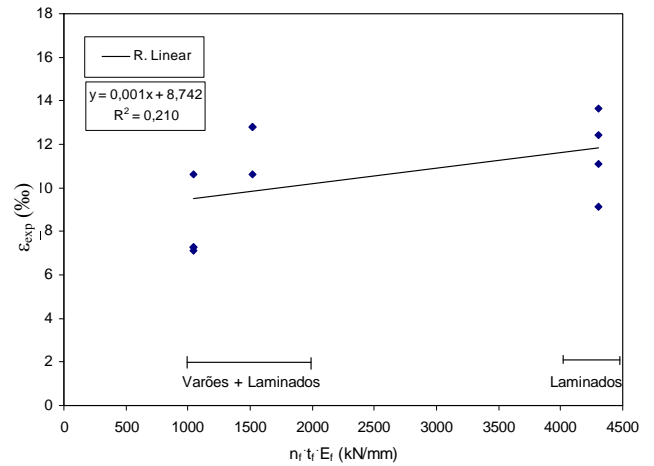
Modelos experimentais		Modo de Ruína	ε_{exp} - Extensão última no CFRP		
Tipo	Número Modelos		Média (%)	DP (%)	CV (%)
Lajes (EBR)	14	Clássico	11,09	0,70	6,3
		Prematuro	9,23	1,80	19,6
Vigas EBR	36	Clássico	6,85	1,49	21,7
		Prematuro	6,47	1,57	24,3
Vigas NSM	11	Clássico	8,06	1,71	21,3
		Prematuro	11,79	1,58	13,4
Vigas EBR	19	S/ mec. fixação Clássico	6,87	1,43	20, 8
		Prematuro	7,24	1,64	22,7
	17	C/ mec. fixação Clássico	6,83	1,79	26,2
		Prematuro	5,64	0,98	17,5

Apesar destas observações introdutórias, interessará perceber se existe alguma relação entre os valores médios da deformação do CFRP com a rigidez do reforço aplicado aos modelos desta campanha experimental.

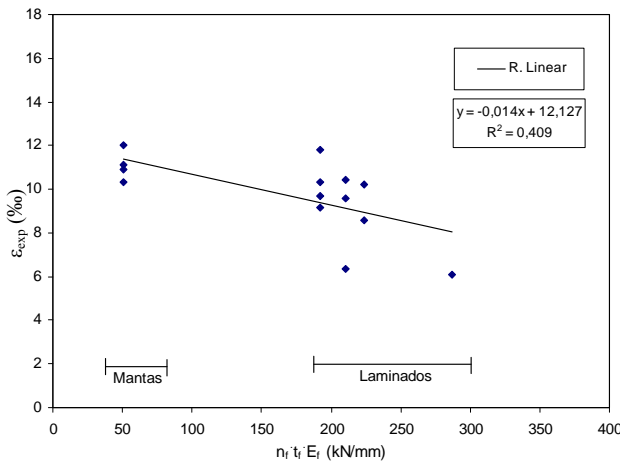
Na Figura 3.5 ilustra-se, para todos os modelos seleccionados nesta fase (61 modelos), a distribuição dos valores da extensão última registados no compósito (ε_{exp}) com a variação da rigidez unitária do sistema compósito (produto $n_f \cdot t_f \cdot E_f$ segundo ACI) usado no modelo. A figura integra vários gráficos, repartidos pelos grupos especificados na Tabela 3.6, função do tipo de modelo (laje ou viga), do tipo de técnica (EBR, NSM) e da existência de mecanismos exteriores de fixação (com ou sem). Em cada gráfico, representam-se os resultados dos ensaios, a linha de regressão linear (R. Linear) que procura traduzir a tendência média da variação da deformação do CFRP com o valor da rigidez e, ainda, o intervalo de valores de rigidez em que os grupos de mantas, de laminados e de varões se encontram. O primeiro dessa série é uma exceção, porque representa a distribuição geral da relação “ ε_{exp} vs rigidez” de toda a campanha experimental em discussão, cuja dispersão é difícil de traduzir, face à ordem de valores da rigidez que cada uma das técnicas EBR e NSM apresenta.



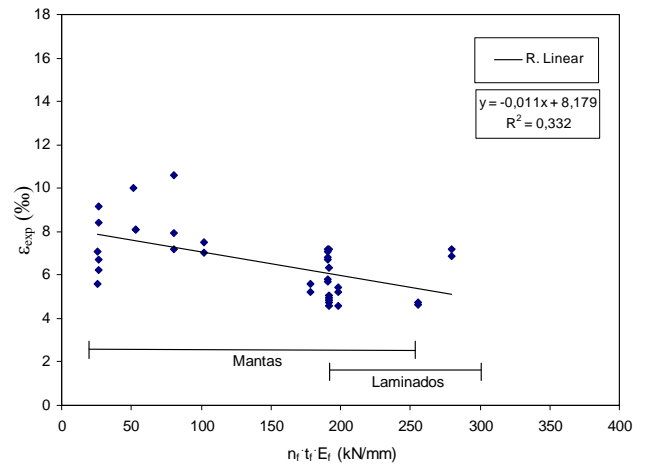
a) Todos (61 modelos)



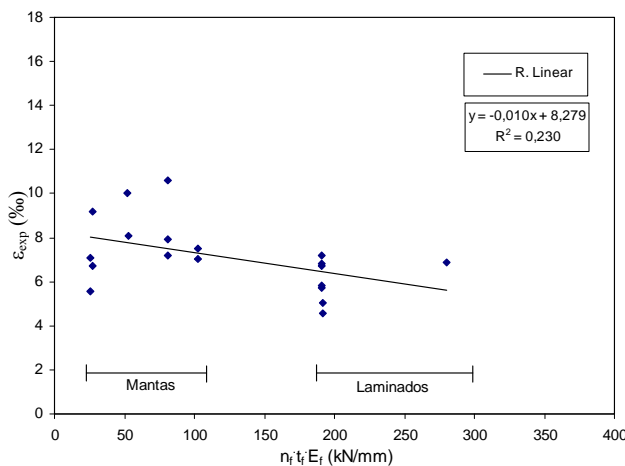
b) Vigas NSM (11 modelos)



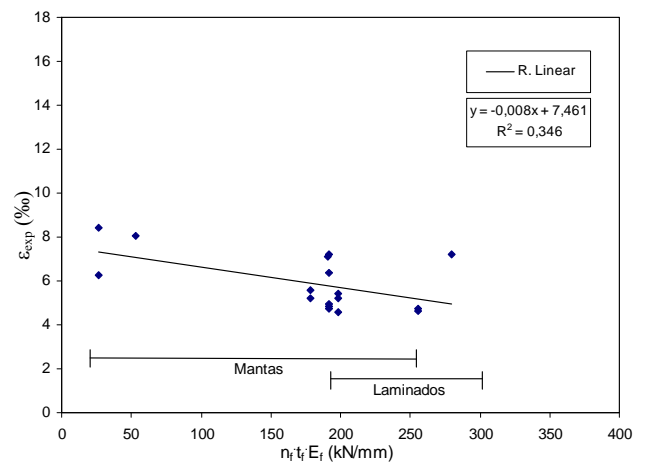
c) Lajes EBR (14 modelos)



d) Vigas EBR (36 modelos)



e) Vigas EBR s/ mec.fix. (19 modelos)



f) Vigas EBR c/ mec.fix. (17 modelos)

Figura 3.5 – Variação da extensão última (ϵ_{exp}) com a rigidez do CFRP na campanha experimental.

Em termos gerais, os diagramas da técnica EBR evidenciam que quanto mais rígido é o sistema de reforço de CFRP, menor é o valor da sua extensão última, bem expresso na orientação das rectas de regressão linear. Esta tendência é contrariada no caso da técnica NSM. Não obstante o coeficiente de regressão estar compreendido entre $0,20 < R^2 < 0,40$ (sem a preocupação de esta expressar a curva de melhor representação dos resultados), os declives das rectas são semelhantes, o que indica haver tendências análogas nos modelos observados, independentemente do seu tipo. Observa-se que, também descrito na Tabela 3.2, os modelos reforçados com mantas CFRP possuem, maioritariamente, rigidez unitária inferior a 180 kN/mm (excepto em 2 dos 22 modelos) e são mais deformáveis (ε_{exp} maior) do que os modelos reforçados com laminados, apresentando estes últimos rigidez na gama de 190 a 300 kN/mm. Os modelos reforçados por NSM estão num patamar diferente porque expõem uma rigidez unitária, no mínimo, dez vezes superior às determinadas para os modelos com EBR.

3.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ELU

Face ao exposto no Capítulo 2, faz-se agora uso dos métodos de cálculo indicados nas propostas normativas da FIB (2001) e ACI (2002) para avaliar a segurança à flexão dos modelos experimentais de betão armado, reforçados com sistemas compósitos de CFRP e para interpretar a relevância dos parâmetros anteriormente especificados no dimensionamento do reforço. Os resultados são, posteriormente comparados com os obtidos na campanha experimental descrita no ponto anterior, com vista a antecipar alguma discussão relativamente aos critérios subjacentes a essas normas, sublinhando-se, mais uma vez, que nesta etapa não se ambiciona validar ou inabilitar as expressões e os métodos propostos pelos diversos autores nas publicações referidas. Pretende-se avaliar se, para esta base de dados de ensaios experimentais, os resultados obtidos respeitam as condições de segurança definidas nessas publicações e identificar, entre os diversos métodos propostos, os que melhor se adequam a este tipo de estruturas.

Para se expor de forma mais abrangente os métodos propostos pelo ACI e pela FIB, foram estabelecidos dois cálculos distintos, com pressupostos de análise específicos, designados por “critério 1” e “critério 2”. O primeiro, inclui as condições mais restritivas ao desempenho do compósito ao passo que, o segundo, adopta as filosofias gerais preconizadas pelas duas publicações referidas. Os princípios de análise invocados, por cada um destes critérios, estão reunidos na Tabela 3.7, em termos de identificação das condições de base, das regras admitidas e das siglas atribuídas para a análise do momento último (M_u) e da deformação última do CFRP (ε_{fu}). Sublinha-se que para o ACI, o “critério 2” é idêntico ao “critério 1” relativamente ao modelo que interpreta a limitação da

deformação máxima no compósito, razão pela qual na tabela surge a referência “ACI 1” na coluna de análise da deformação (ε_{fu}).

Tabela 3.7 – Princípios estabelecidos para os “critérios” em análise.

Critério	Pressupostos		Referência		
	Condições de base	Regras adoptadas	M_u	ε_{fu}	
Critério 1	ACI	i) Propriedade dos materiais:	Valor médio	ACI 1	ACI 1
		ii) Deformação do FRP:	$\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd}$ $\varepsilon_{fd} = k_m \cdot \varepsilon_{fk}$		
		iii) Lei de comportamento do betão:	Critério do documento ACI (2002)		
		iv) Equações de equilíbrio:	Equações do documento ACI (2002) Factor de correcção do CFRP ($\psi_f = 0.85$)		
	FIB	i) Propriedade dos materiais:	Valor médio	FIB 1	FIB 1
		ii) Deformação do FRP:	$\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd}$ Impondo o critério de Rostasy et al (1998) através de: $\varepsilon_{fd} \leq 5 \cdot \varepsilon_{sy}$ $\varepsilon_{fd} \leq 0.50 \cdot \varepsilon_{fk}$		
		iii) Lei de comportamento do betão:	Critério da fib Bulletin N°14 (2001)		
		iv) Equações de equilíbrio:	Equações do documento fib Bulletin N°14 (2001)		
Critério 2	ACI	i) Propriedade dos materiais:	Valor médio	ACI 2	ACI 1 [1]
		ii) Deformação do FRP:	$\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd}$ $\varepsilon_{fd} = k_m \cdot \varepsilon_{fk}$		
		iii) Lei de comportamento do betão:	Critério do documento ACI (2002)		
		iv) Equações de equilíbrio:	Equações do documento ACI (2002) Factor de correcção do CFRP ($\psi_f = 1.0$)		
	FIB	i) Propriedade dos materiais:	Valor médio	FIB 2	FIB 2
		ii) Deformação do FRP:	$\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd}$ Critério geral do fib Bulletin N°14 (2001)		
		iii) Lei de comportamento do betão:	Critério da fib Bulletin N°14 (2001)		
		iv) Equações de equilíbrio:	Equações do documento fib Bulletin N°14 (2001)		

[1] – Neste critério ACI 2 = ACI 1 pelo facto da deformação do FRP não sofrer alteração.

Complementarmente, recorreu-se a uma folha de cálculo automático, desenvolvida no âmbito desta dissertação e apresentada no Capítulo 4, para se avaliar a segurança à flexão dos modelos experimentais, baseado nos pressupostos referidos na Tabela 3.7.

Nos pontos seguintes, a verificação da segurança ao ELU incide primeiro, numa análise geral de comparação entre os resultados experimentais e as previsões teóricas em termos de deformação máxima efectiva do CFRP (ε_{fu}), do momento resistente último (M_u) e da variação do primeiro com a rigidez dos modelos ($n_f t_f E_f$). Posteriormente, faz-se uma análise da influência que os cinco parâmetros identificados no item 3.2.1 têm no comportamento à flexão de vigas e lajes reforçadas com sistemas CFRP, nomeadamente, na resposta ao nível da deformação (ε_{fu}) e do momento (M_u) últimos, na ruína.

3.3.1 Análise geral

Com base na informação dos resultados experimentais de todos os modelos reunidos no Anexo A, recorreu-se à folha de calculo automático desenvolvida no Capítulo 4 para se determinarem os valores do momento resistente (M_t) e da deformação máxima mobilizada pelo compósito (ε_t), em ELU, que seriam de prever (resultados teóricos), adoptando as filosofias de cálculo sugeridas nas propostas regulamentares da FIB (2001) e do ACI (2002). Estes resultados podem igualmente ser consultados nas tabelas incluídas no Anexo A.

A seguir, procede-se à verificação de segurança através da análise comparativa entre os resultados teóricos e os experimentais para os modelos de Lajes EBR, de Vigas EBR por adição de Laminados, de Vigas EBR por adição de Mantas e de Vigas NSM (por adição de Laminados e de Varões), primeiro, sobre a previsão do momento resistente e depois sobre a estimativa da deformação máxima do CFRP.

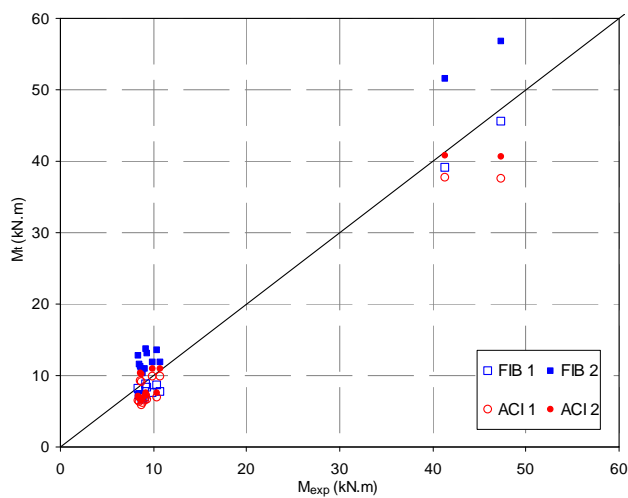
(i) Momento resistente último (M_t / M_{exp})

Na Figura 3.6, representa-se a comparação entre os valores teóricos previstos e os resultados experimentais segundo os critérios estabelecidos pela FIB (FIB 1 e FIB 2) e pelo ACI (ACI 1 e ACI 2) para os modelos de laje e de viga reforçados pela técnica de EBR, independentemente do modo de ruína ocorrido. A análise estatística da razão entre os momentos últimos, teóricos e experimentais, está exposta na Tabela 3.8, através do cálculo do valor médio (Media), do desvio padrão (DP) e do coeficiente de variação (CV em %).

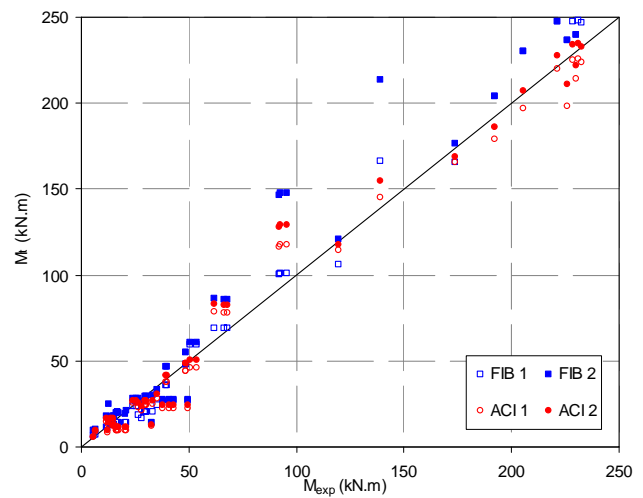
Para a “Técnica EBR” conclui-se que, em termos gerais, o modelo de previsão estabelecido como FIB 2 (sem restrição na deformação do FRP) conduz a resultados do lado da insegurança e com relativa dispersão, expresso nos valores da (Media) > 1 e do CV elevado. Por seu lado, a introdução da condição de limitação da deformação eficaz do FRP (ε_{fd}), segundo o modelo FIB 1 prevê momentos últimos com boa aproximação, conservadores e com pouca dispersão, traduzido por apresentarem um valor médio de [0,84 a 0,90] e um CV de [10% a 21%]. Nestas mesmas circunstâncias, os modelos de previsão do ACI (critérios 1 e 2) conduzem a resultados também

seguros, mas mais conservativos (exceção para o ACI 2) e dispersos que da FIB 1, como o demonstram os valores médio de [0,82 a 0,88] e um CV de [17% a 27%]. Algumas destas constatações estão em consonância com os trabalhos de Pham et al. (2004), Toutanji et al. (2005) e Colotti et al. (2004).

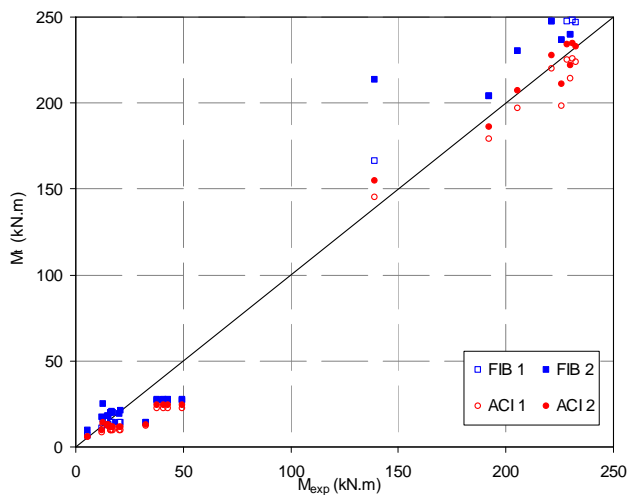
Comparando os resultados entre “Lajes e Vigas”, a análise parece indicar que os segundos são previstos com mais aproximação ao valor experimental, independentemente dos critérios da FIB ou do ACI, expresso na razão M_t / M_{exp} mais próxima de 1.



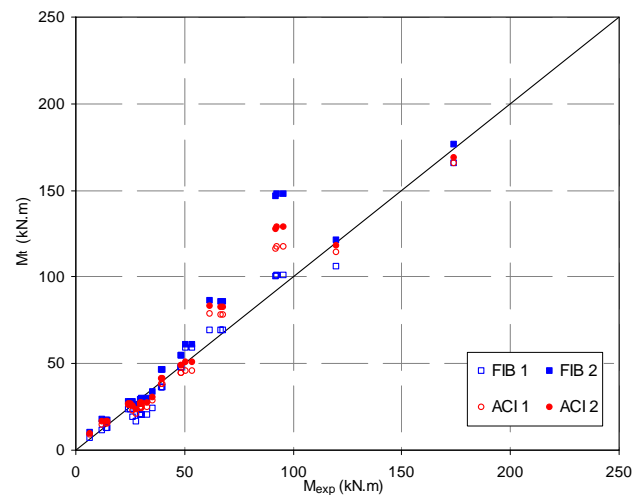
a) Lajes EBR (14 modelos).



b) Vigas EBR (53 modelos).



c) Vigas EBR Laminados (25 modelos).



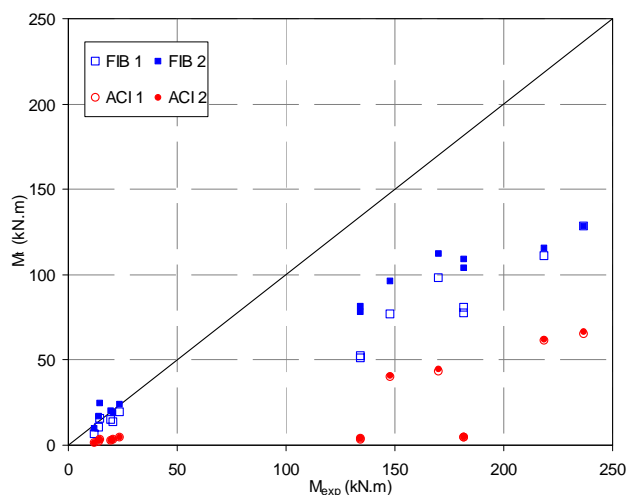
d) Vigas EBR Mantas (28 modelos).

Figura 3.6 – Verificação dos critérios da FIB e do ACI: (M_t / M_{exp}) de modelos EBR.

Relativamente às “Vigas”, o comportamento último dos modelos reforçados com “Mantas” é previsto com muito boa aproximação ($M_t/M_{exp} \approx 1$) e baixa dispersão ($CV \approx 18\%$) pelos critérios do ACI. Em contrapartida, os modelos reforçados com “Laminados” conduzem a momentos últimos mais conservativos ($M_t/M_{exp} \leq 0,8$) e dispersos ($CV \approx 29\%$). Em alternativa, o critério FIB 1 parece não distinguir o reforço com “Mantas” do reforço com “Laminados”, prevendo resultados semelhantes para ambos, pelo lado da segurança, embora pese favoravelmente a menor dispersão de resultados obtido no caso das mantas (CV mais baixo).

Tabela 3.8 – Tratamento estatístico da razão (M_t/M_{exp}): modelos EBR.

Modelos	M_t/M_{exp} (teórico/experimental)											
	FIB 1			FIB 2			ACI 1			ACI 2		
	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)
Lajes EBR	0,84	0,09	10,24	1,28	0,12	9,58	0,82	0,14	17,18	0,90	0,16	18,31
Vigas EBR	0,90	0,19	21,18	1,14	0,28	24,65	0,88	0,24	26,74	0,95	0,25	26,10
Vigas EBR (Laminados)	0,90	0,22	23,81	1,10	0,33	30,53	0,75	0,22	29,32	0,80	0,22	26,88
Vigas EBR (Mantas)	0,90	0,17	18,97	1,18	0,22	18,79	1,00	0,18	18,22	1,08	0,20	18,18



Vigas NSM (14 modelos)

Figura 3.7 – Verificação dos critérios da FIB e do ACI: (M_t/M_{exp}) de modelos NSM.

A hipótese de se avaliar a generalização dos critérios propostos pela FIB (2001) e ACI (2002) à situação da técnica de reforço por NSM é improvável, como se prova dos resultados da comparação entre os valores teóricos e os experimentais relativos ao momento último resistente ilustrados na Figura 3.7 e analisados estatisticamente na Tabela 3.9, para os modelos de “Viga”. Constatase que as

propostas da FIB1 e do ACI não se ajustam à verificação de segurança porque os pontos ilustrados na figura divergem significativamente da recta diagonal, no sentido conservativo. Contudo, ao contrário do que se constatou na análise das vigas EBR (Tabela 3.8), neste caso cria-se alguma expectativa sobre o critério FIB 2 porque apresenta uma previsão média de $(M_t / M_{exp}) \approx 0,9$, embora com muita dispersão ($CV \approx 39\%$), por não se impor restrição à deformação do FRP, excepto por rotura do material. Este critério parece estar mais próximo da realidade.

Tabela 3.9 – Tratamento estatístico da razão (M_t / M_{exp}) : modelos NSM vs EBR.

Modelos	M_t / M_{exp} (teórico/experimental)											
	FIB 1			FIB 2			ACI 1			ACI 2		
	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)
Vigas NSM	0,60	0,20	32,96	0,81	0,33	40,46	0,15	0,10	65,08	0,16	0,10	64,27
Vigas EBR ^[1]	0,90	0,19	21,18	1,14	0,28	24,65	0,88	0,24	26,74	0,95	0,25	26,10

[1] – Informação repetida da Tabela 3.8 para permitir a comparação directa entre as técnicas EBR e NSM.

Nesta análise não se incluiu o confronto entre os modos de ruína admitidos na previsão teórica e os obtidos experimentalmente, cuja informação está descrita nas tabelas incluídas no Anexo A, porque a sua análise é complexa nesta fase em que a folha de cálculo usada na previsão só será explicada no Capítulo 4. Contudo, constatou-se que, em vários modelos, os modos de ruína são diferentes entre as duas situações, repartindo-se entre os “Clássicos” e os “Prematuros”. Um parâmetro que contribuiu para essa diferença foi o critério da contabilização da deformação mobilizada pelo compósito no ELU, cuja discussão é feita a seguir, face aos modelos empíricos admitidos nos dois documentos em análise.

(ii) *Valor máximo da deformação no compósito ($\epsilon_t / \epsilon_{exp}$)*

Antes de se proceder à análise comparativa e paramétrica entre os resultados experimentais e os estimados pelos documentos da FIB (2001) e ACI (2002), torna-se oportuno expor o modo como cada um desses documentos trata o problema dos modos de ruína por perda de aderência, na análise ao ELU. De um modo geral, a literatura actual (descrita no Capítulo 2) aconselha sobretudo o controlo do nível de deformação do CFRP na secção crítica, para além de outras verificações de segurança pontuais como a zona de amarração, o espaçamento entre fendas e a tensão máxima de corte na interface betão/compósito.

As máximas deformações dos diferentes materiais (betão, aço e FRP) condicionam a rotura e, terminantemente, o valor do momento flector resistente de um elemento estrutural. O ACI (2002) recomenda um critério de cálculo através do qual sugere a limitação da extensão máxima no compósito (ϵ_{fa}), pela adopção de um coeficiente (k_m) cuja expressão (2.17) apresentada no

ponto 2.8.3.2 é função da espessura (t_f), do módulo de elasticidade (E_f), e do número de camadas do compósito, traduzida na equação seguinte:

$$\varepsilon_{fd} = k_m \cdot \varepsilon_{fk} \quad (3.3)$$

O documento da FIB (2001), por seu lado, não impõe uma restrição específica à deformação do compósito, mas um conjunto de condições mais complexas para controlo das ruínas prematuras (proposta de 3 modelos de análise), embora reconheça que o FRP deva obedecer, na secção crítica das zonas afastadas da ancoragem, à condição:

$$\varepsilon_{f \min} \leq \varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd} \quad (3.4)$$

em que ($\varepsilon_{f \min}$) depende de critérios de ductilidade.

Refira-se, ainda, o estudo de Rostásy et al. (1998) que recomenda a limitação do valor máximo da extensão no compósito ao menor valor das condições expressas nas equações (3.5) e (3.6)). Como geralmente é a última equação a condicionante, admite-se neste trabalho que a condição se reduz à expressão indicada na equação (3.7), com a introdução do coeficiente (k) de valor igual a 0,50. Para simplificar, ao longo desta dissertação, este critério será mencionado como “critério de Rostasy” (sigla R).

$$\varepsilon_{fd} = \text{mínimo} \begin{cases} \varepsilon_{fd} \leq 5 \cdot \varepsilon_{sy} \\ \varepsilon_{fd} \leq 0.50 \cdot \varepsilon_{fk} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$(3.6)$$

$$\text{Admite-se que } \varepsilon_{fd} \leq k \cdot \varepsilon_{fk} \quad (3.7)$$

Qualquer uma destas propostas simples tem carácter empírico, não contempla informações específicas do substrato a que o reforço adere e resultam de calibrações de bases de dados experimentais. Por forma a perceber-se a importância dos parâmetros (k_m) e (k) neste estudo, na Figura 3.8 ilustram-se as curvas de variação dos mesmos (curvas ACI e R) com a rigidez unitária do reforço ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$), por unidade de largura do FRP, para três hipóteses de compósitos (tipo manta ou laminado), um com extensão última (ε_{fk}) de 10‰, outro de 15‰ e um último de 20‰ (procuram traduzir a envolvente possível dos sistemas FRP comerciais mais correntes). Qualquer outro compósito com extensão compreendida entre os valores anteriores (10‰ a 20‰), o correspondente parâmetro (k_m) estará na zona a tracejado do gráfico, identificada como critério do ACI. Em oposição, o parâmetro (k) do critério Rostasy (R) permanece constante e igual a 0,50, independentemente do tipo de FRP (a menos das condicionantes descritas nas equações (3.5) e (3.6)). As curvas de variação da extensão máxima do FRP (ε_{fd}) para os três compósitos tipo, segundo as recomendações do ACI (curvas ACI) e do critério de Rostasy (curvas R), estão representadas na Figura 3.9.

Da análise da Figura 3.8, verifica-se que o aumento da rigidez unitária de um compósito provoca uma diminuição do valor do “ k_m ” na sua curva de referência, com efeito mais agravado quanto maior for o valor da extensão última do FRP (caso da curva que traduz o compósito com $\epsilon_{fk} = 20\%$). Consequentemente, há uma diminuição da extensão eficaz de cálculo “ ϵ_{fd} ” do FRP (ilustrado na Figura 3.9). Em contrapartida, o critério de Rostasy propõe, no cálculo ao ELU, o mesmo valor de rendimento máximo para qualquer dos três casos de CFRP, isto é, o valor $0.50 \epsilon_{fk}$.

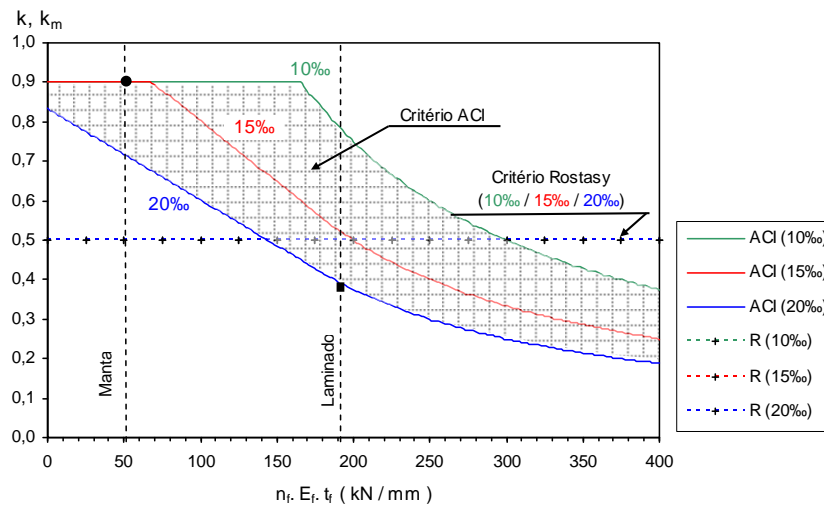


Figura 3.8 – Variação dos parâmetros k_m e k segundo o ACI e Rostasy (R).

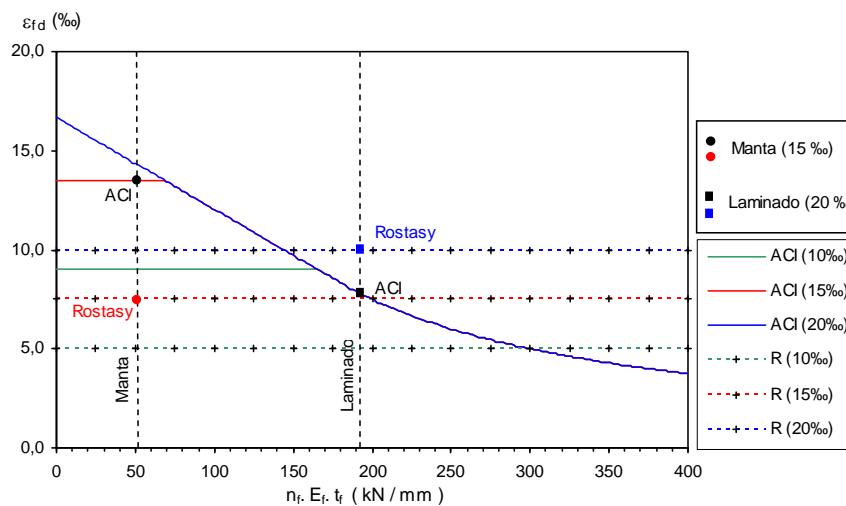


Figura 3.9 – Variação da extensão máxima (ϵ_{fd}) admissível do FRP, segundo o ACI e Rostasy (R).

Recorrendo a um exemplo, procura-se expor a aplicação destes critérios a dois compósitos correntes em projectos de reforço, o caso do laminado e o caso da manta de CFRP.

- a) Laminado: 1 camada; espessura de 1,2mm; módulo elasticidade longitudinal de 160GPa.
- b) Manta: 2 camada; espessura equivalente de 0,111mm (CNR-DT200, 2005); módulo elasticidade longitudinal de 320GPa (Fibra).

Na Tabela 3.10 resume-se o cálculo dos parâmetros k_m e k e respectivas extensão máxima admissível de cada compósito, cuja representação gráfica se localiza pontualmente nas Figura 3.8 e Figura 3.9.

Tabela 3.10 – Exemplo: cálculo da extensão máxima admissível do FRP(ε_{fd}).

FRP	Nº camadas	Espessura	Mod. Elast.	Ext. última	Rigidez unitária	ACI 1		Rostasy	
	n_f	t_f (mm)	E_f (GPa)	ε_{fk} (‰)	$n_f \cdot t_f \cdot E_f$ (kN/mm)	k_m	ε_{fd} (‰)	k	ε_{fd} (‰)
Laminado	1	1,2	160	20,0	192,00	0,39	7,8	0,50	10,0
Manta	2	0,111	320	15,0	51,06	0,90	13,5	0,50	7,5

Segundo o ACI, conclui-se que com a rigidez unitária de um laminado corrente de CFRP (192kN/mm) pode admitir-se, no cálculo ao ELU, um rendimento máximo de até 0,39 ε_{fk} . Em contrapartida, para uma manta corrente de CFRP com rigidez na ordem de 26% da rigidez unitária do laminado (51,06 kN/mm) a proposta do ACI permite aceitar no cálculo um rendimento máximo do compósito até 0,90 ε_{fk} . Devido à sua natureza, o critério de Rostasy sugere no cálculo ao ELU o valor constante de 0,50 ε_{fk} para rendimento máximo quer do laminado quer da Manta, independentemente da rigidez do compósito.

A título de consideração final, constata-se que o critério do ACI é menos limitativo para aplicações com “Mantas” do que para reforços com “Laminados”, devido à menor rigidez apresentada geralmente pelos primeiros, face à indiferença exposta na análise pelo critério de Rostasy (proposto pela FIB). A diferença entre estes dois critérios é acentuada na zona de baixa rigidez, situação comum em reforços constituídos com “Mantas” onde o “ k ” é mais restritivo. Pelo contrário, em reforços com “Laminados”, que apresentam maior valor de rigidez, os valores dos parâmetros “ k_m ” e “ k ” são semelhantes, desta vez com o ACI a apresentar-se mais restritivo (Figura 3.9). Este facto, poderá vir a justificar a conclusão referida no item (i) anterior, de que o ACI prevê com mais aproximação o momento resistente último dos modelos reforçados com mantas relativamente aos com laminados, apesar da menor reserva de segurança porque ($M_t/M_{exp} \approx 1$).

De seguida, procura-se avaliar de que forma os critérios de limitação máxima da extensão no CFRP, definidos pelo ACI e pelo caso particular de Rostasy (R), têm expressão na campanha experimental. Sobre a base dos resultados expostos na Figura 3.5 para as lajes (c) e as vigas (d) reforçadas por EBR, acrescida da informação obtida no Anexo A relativa aos limites do valor da extensão última (ε_{fk}) dos CFRP usados nos modelos experimentais (lajes: 13‰ < ε_{fk} < 20‰; vigas: 11‰ < ε_{fk} < 18,5‰), foi possível construir as curvas limites dos critérios ACI e Rostasy apresentadas na Figura 3.10, para as lajes (a) e vigas (b).

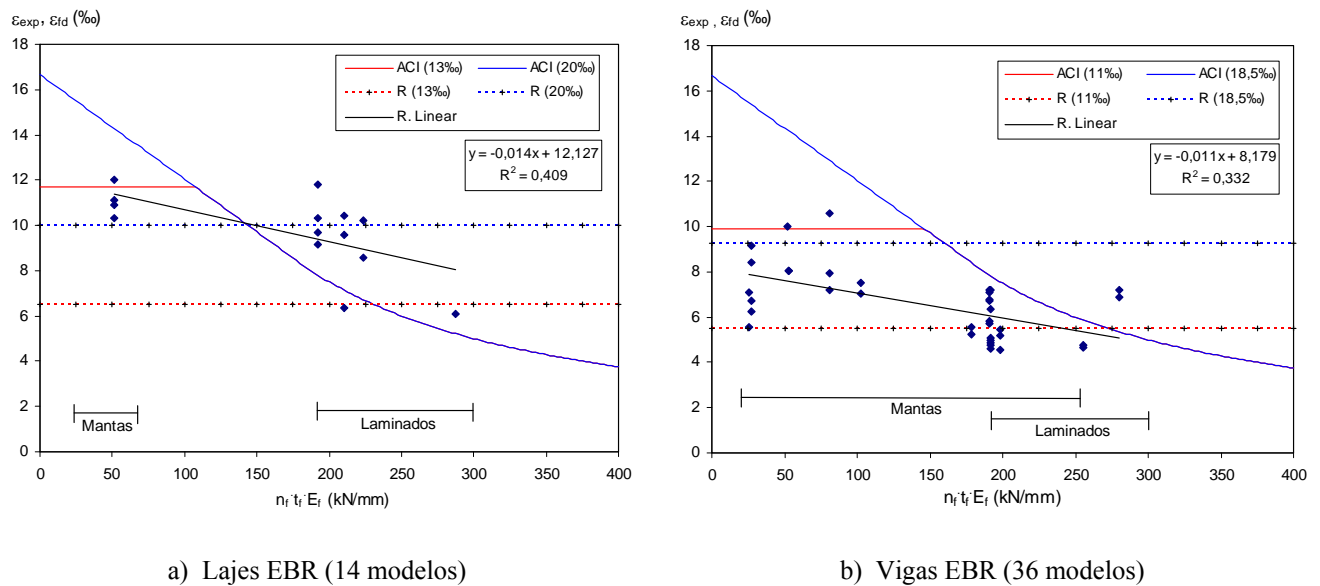


Figura 3.10 – Critérios do ACI e Rostasy no diagrama ε_{exp} vs *Rigidez* do CFRP (laje e vigas).

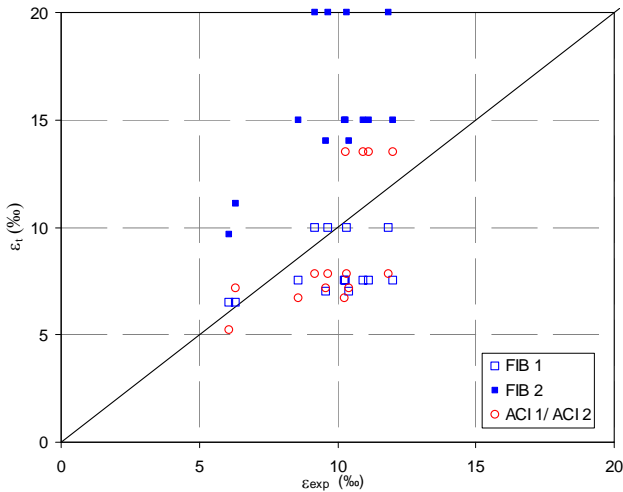
De um modo geral, os gráficos ilustrados sugerem uma grande dispersão dos resultados experimentais relativamente às curvas de previsão das propostas em discussão. Contudo, o ACI sugere, relativamente à deformação do compósito obtida experimentalmente, restrições conservativas na gama da “rigidez dos Laminados” e, especialmente, por excesso na região observada como “rigidez das Mantas”. Este excesso é evidenciado pelo facto da representação da recta de regressão linear (R. Linear) dos valores experimentais estar sempre abaixo das curvas de previsão do ACI mais conservativas (caso do CFRP com $\varepsilon_{fk}=11\%$, nas vigas e o caso com $\varepsilon_{fk}=13\%$, nas lajes). Esta discrepância entre as curvas e a recta é menos acentuada nas vigas reforçadas com laminados. Estes factos podem ajudar a compreender as conclusões obtidas na previsão dos M_u pelo ACI.

Por seu lado, as curvas do critério de Rostasy (R), por serem rectas de valor constante, não acompanham a tendência experimental da deformação do CFRP demonstrada pelas rectas de regressão linear dos modelos EBR e apresentam valores conservativos relativamente aos resultados observados nas lajes e mais próximos comparativamente aos registados nas vigas.

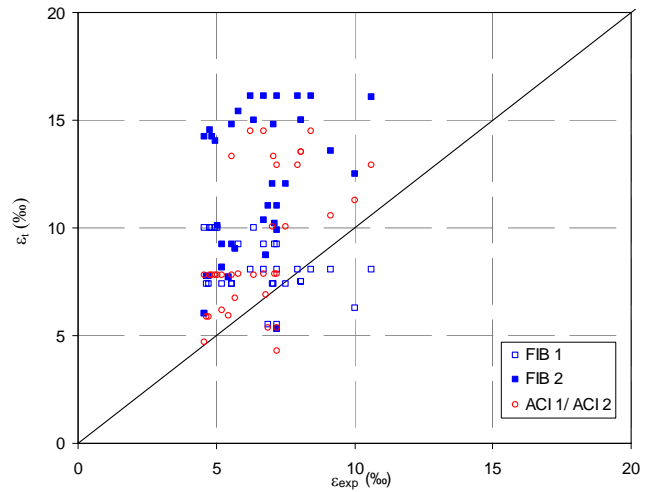
Face à amostragem admitida neste trabalho, qualquer um dos dois critérios representa melhor a deformação eficaz do compósito nos modelos de “Lajes” do que nos modelos de “Vigas”, principalmente se forem reforçados por “Laminados”.

Na Figura 3.11, representa-se a comparação entre os valores teóricos e os resultados experimentais da deformação última no compósito, segundo os critérios estabelecidos pela FIB (FIB 1 e FIB 2) e pelo ACI (ACI 1 e ACI 2), para os modelos de laje e de viga reforçados pela

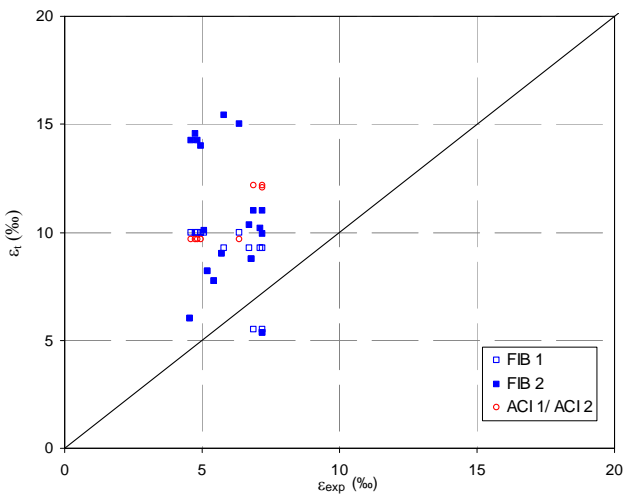
técnica de EBR. A análise estatística da razão entre as deformações últimas, teóricas e experimentais ($\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$), está exposta na Tabela 3.11, através do cálculo do valor médio (Media), do desvio padrão (DP) e do coeficiente de variação (CV em %). A análise dos resultados relativos aos modelos reforçados por NSM é realizada a partir da informação exposta na Figura 3.12 e nos resultados estatísticos da Tabela 3.12, para o caso de vigas reforçadas com laminados e varões de CFRP.



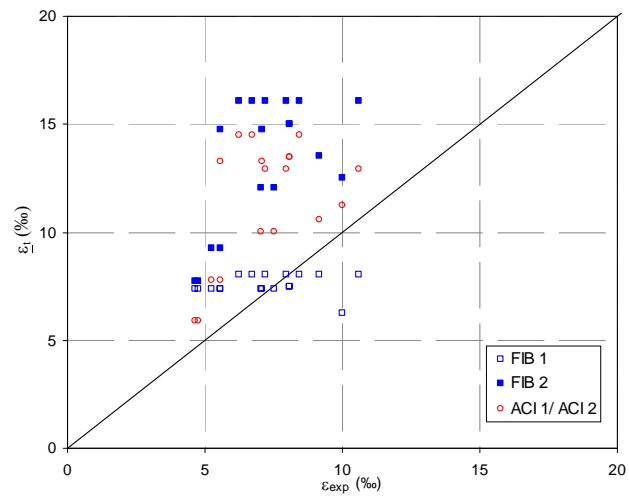
a) Lajes EBR (14 modelos).



b) Vigas EBR (36 modelos).



c) Vigas EBR Laminados (18 modelos).



d) Vigas EBR Mantas (18 modelos).

Figura 3.11 – Verificação dos critérios da FIB e do ACI: ($\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$) de modelos EBR.

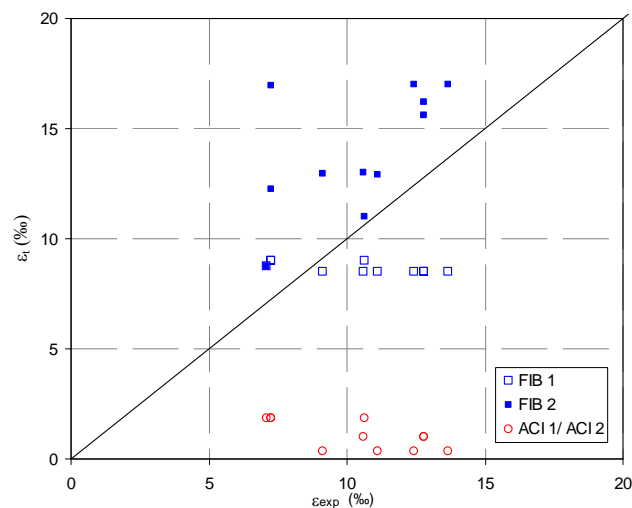
Em termos gerais, conclui-se que, os critérios de previsão da deformação última do compósito nos modelos “Viga” conduziram a valores (teóricos) superiores aos que se registaram nos ensaios (experimentais), justificado pelos autores destes como consequência da ocorrência de ruína prematuras mais cedo do que previsto, como o demonstram os valores da (Media) > 1 [1,3 a 1,9] e do CV elevado [28,9% a 31,7%]. Nas “Lajes”, pelo contrário, os modelos de previsão do FIB 1 e ACI determinam deformações últimas com boa aproximação, conservadores e razoável dispersão

relativamente à realidade, traduzido por apresentarem um valor médio de [0,84 a 0,91] e um CV de [19,9% a 25,5%]. Realça-se, uma vez mais, que o critério estabelecido como a FIB 2 (sem restrição na deformação do FRP) conduz a resultados, do lado da insegurança, a evitar.

Tabela 3.11 – Tratamento estatístico da razão ($\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$): modelos EBR.

Modelos	$\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$ (teórico/experimental)								
	FIB 1			FIB 2			ACI 1 = ACI 2		
	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)
Lajes EBR	0,84	0,17	19,95	1,62	0,29	17,80	0,91	0,23	25,59
Vigas EBR	1,30	0,41	31,76	1,90	0,57	30,12	1,40	0,41	28,91
Vigas EBR (Laminados)	1,50	0,45	30,13	1,91	0,72	37,90	1,20	0,32	26,71
Vigas EBR (Mantas)	1,11	0,26	23,84	1,88	0,38	20,41	1,60	0,39	24,17

Embora nenhum dos modelos de previsão tenha proporcionado valores pelo lado da segurança para as “Vigas”, constata-se que o critério da FIB 1 aproxima-se mais dos resultados dos modelos reforçados com “Mantas” (Média = 1,11) do que com “Laminados” (Média = 1,50), ao contrário do que sucede com o critério do ACI.



Vigas NSM (11modelos)

Figura 3.12 – Verificação dos critérios da FIB e do ACI: ($\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$) de modelos NSM.

A generalização dos critérios de previsão da deformação última do compósito propostos pela FIB (2001) e o ACI (2002), à situação da técnica de reforço por NSM, não parece ser tão desproporcionada como indicou ser a análise do momento último resistente dos modelos. Verifica-se

que os critérios de restrição do ε_{fu} da FIB 1 e do ACI, sobretudo este último, são demasiado conservativos como o demonstram os valores da (Media) < 1 [0,05 a 0,73] indicados na Tabela 3.12. O oposto, isto é, o estabelecido na FIB 2 sem restrição na deformação do FRP, também não se ajusta totalmente à realidade porque admite deformações superiores às registadas nos modelos experimentais, traduzidas num valor da (Media) > 1 como acontece com o caso dos modelos de viga reforçados por EBR. Este assunto merece alguma reflexão futura, apontando-se para que na técnica de NSM se deve implementar um novo critério de restrição da deformação máxima do FRP, menos conservativo que os actuais da FIB1 e do ACI.

Tabela 3.12 – Tratamento estatístico da razão($\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$): modelos NSM vs EBR.

Modelos	$\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$ (teórico/experimental)								
	FIB 1			FIB 2			ACI 1 = ACI 2		
	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)	Media	DP	CV(%)
Vigas NSM	0,73	0,11	14,69	1,27	0,09	7,13	0,05	0,03	53,13
Vigas EBR ^[1]	1,30	0,41	31,76	1,90	0,57	30,12	1,40	0,41	28,91

[1] – Informação repetida da Tabela 3.11 para permitir a comparação directa entre as técnicas EBR e NSM.

Como nota final, sublinha-se que as conclusões enumeradas nesta análise da verificação de segurança ao ELU recorrendo às propostas FIB e ACI traduzem o reflexo da aplicação dos seus critérios à base de dados reunida para esta dissertação, em alguns casos vítima do número reduzido de modelos experimentais disponíveis. Contudo, muitas das ilações extraídas nesta análise corroboram a tendência da opinião científica internacional a respeito destas propostas normativas, estando elas em processo de revisão, aguardando-se novas versões destes documentos.

3.3.2 Análise paramétrica

Nesta fase pretende-se analisar a influência que os cinco parâmetros identificados no item 3.2.1 têm no comportamento à flexão de vigas e lajes reforçadas com sistemas CFRP, nomeadamente, na resposta ao nível do momento (M_u) e da deformação (ε_{fu}) últimos, na ruína dos modelos.

Para realizar esta análise, utilizou-se, uma vez mais, a campanha de trabalhos experimentais expostos nos pontos anteriores deste capítulo, segundo os três critérios nos quais se subdividem os modelos observados (elemento estrutural, técnica de reforço e sistema de FRP). Como se referiu no ponto anterior, recorreu-se à folha de calculo automático desenvolvida no Capítulo 4 para se determinarem os valores do momento resistente (M_t) e da deformação máxima mobilizada pelo compósito (ε_t), em ELU, que seriam de prever (designados por teóricos), adoptando as filosofias de cálculo sugeridas nas propostas regulamentares da FIB (2001) e do ACI (2002). A análise da

influência dos cinco parâmetros é realizada através da interpretação dos gráficos de comparação entre os resultados teóricos/experimentais para os modelos de Lajes EBR, de Vigas EBR por adição de Laminados, de Vigas EBR por adição de Mantas e de Vigas NSM (por adição de Laminados e de Varões), em termos de momento resistente (M_t / M_{exp}) e da estimativa da deformação máxima do CFRP ($\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$).

(i) *Classe do betão (f_c)*

Neste ponto analisa-se a importância que a variação de um parâmetro como a “classe do betão” tem no comportamento estrutural dos modelos reforçados. Este estudo teve por base a informação da tensão de rotura à compressão do betão (f_c) apresentada pelos diversos autores dos trabalhos experimentais em estudo.

Na Figura 3.13 expõe-se a variação das razões M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ segundo os critérios estabelecidos pela FIB (FIB 1 e FIB 2) e pelo ACI (ACI 1 e ACI 2), para os modelos de laje e de viga reforçados pela técnica de EBR e de NSM (figuras a), b), c) e d)). Nesta figura, a previsão teórica estará pelo lado da segurança se o valor representativo de cada modelo experimental se situar abaixo da linha $M_t/M_{exp} = 1$. A variação da razão $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ em torno do valor unitário indica-nos até que ponto o critério de previsão teórico estima o valor da deformação última do compósito registado nos ensaios experimentais. Pelo exposto no item 0, nesta secção dá-se particular atenção aos critérios designados por FIB 1 e ACI 1 através da representação, na Figura 3.13, da recta de tendência da variação das razões M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ com a classe do betão.

Para além das conclusões expostas no item anterior, em termos globais, salienta-se que o critério FIB 1 conduz à redução das razões em análise à medida que a classe do betão é mais resistente, quer em termos de momento resistente (M_u), quer em termos de deformação última no sistema FRP (ε_{fu}). Isto só não se observa para o M_t/M_{exp} dos modelos de viga reforçados por laminados, quer pela técnica EBR quer pela técnica NSM.

Pelo contrário, os critérios ACI 1 e ACI 2 apontam para valores menos conservativos à medida que a classe do betão é mais resistente quer em termos de M_t/M_{exp} quer em termos de $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$. Isto só não se observa para a deformação do FRP nos modelos de viga reforçados pela técnica EBR (laminados e mantas). Notar que, no entanto, os valores previstos para as vigas reforçadas pela técnica de NSM são demasiado conservativos revelando-se, por isso, desadequados.

O critério FIB 2 revela alguma acuidade apenas nos modelos de viga reforçados pela técnica NSM. Nos outros modelos quase todas as previsões são acima dos valores experimentais demonstrando a importância dos critérios limitadores da deformação no sistema FRP.

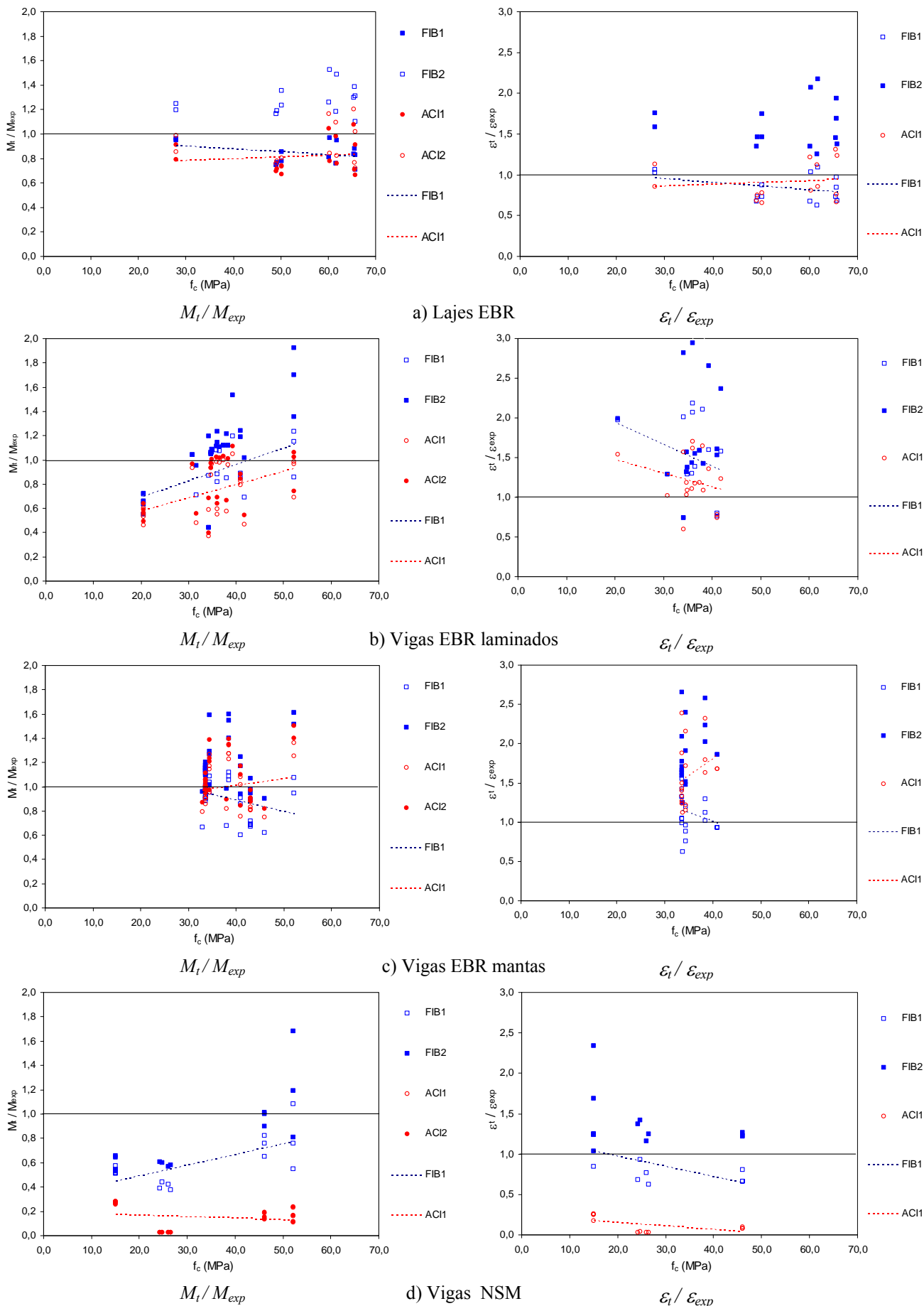


Figura 3.13 – Variação de M_t / M_{exp} e $\epsilon_t / \epsilon_{exp}$ com a “classe do betão” (f_c).

(ii) *Percentagem de armadura ordinária (ρ_s)*

Neste ponto analisa-se a consequência que a variação do parâmetro como a “percentagem de armadura ordinária” (ρ_s) tem no comportamento estrutural dos modelos reforçados.

Na Figura 3.14 representa-se a variação das razões M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ segundo os critérios estabelecidos pela FIB e pelo ACI para os modelos de laje e de viga, reforçados pela técnica de EBR e de NSM (figuras a), b), c) e d)) em estudo, à semelhança dos gráficos apresentados no ponto anterior, pelo que, para a sua interpretação, servem a informações já apresentadas em (i).

Da observação da Figura 3.14 conclui-se que para lajes reforçadas pela técnica de EBR os critérios FIB 1 e ACI 1 exibem valores das razões em análise menos conservativos à medida que a percentagem de armadura ordinária aumenta (as rectas de tendência aproximam-se de 1), quer em termos de momentos como em termos de deformações no FRP. Observa-se um fenómeno oposto quando se tratam de vigas reforçadas pela técnica de EBR (laminados e mantas) comprovado pela propensão decrescente das rectas de tendência desses critérios. Realce-se que, no caso de vigas reforçadas com laminados por EBR, há uma aproximação muito grande entre o teórico e o observado experimentalmente no caso do critério ACI 1.

Embora as rectas de tendência previstas (FIB 1 e ACI 1) para as vigas reforçadas pela técnica de NSM cresçam com o aumento da percentagem de armadura ordinária, os valores das razões M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ são demasiados conservativos, revelando-se mesmo desadequados sobretudo no caso ACI 1 em consequência do efeito penalizador do coeficiente (k_m).

(iii) *Percentagem de reforço (ρ_f)*

Neste ponto pondera-se sobre a variação do parâmetro “percentagem de reforço” (ρ_f) com o desempenho estrutural dos modelos reforçados, que integram a campanha experimental em estudo.

A Figura 3.15 ilustra a distribuição da variação das razões M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ segundo os critérios estabelecidos pela FIB e pelo ACI para os modelos de laje e de viga, reforçados pela técnica de EBR e de NSM (figuras a), b), c) e d)) em estudo, à semelhança dos gráficos apresentados nos pontos anteriores, pelo que, para a sua interpretação, servem os esclarecimentos anteriormente expostos.

Observando a Figura 3.15 conclui-se que, em termos globais, o critério FIB 1 fornece valores menos conservativos à medida que a percentagem de reforço aumenta (as rectas de tendência revelam-se crescentes), quer em termos de M_t/M_{exp} quer em termos de $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$. Isto só não se observa na distribuição dos momentos nos modelos de viga reforçados por laminados pela técnica EBR.

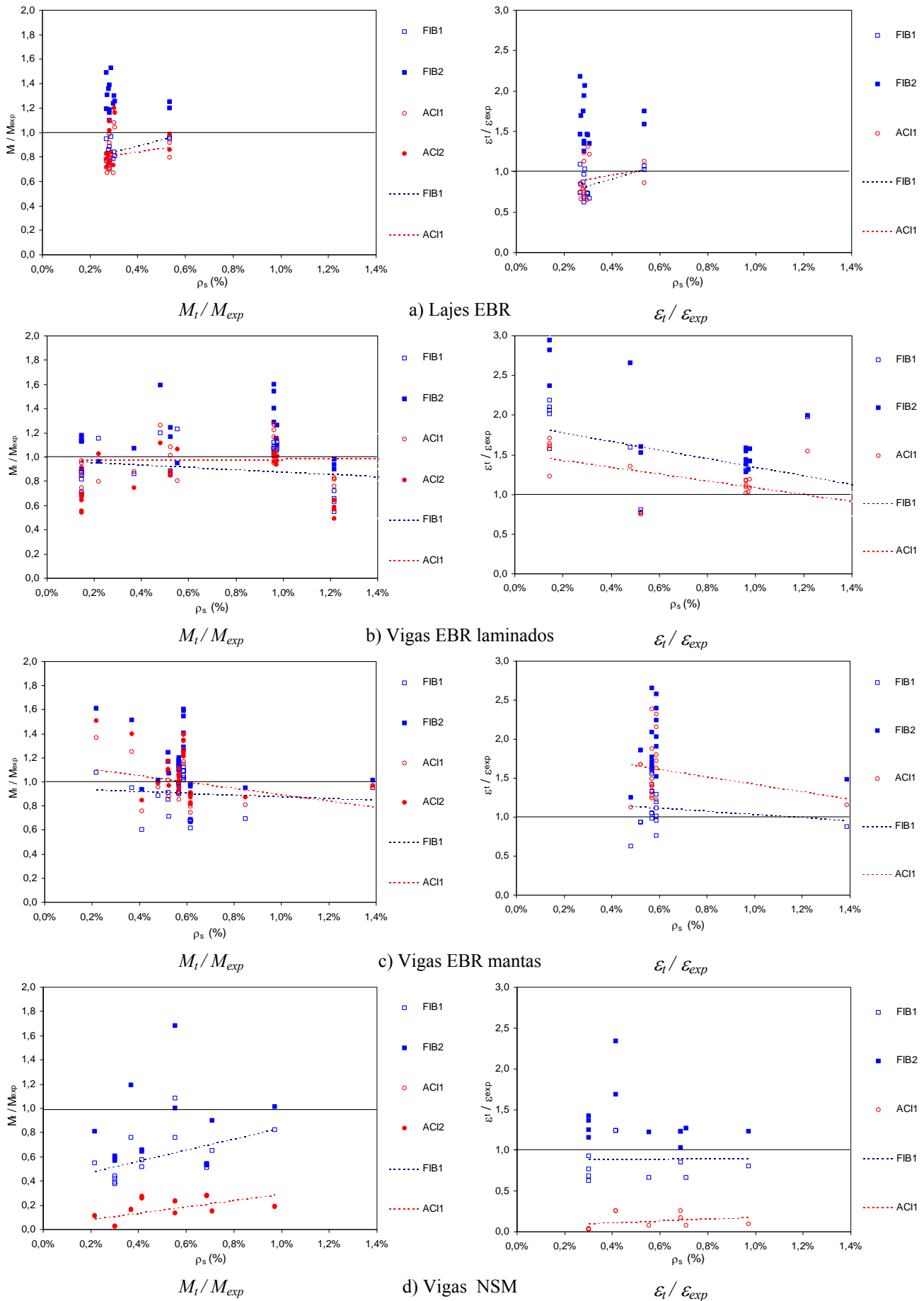


Figura 3.14 – Variação de M_t / M_{exp} e $\epsilon_t / \epsilon_{exp}$ com a “percentagem de armadura ordinária” (ρ_s).

Pelo contrário, o critério ACI 1 fornece valores mais conservativos à medida que a percentagem de reforço aumenta (propensão decrescente das rectas de tendência), quer em termos de M_t/M_{exp} quer em termos de $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$. Isto só não se observa na distribuição das deformações do compósito nos modelos de viga reforçados por laminados pela técnica EBR. Conclui-se que, nestes modelos, as rectas de tendência dos critérios FIB 1 e ACI 1 apresentam andamentos semelhantes, decrescentes nos momentos e crescentes nas deformações do FRP.

Com já se comentou, as vigas reforçadas por NSM não são representáveis pelos critérios FIB 1 e ACI 1, embora se saliente que as rectas de tendência do primeiro são sensíveis à variação da percentagem de reforço, crescendo no M_t/M_{exp} e decrescendo na $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$.

(iv) Razão vão / espessura (l/h)

Neste ponto analisa-se a importância que a variação de um parâmetro como a razão l/h tem no comportamento estrutural dos modelos reforçados apresentados pelos diversos autores dos trabalhos experimentais em estudo.

Na Figura 3.16 apresenta-se a variação das razões M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ segundo os critérios estabelecidos pela FIB e pelo ACI para os modelos de laje e de viga, reforçados pela técnica de EBR e de NSM (figuras a), b), c) e d)) em estudo, à semelhança dos gráficos apresentados nos pontos anteriores, pelo que, para a sua interpretação, servem os esclarecimentos anteriormente expostos.

A análise dessa figura sugere que, para lajes reforçadas pela técnica de EBR, as rectas de tendência dos critérios FIB 1 e ACI 1 apresentam andamentos inversos entre si à medida que a razão vão/espessura aumenta, isto é, o primeiro exhibe valores decrescentes (mais conservativos) e o segundo valores crescentes quer em termos de M_t/M_{exp} quer em termos de $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$.

Em contrapartida, nos modelos de vigas reforçadas pela técnica EBR, os critérios FIB 1 e ACI 1 manifestam andamentos semelhantes para a previsão dos momentos e das deformações do FRP, em geral, propensão para os valores serem menos conservativos à medida que a razão vão/espessura aumenta (rectas de tendência crescentes). Isto só não se observa na variação de M_t/M_{exp} nos modelos de viga com laminados.

Repetem-se aqui as considerações descritas nos pontos anteriores relativas às vigas reforçadas por NSM, realçando-se que a recta de tendência dos momentos segundo o critério FIB 1 é sensível à variação da razão vão/espessura, decrescendo o M_t/M_{exp} com o aumento desse parâmetro.

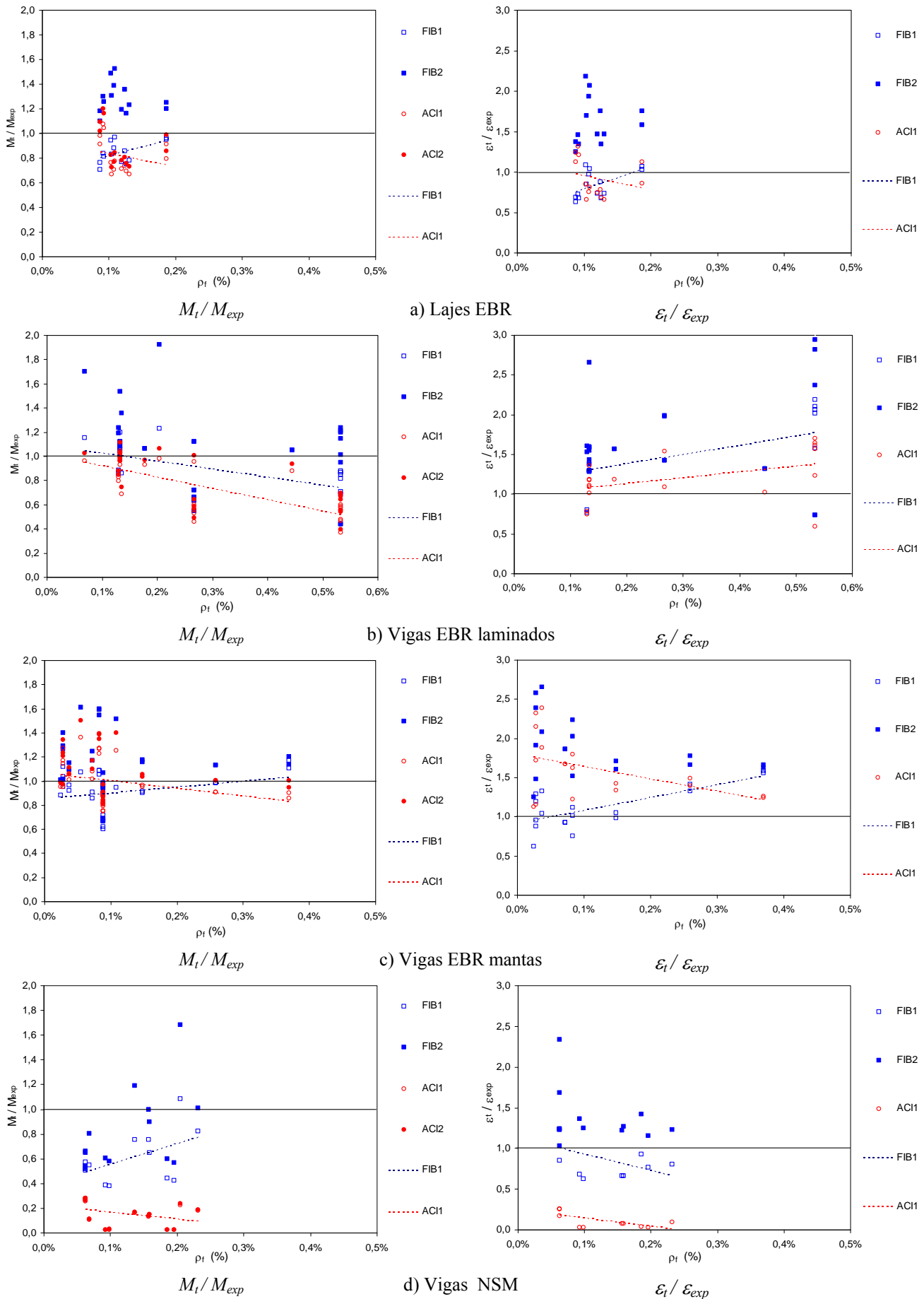


Figura 3.15 – Variação de M_t / M_{exp} e $\epsilon_t / \epsilon_{exp}$ com a “percentagem de reforço” (ρ_f).

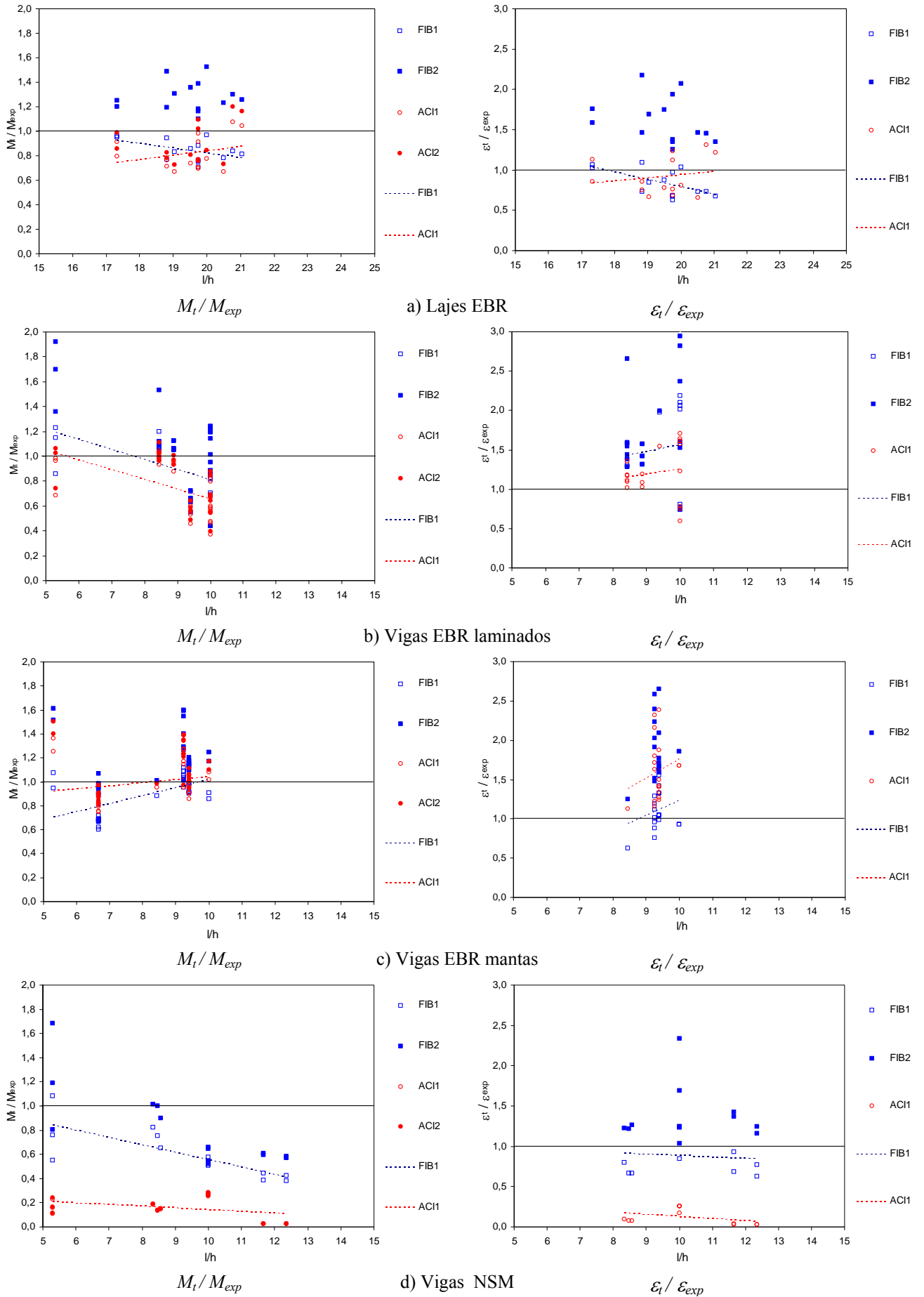


Figura 3.16 – Variação de M_t / M_{exp} e $\epsilon_t / \epsilon_{exp}$ com o parâmetro l/h .

(v) *Rigidez unitária do CFRP ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$)*

Neste ponto procura-se tecer algumas considerações relativas à importância que a variação de um parâmetro como a rigidez unitária tem no comportamento estrutural dos modelos reforçados. Esta análise foi abordada anteriormente no ponto (ii) do item 0, embora com o objectivo de interpretar exclusivamente a deformação eficaz do compósito em ELU.

A Figura 3.17 representa a distribuição da variação das relações M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ segundo os critérios estabelecidos pela FIB e pelo ACI para os modelos de laje e de viga, reforçados pela técnica de EBR e de NSM (figuras a), b), c) e d)) em estudo, à semelhança dos gráficos apresentados nos pontos anteriores, pelo que, para a sua interpretação, servem os esclarecimentos anteriormente expostos.

Do exame da Figura 3.17 conclui-se que, em termos globais, o critério FIB 1 fornece valores menos conservativos à medida que a rigidez do CFRP aumenta (as rectas de tendência revelam-se crescentes) quer em termos de M_t/M_{exp} quer em termos de $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$. Isto só não se observa na variação de $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$ nos modelos de viga reforçados com laminados pela técnica EBR. Sublinhe-se que nas vigas reforçadas com mantas, este critério prevê com boa aproximação as ε_{exp} e razoável segurança os M_{exp} para valores baixos da rigidez unitária.

Pelo contrário, o critério ACI 1 proporciona valores mais conservativos à medida que a rigidez do CFRP aumenta (rectas de tendência decrescentes), quer em termos de momentos quer em termos de deformação do compósito. Esta facto não se verifica na variação de M_t/M_{exp} nos modelos de viga reforçados por laminados pela técnica EBR. Os critérios FIB 1 e ACI 1 apresentam, entre si, andamentos inversos nos reforços com mantas e tendências semelhantes nos reforços com laminados.

Notar que o comportamento das vigas reforçadas pela técnica de NSM apresentam as mesmas tendências descritas nos pontos anteriores e que são demasiado conservativas, revelando-se desadequadas para previsão. Este facto prende-se, sobretudo, com a afectação do factor k_m muito influenciado pela rigidez do sistema compósito.

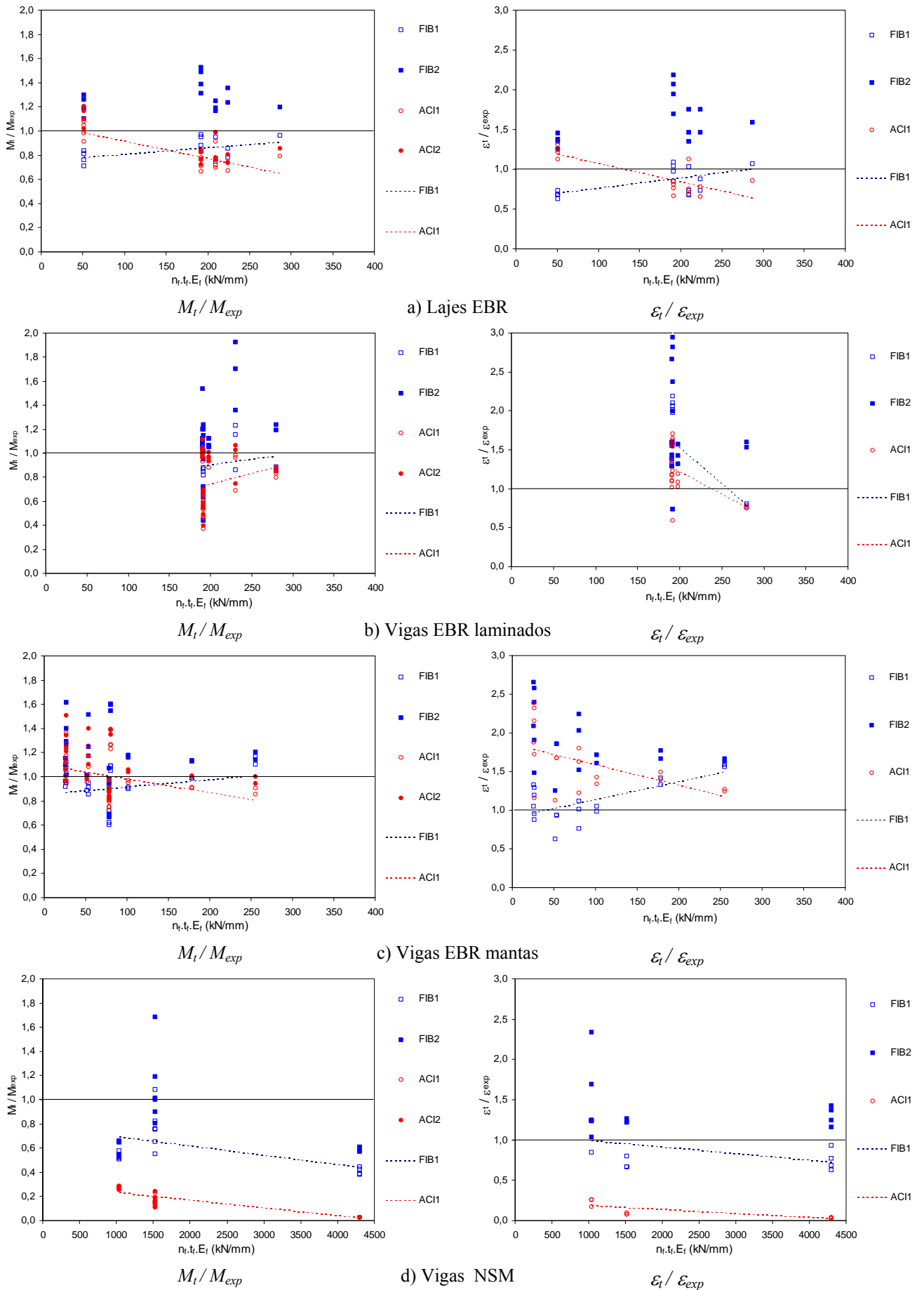


Figura 3.17 – Variação de M_t / M_{exp} e $\varepsilon_t / \varepsilon_{exp}$ com a “rigidez unitária” ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$).

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento de uma solução de reforço por colagem de compósitos de FRP deve garantir um nível de segurança aceitável. Este aspecto relaciona-se, em certa medida, com o grau de confiança que existe nas actuais propostas “regulamentares”. Ao longo deste capítulo procurou-se dar mais um contributo na avaliação do “grau de confiança” quanto aos documentos da FIB (2001) e do ACI (2002), relativo à interpretação da verificação de segurança à flexão de uma campanha experimental reunida para este efeito, expresso através de uma análise comparativa e paramétrica de resultados.

As considerações finais enumeradas aqui traduzem o resultado da análise sobre o comportamento da amostragem experimental seleccionada para o trabalho (89 modelos), que se admitiu ser representativa do comportamento de lajes e vigas de betão reforçadas à flexão por adição de compósitos de CFRP.

A campanha experimental indica que os modelos reforçados com mantas CFRP possuem, maioritariamente, rigidez unitária (designação do ACI) inferior a 180 kN/mm e são mais deformáveis (ε_{exp} maior) do que os modelos reforçados com laminados, apresentando estes últimos rigidez na gama de 190 a 300 kN/mm. Por sua vez, os modelos reforçados por NSM expõem uma rigidez unitária, no mínimo, dez vezes superior às determinadas para os modelos com EBR.

Dessa amostra experimental retém-se a ideia de que cerca de 2/3 dos modelos apresentam ruína Prematura, evidencia-se que os modelos de laje EBR apresentam valores de deformação máxima no compósito (ε_{exp} = 9 a 11‰) maiores que os modelos de viga (ε_{exp} = 5 a 7‰) reforçados pela mesma técnica e que, as vigas reforçadas pela técnica de NSM são aquelas em que o sistema CFRP mais se deforma, antes de ruir (ε_{exp} = 8 a 11‰). Estes valores apontam, em média, para o intervalo de valores propostos pelos modelos empíricos (ε_{jmax} = 6.5 a 8.5‰), para fase de pré-dimensionamento.

Constata-se que o critério do ACI é menos limitativo para aplicações com “Mantas” do que para reforços com “Laminados”, devido à menor rigidez apresentada geralmente pelos primeiros, face à indiferença exposta na análise pelo critério de Rostasy (proposto pela FIB). A diferença entre estes dois critérios é acentuada na zona de baixa rigidez unitária, situação comum em reforços constituídos com “Mantas” onde o (k) é mais restritivo. Pelo contrário, em reforços com “Laminados”, que apresentam maior valor de rigidez unitária, os valores dos parâmetros (k_m) e (k) são semelhantes, desta vez com o ACI a apresentar-se mais restritivo. Este facto, poderá justificar a conclusão de que o ACI prevê com mais aproximação o momento resistente último dos modelos reforçados com mantas relativamente aos modelos reforçados com laminados, apesar da menor reserva de segurança porque ($M_t/M_{exp} \approx 1$).

As condições de segurança definidas nos documentos em discussão neste capítulo, foram avaliadas satisfatoriamente recorrendo à folha de cálculo implementada no Capítulo 4, repartida primeiro numa análise geral de comparação entre os resultados experimentais e as previsões teóricas e, posteriormente, numa análise da influência que cinco parâmetros possam ter no comportamento à flexão dos modelos reforçados com sistemas CFRP.

Nos modelos de laje reforçados com laminados colados exteriormente (EBR) observou-se que o “Critério 1” associado às propostas do ACI e da FIB fornece valores semelhantes e próximos dos experimentais em termos de extensões no FRP. No entanto a previsão do momento na rotura (M_t) é bastante conservativa segundo estas filosofias, sendo que a proposta ACI 1 mostrou-se mais conservativa ainda que a FIB 1.

Nos modelos de laje reforçados com mantas observou-se que apenas a proposta FIB 1 se mantinha conservativa, quer em termos de deformação no FRP quer em termos de capacidade resistente à flexão (M_t). Aplicando $\psi_f = 0.85$ à filosofia do ACI (critério ACI 1) obtém-se valores de M_t bastante aproximados dos valores experimentais (M_{exp}), demonstrando a utilidade desse coeficiente de segurança.

Nos modelos de viga reforçados com laminados, observou-se que os critérios ACI 2 e FIB 1 fornecem valores pelo lado da segurança, mas próximos dos resultados experimentais, quer em termos de deformação no FRP como em termos de momento na rotura. Aplicando $\psi_f = 0.85$ na filosofia do ACI (critério ACI 1), os valores obtidos da capacidade resistente (M_t) tornam-se demasiado conservativos, isto é, este coeficiente de segurança mostra-se mais adequado no caso de modelos reforçados com mantas.

Nos modelos de viga reforçados com mantas observou-se que a filosofia do ACI com $\psi_f = 1$ (critério ACI 2) fornece valores ligeiramente inferiores aos obtidos pelo critério FIB 2, sendo os resultados em termos de deformação no FRP e momento na rotura não conservativos quando comparados com os observados experimentalmente. Adoptando o critério limitador de ε_{fd} à filosofia da FIB (critério FIB 1) e $\psi_f = 0.85$ à filosofia do ACI (critério ACI 1), os resultados previstos analiticamente passam a ser conservativos ou muito próximos dos experimentais.

A análise da influência dos cinco parâmetros estudados neste capítulo não sugere, de forma generalizada, as mesmas rectas de tendência dos critérios FIB 1 e ACI 1 para as relações M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$, o que torna difícil uma conclusão sistematizada. Contudo, o estudo permite avançar com algumas linhas principais como:

- a) As variações da classe de betão (f_c), da percentagem de reforço (ρ_f) e da rigidez unitária ($n_f t_f E_f$) apresentam linhas de tendência, entre critérios, com andamentos

semelhantes, no caso de vigas reforçadas com laminados, e andamentos inversos para a situação de lajes e vigas reforçadas com mantas;

- b) A variação da razão l/h mostra linhas de tendência, para os mesmos critérios, com orientações semelhantes no caso de vigas e opostas nos modelos de lajes;
- c) A variação da percentagem de armadura (ρ_s) não mostrou ser um factor de grande relevância na variação dos resultados, sobretudo na relação M_t/M_{exp} ;
- d) À medida que o grau de reforço (ρ_f) aumenta, os resultados obtidos através do critério FIB 2 aproximaram-se dos resultados fornecidos pelo critério FIB 1, o que parece demonstrar que o critério limitador da extensão perde alguma utilidade com o aumento de ρ_f , pois a viga tende a romper por esmagamento do betão (CC) e, portanto, para níveis mais baixos de deformação no FRP. Pelo contrário, o decréscimo de (ρ_f) conduz a que os valores obtidos pelo critério da FIB 1 se aproximem dos experimentais, porque a rigidez parece não ter tanta importância

Em termos gerais, a análise da verificação de segurança a nível da interpretação do momento último (M_t), próximo da ruína dos modelos, permite concluir que os critérios sugeridos como FIB 1 e ACI 1 prevêm, com segurança, esse valor para o caso dos modelos reforçados com a técnica EBR. Salienta-se, contudo, que, se por um lado, o critério ACI 1 é geralmente mais conservador do que o FIB 1, ambos parecem traduzir melhor o comportamento de lajes do que de vigas, sobretudo se estas são reforçadas com o sistema tipo laminado.

O modelo de previsão estabelecido como FIB 2 (sem restrição na deformação do FRP) conduz a resultados do lado da insegurança, o que corrobora a opinião da comunidade científica de que há um limite máximo eficaz de mobilização da deformação do compósito na técnica EBR (Juvandes, 1999; Matthys, 2000; Brosens, 2001; FIB, 2001; ACI, 2002; Travassos, 2005; Silva, 2008).

A generalização dos critérios propostos pela FIB (2001) e ACI (2002) à técnica NSM é desajustada em consequência de conduzirem a previsões de momentos resistentes (M_t) divergentes da realidade e demasiado conservativas. Contudo, a análise da deformação última do compósito (ϵ_{exp}) permite antecipar que os critérios de restrição da extensão no FRP (FIB 1 e ACI 1) não devem ser praticados nesta técnica, como também não se deve permitir o esgotamento da deformação axial última do FRP (FIB 2). Fica a ideia de que, na técnica NSM é importante estabelecer um novo critério de restrição da ϵ_{fd} , menos conservativo que os actuais da FIB 1 e ACI.

Confirma-se que, nos modelos reforçados pela técnica EBR, o desempenho do compósito fica aquém da sua capacidade resistente axial, resultando na ideia generalizada de ser aconselhável limitar a deformação eficaz (ϵ_{fd}) nos modelos de previsão. Actualmente, embora se tratem de critérios

simples e empíricos, as sugestões FIB 1 e ACI determinam, para as lajes, deformações últimas com boa aproximação e conservativas. Relativamente às vigas, esses critérios merecem alguma revisão porque conduzem a deformações eficazes de FRP superiores aos que se registam nos ensaios experimentais EBR (Juvandes, 1999; Matthys, 2000; Brosens, 2001; FIB, 2001; ACI, 2002; Travassos, 2005; Silva, 2008). Sublinhe-se que o método apresentado no documento do ACI, tem em linha de conta a rigidez do reforço através do coeficiente k_m . Nenhum outro critério tem isso em atenção.

A título final refira-se que as principais conclusões deste capítulo foram integradas no aperfeiçoamento da “folha de cálculo” estruturada no Capítulo 4, de modo a permitir que o modelo de dimensionamento do reforço à flexão de elementos de betão armado com compósitos de FRP satisfaça os critérios de verificação de segurança, mais próximo da tendência demonstrada na campanha experimental analisada.

Capítulo 4

Procedimentos para projecto de reforço à flexão com FRP

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, pretende-se descrever com algum detalhe os procedimentos a levar a cabo no projecto de reforço à flexão com sistemas compósitos de FRP de uma secção de um elemento estrutural de betão armado do tipo viga ou faixa de laje. O procedimento aqui proposto surge como resultado da revisão apresentada no Capítulo 2 desta dissertação e das conclusões extraídas a partir da reflexão desenvolvida no Capítulo 3. Procurou-se definir um faseamento do projecto de reforço à flexão, respeitando as propostas normativas que mais se adequam a Portugal, completando-as para ir ao encontro da tendência exposta na campanha experimental (Capítulo 3). Este faseamento, não constitui um fim em si mesmo, estando, em vez disso, aberto a sugestões de modo a aperfeiçoá-lo tendo sempre presente duas características muito importantes, nos dias de hoje, para os projectistas: fiabilidade e facilidade de aplicação prática.

Depois de apresentados todos os passos que se julgam essenciais num qualquer projecto de reforço à flexão, é descrita uma folha de cálculo automático desenvolvida em *Mathcad*, na qual se implementaram os procedimentos descritos neste capítulo. A descrição da folha é acompanhada de um exemplo prático para ilustrar a utilização da mesma.

Na parte final do capítulo, dá-se relevo a alguns dos aspectos que são determinantes no dimensionamento e a sua influência no mesmo.

4.2 FASEAMENTO DO PROJECTO DE REFORÇO À FLEXÃO

4.2.1 Introdução

Tendo presente as sugestões avançadas nas normas recentes (EN 1504, 2004), o projecto de reforço à flexão de elementos de betão armado através da colagem com sistemas compósitos de FRP pode dividir-se em quatro fases principais que vão ser designadas por:

- a) Análise da estrutura existente
- b) Análise da viabilidade do reforço por colagem de FRP
- c) Dimensionamento do reforço à flexão com FRP
- d) Verificação de segurança na interface betão – FRP

4.2.2 Análise da estrutura existente

A análise da estrutura existente é uma fase primordial de qualquer projecto de reforço. Nesta fase, deve proceder-se à caracterização da estrutura existente, procurando-se obter o projecto original. Como, normalmente, este tipo de intervenções é feita em estruturas com algumas dezenas de anos, é muitas vezes impossível aceder ao projecto de execução, pois este já não existe, ou está em parte incerta. Por esses motivos, a estrutura existente deverá ser caracterizada procedendo-se ao levantamento, através de instrumentação e ensaios apropriados, das características geométricas dos elementos estruturais, das propriedades mecânicas dos materiais e de sinais de mau funcionamento (patologias estruturais). Embora esta seja uma fase indispensável, o seu detalhe foge um pouco do âmbito principal desta dissertação, pelo que se aconselha a consulta de bibliografia específica nesta área, tal como Souza (1990), Appleton et al. (1997), Dimande (2003) e Juvandes et al. (2007). Contudo, descrevem-se, em seguida, as etapas principais a incluir nesta análise.

4.2.2.1 Avaliação das propriedades mecânicas dos materiais existentes

A quantificação das propriedades mecânicas dos materiais que compõe a estrutura existente é necessária para que se possa caracterizar, qualitativa e quantitativamente, a capacidade resistente dos elementos de betão armado que constituem a estrutura. Assim, é necessário quantificar grandezas como a resistência à tracção, resistência à compressão e módulo de elasticidade do betão. Para o aço de armadura ordinária devem também ser determinadas a resistência à tracção, tensão de cedência e o módulo de elasticidade.

4.2.2.2 Avaliação das propriedades geométricas da estrutura existente

Além das propriedades mecânicas dos materiais, a determinação da capacidade resistente de uma secção de betão armado só fica devidamente quantificada através do rigoroso levantamento da geometria do elemento estrutural em análise. Dimensões como a largura, a altura, o recobrimento das armaduras, o diâmetro e número de varões de armadura longitudinal e o diâmetro e espaçamento entre estribos, são essenciais.

4.2.2.3 Avaliação das acções actuais e futuras na estrutura

Deve ser feito um estudo sobre o tipo de acções a que a estrutura está e estará sujeita, para que seja possível proceder a uma análise estrutural rigorosa.

Devem ser quantificados os esforços a que a estrutura terá que resistir, baseando essa quantificação na filosofia dos ELU e ELS, e respectivas combinações de acções.

(i) Situação existente (ELU e ELS)

De modo a que se caracterize a situação da estrutura de betão armado existente, deve ser feita uma análise estrutural entrando no cálculo com as acções a que a estrutura de betão armado está sujeita nesta fase. Esta análise permite ver se a capacidade resistente da estrutura actual se aproximou do seu limite ou se, por outro lado, ainda apresenta reservas de resistência relativamente à combinação de acções mais desfavorável.

(ii) Situação futura (ELU e ELS)

Trata-se de uma análise semelhante à anterior, mas entrando agora no cálculo com as acções que se pretendem para a estrutura no futuro. A comparação destas duas análises com a capacidade resistente da secção de betão armado existente, permitem quantificar o acréscimo de resistência que a estrutura vai ter que mobilizar para que, no futuro, cumpra todos os requisitos regulamentares no que diz respeito aos estados limites relevantes. Esse acréscimo de resistência será concretizado com a implementação do reforço da estrutura.

4.2.3 Análise da viabilidade de reforço por colagem de FRP

No ponto 2.8.2, apresentaram-se três verificações que devem ser realizadas para aferir sobre a viabilidade da intervenção de reforço. Se se cumprirem as três condições apresentadas, a viabilidade desta intervenção de reforço será exequível.

4.2.3.1 Verificação da condição de máximo reforço (ELU)

A condição de máximo reforço é dada pela equação (2.7). Nela, incluem-se M_{sdf} e M_{rd0} , sendo que, o primeiro não deve ser superior ao dobro do segundo. M_{sdf} é o valor do momento flector actuante na secção crítica em análise, contabilizando no seu cálculo as acções a que a estrutura estará sujeita após a intervenção de reforço.

Para calcular M_{rd0} , deve respeitar-se o procedimento proposto nas tabelas de flexão do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) (D'Arga e Lima et al., 1985), programando um processo iterativo em que a profundidade do eixo neutro é determinada respeitando o equilíbrio de forças e de momentos da secção, percorrendo os seguintes perfis de deformação:

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad \text{considerando-se } \varepsilon_{su} = \varepsilon_{s.lim} \quad (4.1)$$

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (4.2)$$

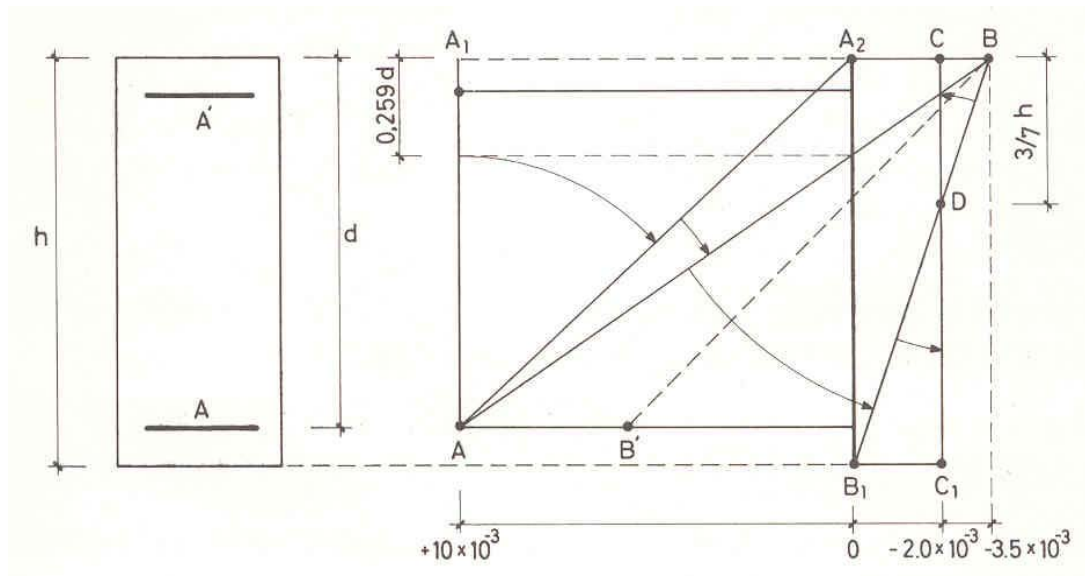


Figura 4.1 – Extensões limites no betão e nas armaduras (D'Arga e Lima et al., 1985).

4.2.3.2 Verificação da condição de corte (ELU)

Esta verificação está exposta com maior detalhe no ponto 2.8.2.3 A condição de corte é dada pela equação (2.12). Se as bielas fictícias de compressão do betão não suportarem o valor máximo do esforço de corte actuante devido às acções futuras V_{sdf} , a intervenção de reforço não é viável.

4.2.3.3 Verificação da condição de reserva de segurança (ELS)

Esta condição está relacionada com a degradação a que o sistema de reforço de FRP pode estar sujeito devido a actos de vandalismo, acidente e fogo, por se encontrar colado exteriormente à estrutura de betão armado. A condição de reserva de segurança pretende assegurar que em caso de perda total do compósito, a estrutura não colapse; esta condição é materializada pela equação (2.8), na qual se define o parâmetro “ θ ” que deverá ser superior à unidade para que a intervenção seja aconselhável.

4.2.4 Dimensionamento do reforço à flexão com FRP

O dimensionamento de sistemas de reforço com FRP colados exteriormente à superfície de elementos estruturais de betão armado sujeitos a esforços de flexão é baseado no princípio dos estados limites. Requisitos de ELU, limitação de tensões em serviço e ductilidade devem ser todos respeitados (de acordo com o EC2 em vigor).

No dimensionamento, devem investigar-se os diferentes modos de ruína possíveis e os estados limites relevantes. Os procedimentos de dimensionamento aqui apresentados permitem obter uma área preliminar de FRP que em seguida é alterada de modo a obedecer aos requisitos de ELS e

ductilidade. Os cálculos, baseados nas hipóteses apresentadas no ponto 2.8.4.1, são necessariamente iterativos, o que aconselha a implementação de uma folha/programa de cálculo automático.

Se as verificações do ponto 2.8.2 se cumprirem, está-se então, em condições de encetar o dimensionamento do sistema de reforço com compósitos de FRP.

Neste ponto, vão ser descritos todos os passos necessários para que se cumpram os requisitos, em termos de ELU e ELS, para um dimensionamento do reforço com sistemas de FRP obedecendo às hipóteses assumidas acima. Não serão levadas em linha de atenção as questões relacionadas com a perda de aderência na interface betão/FRP. Esses cuidados serão abordados no ponto 4.2.5.

4.2.4.1 Estado Inicial

Como foi focado no ponto 2.8.4.2, o estado de deformação na superfície onde vai ser colado o reforço de FRP (ε_{b0}) não deve ser ignorado, uma vez que a face a reforçar já se encontra com deformações no momento de aplicação do reforço, a menos que a estrutura seja aliviada de todas as cargas (incluindo peso próprio e forças de pré-esforço).

Para a determinação da extensão inicial na face de betão armado onde irá ser colado o reforço (ε_{b0}) pode-se recorrer às equações (2.18) a (2.22) descritas no Capítulo 2. O nível de deformação no FRP (ε_f) é, então, resultado da subtracção entre o valor da extensão no substrato (calculado por compatibilidade de deformações) e a extensão inicial e pode ser obtido por intermédio da equação (2.18).

4.2.4.2 Dimensionamento

O cálculo da área necessária de FRP para que a estrutura cumpra as novas exigências, é feito inicialmente para ELU procurando que o sistema compósito seja aproveitado na sua capacidade máxima. Assim procura-se que o modo de ruína da estrutura reforçada seja a rotura por flexão/tracção do FRP. O dimensionamento é feito impondo, como modo de ruína, a rotura do FRP e a consequente cedência da armadura do aço de tracção, ou, no limite a “ruína balanceada”. O valor do momento actuante, M_{sdf} , é conhecido. A área de FRP necessária para reforçar o elemento estrutural é determinada iterativamente obedecendo às equações de equilíbrio de forças internas e de compatibilidade de deformações admitindo as hipóteses de cálculo apresentadas no ponto 2.8.4.1. O processo iterativo para se encontrar o equilíbrio, percorre os seguintes perfis de deformação:

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (4.3)$$

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{f,max} \quad (4.5)$$

onde $\varepsilon_{f,max}$ é o valor limite até ao qual se considera seguro dimensionar. Este valor pode ser coincidente com o ε_{fu} especificado nos catálogos dos fabricantes, mas no dimensionamento à flexão deve adoptar-se um dos vários critérios limitadores da extensão última no FRP que têm como objectivo precaver as ruínas prematuras típicas deste tipo de reforço estrutural (discutido no Capítulo 3).

Obedecendo a esta filosofia, cumprem-se os requisitos de ductilidade uma vez que a rotura do FRP por flexão / tracção só acontece para valores das deformações, ε_f , muito elevados.

Após este cálculo, deve ser feita uma análise em ELS, que na maior parte das situações, será determinante na definição da área de FRP a aplicar.

4.2.4.3 Verificar a capacidade resistente à flexão da secção reforçada

Perante a área de FRP calculada, escolhe-se a solução mais económica dentro das secções disponíveis no mercado. Se se pretender determinar a capacidade resistente à flexão da nova secção de betão armado reforçada, deve ser feita uma análise em ELU combinando o equilíbrio de tensões, compatibilidade de deformações e as leis constitutivas dos materiais na rotura. As leis constitutivas dos materiais estão evidenciadas na Figura 4.2. Como se pode observar, admite-se um comportamento elasto-perfeitamente plástico para o aço e um comportamento linear-elástico até à rotura para o FRP. Para o betão, a lei constitutiva adoptada é a do diagrama parábola-rectângulo.

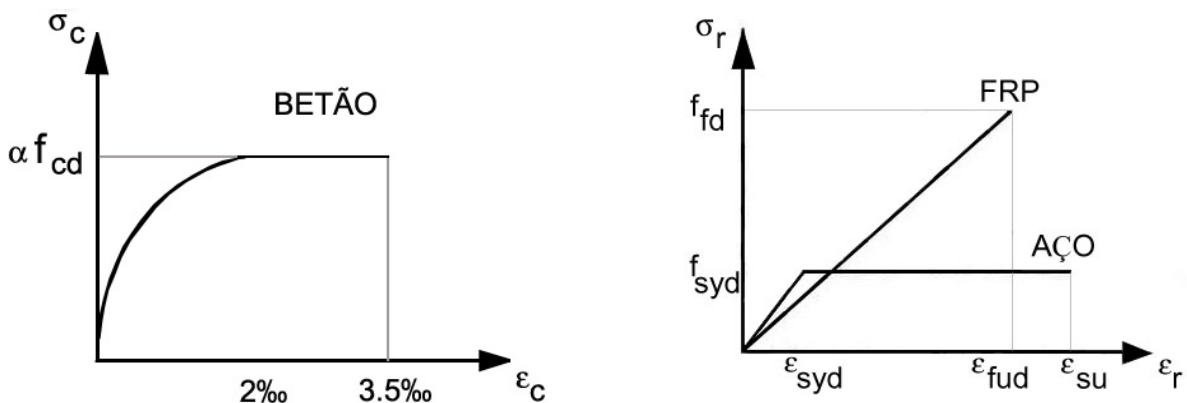


Figura 4.2 – Leis constitutivas dos materiais em ELU.

Na Figura 4.3 apresenta-se a habitual distribuição de extensões e tensões numa secção reforçada à flexão.

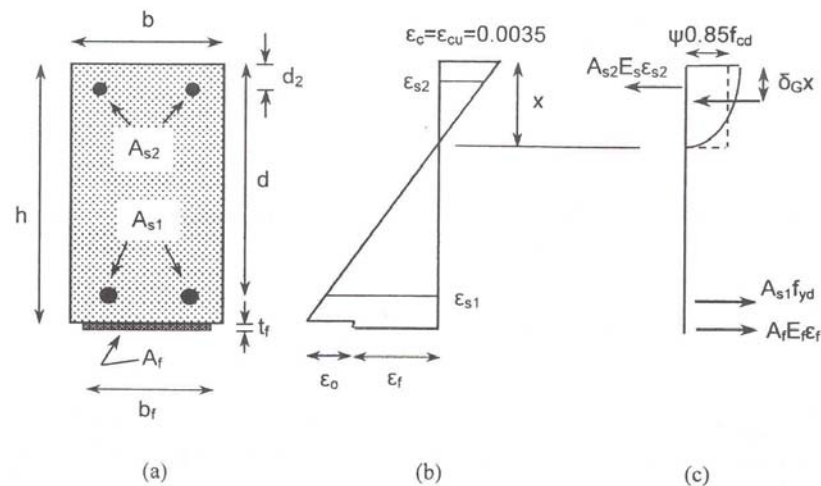


Figura 4.3 – Análise à flexão da secção transversal em ELU: (a) geometria, (b) distribuição de deformações e (c) distribuição de tensões.

A resistência última à flexão do elemento reforçado com FRP é geralmente controlada ou por esmagamento do betão comprimido ou por ruína por tracção do FRP. De modo a avaliar o momento resistente da viga, é importante averiguar se estas ruínas ocorrem antes ou depois do aço ter atingido a cedência. Como resultado, o comportamento global do elemento será influenciado pela limitação do modo de ruína. Os modos de ruína possíveis com acção conjunta betão / compósito, usando a nomenclatura apresentada no ponto 2.8.4.3 do Capítulo 2, são referidos a seguir. Para cada secção é necessário determinar qual o modo de ruína que governará:

- a) CC antes de SY
- b) FR antes de SY
- c) SY seguido de CC
- d) SY seguido de FR

Adicionalmente, poderão ocorrer modos de ruína relacionados com perda de ligação na interface betão/FRP, que é particularmente sensível neste tipo de reforço. Estes modos de ruína, por se verificarem antes que qualquer dos materiais constituintes da secção atinja a sua capacidade máxima, são vulgarmente designados por “modos de ruína prematuros” e podem ser evitados através de pormenorização adequada do reforço de FRP.

A equação geral para determinar o valor de cálculo do momento resistente de uma secção de betão armado reforçada com FRP à flexão é dada por:

$$M_{rd} = A_s \cdot f_s \cdot (d - \delta_G \cdot x) + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot (h - \delta_G \cdot x) + A'_s \cdot f'_s \cdot (\delta_G \cdot x - d_2) \quad (4.6)$$

O parâmetro δ_G , relativo à posição do centróide do diagrama de tensões parábola-rectângulo do betão, depende do nível de deformação no betão e determina-se pelas seguintes expressões dependendo do nível de deformação:

$$\delta_G = \begin{cases} \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_c}{4 \cdot (6 - 1000 \cdot \varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ \frac{1000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 2)} & \text{para } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad (4.7)$$

O termo f_s na equação (4.7) indica que o aço pode não estar em cedência. A adição de FRP pode resultar em reforço excessivo, conduzindo a que o aço não chegue a entrar em cedência. As tensões em cada um dos materiais dependerão da distribuição de extensões e do modo de ruína. Devido ao elevado número de variáveis envolvidas, não é possível determinar directamente a distribuição de extensões e o modo de ruína. É necessário, portanto, realizar um método iterativo. Este procedimento envolve primeiro a estimativa da profundidade do eixo neutro, x , e a determinação do modo de ruína baseado nessa estimativa. A profundidade do eixo neutro estimada, pode ser ajustada pela compatibilidade de deformações, pelas leis constitutivas dos materiais e pelo equilíbrio de forças internas. Na maioria das situações, uma estimativa inicial de $x = 0.15 \cdot d$ é razoável. Perante o valor estimado de x , o modo de ruína poderá ser verificado segundo o critério seguinte:

$$\text{Se } \varepsilon_{f_u} + \varepsilon_{b0} > \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{h-x}{x}\right), \text{ a ruína é controlada por CC} \quad (4.8)$$

$$\text{Se } \varepsilon_{f_u} + \varepsilon_{b0} < \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{h-x}{x}\right), \text{ a ruína é controlada por FR} \quad (4.9)$$

(i) *Ruína por Esmagamento do betão (CC)*

Quando a ruína é controlada pelo esmagamento do betão, então $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$. O nível de deformação no aço de tracção, ε_s , e compressão, ε'_s , pode determinar-se baseado neste valor, ε_{cu} , e na profundidade do eixo neutro, x , através das equações (4.10) e (4.11):

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d-x}{x}\right) \quad (4.10)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{x-a'}{x}\right) \quad (4.11)$$

A extensão no FRP pode ser determinada encontrando a extensão no substrato de betão na rotura e subtraindo a extensão no substrato de betão no momento de aplicação do reforço:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{h-x}{x}\right) - \varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_{fud} \quad (4.12)$$

Abaixo do ponto de cedência, as tensões no aço podem ser consideradas proporcionais às extensões e, para deformações superiores à do ponto de cedência, deverão ser iguais à tensão de cedência:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{sy} \quad (4.13)$$

$$f'_s = E'_s \cdot \varepsilon'_s \leq f'_{sy} \quad (4.14)$$

O FRP exibe um comportamento linear-elástico até à rotura:

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_f \quad (4.15)$$

A estimativa de x deve então ser verificada comparando com o valor obtido da equação seguinte, que satisfaz o equilíbrio da resultante de tensões internas:

$$x = \frac{A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s + A_f \cdot f_f}{0.85 \cdot \psi \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (4.16)$$

O parâmetro ψ relacionado com a área do diagrama de tensões parábola-rectângulo no betão determina-se pelas seguintes expressões dependendo do nível de deformação:

$$\psi = \begin{cases} 1000 \cdot \varepsilon_c \cdot \left(0.5 - \frac{1000}{12} \cdot \varepsilon_c\right) & \text{para } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_c} & \text{para } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad (4.17)$$

(ii) *Cedência das armaduras seguida de rotura do FRP (YS/FR)*

O modo de ruína envolvendo YS / FR é possível teoricamente, embora na prática seja muito pouco provável, pois o descolamento do FRP deve anteceder a sua rotura na generalidade dos casos, pelo que, este mecanismo raramente se observa. O procedimento para determinar o valor de cálculo do momento resistente numa secção, quando o modo de ruína é condicionado pela ruína do FRP, é semelhante ao apresentado atrás para a situação de ruína por esmagamento do betão. Neste caso, depois de conhecido o valor da extensão no FRP, ε_{fu} , combinando com a estimativa da profundidade do eixo neutro, x , podemos então determinar o nível de deformação em cada um dos materiais:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{fu} = \varepsilon_b - \varepsilon_{b0} \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{b0}) \cdot \left(\frac{x}{h-x}\right) \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{b0}) \cdot \left(\frac{d-x}{h-x}\right) \quad (4.20)$$

$$\varepsilon'_s = (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{b0}) \cdot \left(\frac{x - a'}{h - x} \right) \quad (4.21)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{sy} \quad (4.22)$$

$$f'_s = E'_s \cdot \varepsilon'_s \leq f'_{sy} \quad (4.23)$$

Usando o bloco de tensões parábola-rectângulo para o betão, compara-se então a estimativa x com o valor resultante da equação:

$$x = \frac{A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s + A_f \cdot f_f}{0.85 \cdot \psi \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (4.24)$$

(iii) *Análise das verificações suplementares*

Os requisitos de ductilidade e limitação de tensões em serviço expostos no ponto 2.8.4.3 são muito importantes pois na maior parte dos casos o dimensionamento é condicionado por este tipo de requisitos.

- Requisitos de Ductilidade

No que à ductilidade diz respeito, a sugestão apresentada pelo ACI parece ser mais razoável do que a apresentada pela FIB. Atente-se, por exemplo, na exigência da deformação no FRP dever ser superior a “7.5‰ – ε_{b0} ” para betões de classe superior a C35/45 respeitando o exposto no *bulletin 14*. Em muitos casos, tal deformação não chega a ser atingida, ocorrendo ruínas por descolamento que a antecedem.

Adoptando a filosofia preconizada pelo ACI, consegue-se uma secção com ductilidade adequada se a extensão no aço no momento da ruína, ε_{su} , seja ela por esmagamento do betão ou ruína do FRP (incluindo delaminação ou descolamento) for no mínimo de 5‰.

- Limitação de Tensões (ELS)

Os ELS são cruciais para se obter um sistema de reforço bem dimensionado. Os aumentos significativos da capacidade resistente de uma secção, conseguidos com o reforço através da colagem exterior de sistemas compósitos de FRP, não são acompanhados por substanciais aumentos de rigidez (embora algum aumento de rigidez seja obtido). Quando é preciso reforçar um elemento sujeito a esforços de flexão, é importante, por isso, determinar os efeitos que o reforço com FRP vai ter nas tensões e deformações em serviço.

De modo a que se mantenham níveis adequados de ductilidade e resposta perante acções cíclicas, é importante assegurar que as tensões em serviço caiam dentro de uma dada gama. Particularmente, deve ser assegurado que o aço não entre em cedência sob a acção de cargas de

serviço, para que se evitem deformações plásticas. Ao contrário do dimensionamento tradicional de betão armado, é necessário verificar explicitamente as tensões admissíveis adicionalmente à análise em ELU. Os cálculos respeitantes à situação de serviço podem ser baseados numa análise linear elástica.

Segundo o *bulletin 14* da FIB, as tensões nos materiais sob condições de serviço devem respeitar os limites expostos a seguir de modo a prevenir dano ou fluência excessiva no betão, cedência no aço e fluência excessiva ou rotura por fluência no sistema compósito de FRP. Ao ser adicionado exteriormente um reforço para resistir a esforços de tracção, como a força interna de compressão tem que igualar a força total de tracção, é expectável uma mudança significativa no estado de tensão do betão. Para evitar compressão excessiva produzindo fendas longitudinais e extensões residuais, aplicam-se as seguintes limitações para a tensão de compressão no betão (EC2):

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c \leq \begin{cases} 0.60 \cdot f_{ck} & \text{para combinações raras} \\ 0.45 \cdot f_{ck} & \text{para combinações quase permanentes} \end{cases} \quad (4.25)$$

De modo a prevenir cedência do aço para cargas de serviço, o EC2 especifica:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq 0.80 \cdot f_{syk} \quad \text{para combinações raras} \quad (4.26)$$

Seguindo um critério semelhante, a tensão no sistema compósito de FRP, para combinações quase permanentes, deve respeitar o seguinte:

$$f_{f.ap} = E_f \cdot \varepsilon_f \leq \eta_f \cdot f_{fk} \quad \text{com } \eta_f = \begin{cases} 0.8 & \text{para CFRP} \\ 0.5 & \text{para AFRP} \\ 0.3 & \text{para GFRP} \end{cases} \quad (4.27)$$

Notar que, como o dimensionamento é condicionado geralmente por ELS, serão de esperar extensões relativamente pequenas para o sistema compósito de FRP para cargas de serviço e, portanto, é pouco provável que ocorra rotura do sistema de reforço por fluência.

4.2.5 Verificação de segurança na interface FRP-betão

Nesta fase, dá-se especial destaque à zona da interface FRP-betão. Fenómenos como a fendilhação por flexão ou por corte podem conduzir a ruínas prematuras e à perda da acção conjunta FRP-betão. A verificação de segurança ao nível da interface é, por isso, muito importante. Para tal, é necessário começar por definir o valor de cálculo da tensão de aderência. Baseado no que foi apresentado no ponto 2.8.5.1, o valor de cálculo da tensão de aderência deve ser determinado com base na equação (2.36).

Em seguida, de modo a controlar estes possíveis fenómenos de ruína prematura, o projectista deve estudar diferentes secções críticas. Dependendo da secção crítica que se está a analisar, as verificações de segurança dão ênfase a fenómenos diversos. Assim, se for considerada a zona de amarração, deve assegurar-se que o comprimento e forças de amarração admissíveis são respeitados, enquanto que se for analisada a restante zona da interface, devem ser respeitados os limites de tensões de corte admissíveis.

4.2.5.1 Análise da zona de amarração

A análise cuidada da zona da amarração é essencial para um dimensionamento adequado do sistema de reforço compósito. Do trabalho de síntese realizado por Dimande (2003) conclui-se que a expressão para o cálculo da força de amarração é dada pela equação:

$$T_{m,\max} = \alpha \cdot c_1 \cdot k_b \cdot k_c \cdot b_f \cdot k_T \cdot \sqrt{E_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot f_{ctm} \cdot k_\mu} \quad (4.28)$$

O comprimento de amarração é calculado pela equação:

$$\ell_{t,\max} = \sqrt{\frac{E_f \cdot n_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}} \quad (4.29)$$

O significado das variáveis envolvidas nestas 2 expressões foi apresentado na Tabela 2.7.

4.2.5.2 Zonas com tensões de corte críticas

Além da zona de amarração, existem outras zonas da interface FRP-betão que devem ser alvo de análise devido à ocorrência de fendilhação por flexão e por corte. Na secção 2.8.5.3 apresentaram-se algumas propostas para análise destes fenómenos.

Como já foi referido no ponto 2.8.5.3 (ii), a análise proposta por Niedermeier (2000) no *bulletin 14* da FIB (2001) para estudar as zonas de fendas por flexão é bastante complexa e pouco prática para implementar nos critérios para dimensionamento (Bogas, 2003).

No estudo das zonas sujeitas a fendilhação por corte, Matthys (2000) e Blaschko (1998) apresentam formulações semelhantes como se pode observar nas equações (2.67) a (2.70). Na folha de cálculo foram incluídas estas duas formulações.

4.3 DESENVOLVIMENTO DE UMA FOLHA DE CÁLCULO

4.3.1 Introdução

Uma vez que nesta dissertação se vão comparar diferentes métodos de cálculo, numerosos e diferentes modelos experimentais e que esse cálculo terá que ser necessariamente iterativo, sentiu-se necessidade de automatizar os procedimentos de cálculo propostos. Inicialmente, pretendia-se

simplesmente analisar capacidades resistentes previstas com os valores obtidos em ensaios onde as estruturas foram levadas à rotura comparando modos de ruína, deformações no FRP e momento flector. Posteriormente, sentiu-se a necessidade de criar uma folha de cálculo para o projecto completo de um sistema de reforço à flexão, uma vez que, como já foi referido antes, este engloba uma série de itens que vão muito para além das simples verificações para ELU e ELS.

Neste ponto vai descrever-se o modo como essa folha de cálculo está estruturada e organizada e qual o seu campo de aplicação.

4.3.2 Mathcad

O *software* informático que serve de base a esta folha de cálculo é o *Mathcad*. Optou-se por este *software*, por constituir uma potente e versátil ferramenta de cálculo, com elevada compatibilidade com outras aplicações informáticas comuns e por permitir visualizar, claramente, as expressões que estão na base do procedimento de dimensionamento levado a cabo. Deste modo é rapidamente detectável a razão de uma eventual mensagem de erro. Por outro lado, a estruturação da folha, permite que uma impressão da mesma, possa ser encarada de modo semelhante a uma memória de cálculo do projecto.

4.3.3 Objectivos de cálculo

A folha de cálculo desenvolvida no âmbito do trabalho desta dissertação teve como principal intenção construir uma ferramenta de cálculo, baseada no faseamento e hipóteses apresentadas no ponto 4.2, que permitisse obter valores de grandezas tão variadas como a área de FRP de reforço necessária, a profundidade do eixo neutro, o estado de tensão e deformação nos materiais, o momento resistente, os valores da força e comprimentos de amarração e o modo de ruína.

A folha de cálculo permite o dimensionamento à flexão de sistemas de reforço com FRP aplicados a elementos de betão armado de secção transversal rectangular, através de duas técnicas correntemente designadas pelas siglas EBR e NSM. O reforço à flexão de uma dada secção pode ser disposto de 5 modos diferentes, como se pode ver na Figura 4.4.

Para facilitar a interpretação, optou-se por designar os reforços colados inferiormente por “FRP1” e os reforços colados lateralmente, assim como os aplicados pela técnica de NSM por “FRP2”. Esta última opção de designar 2 técnicas diferentes de aplicação de sistemas compósitos acarreta consigo a limitação de impedir que numa situação do tipo e), os reforços laterais tenham que ter as mesmas dimensões do reforço inserido pela técnica de NSM, não podendo ainda ser colados num nível superior a este. Trata-se, no entanto, de uma situação pouco provável pois não é habitual combinar a técnica de aplicação via NSM com a de colagem lateral, além de que este problema só surge em vigas.

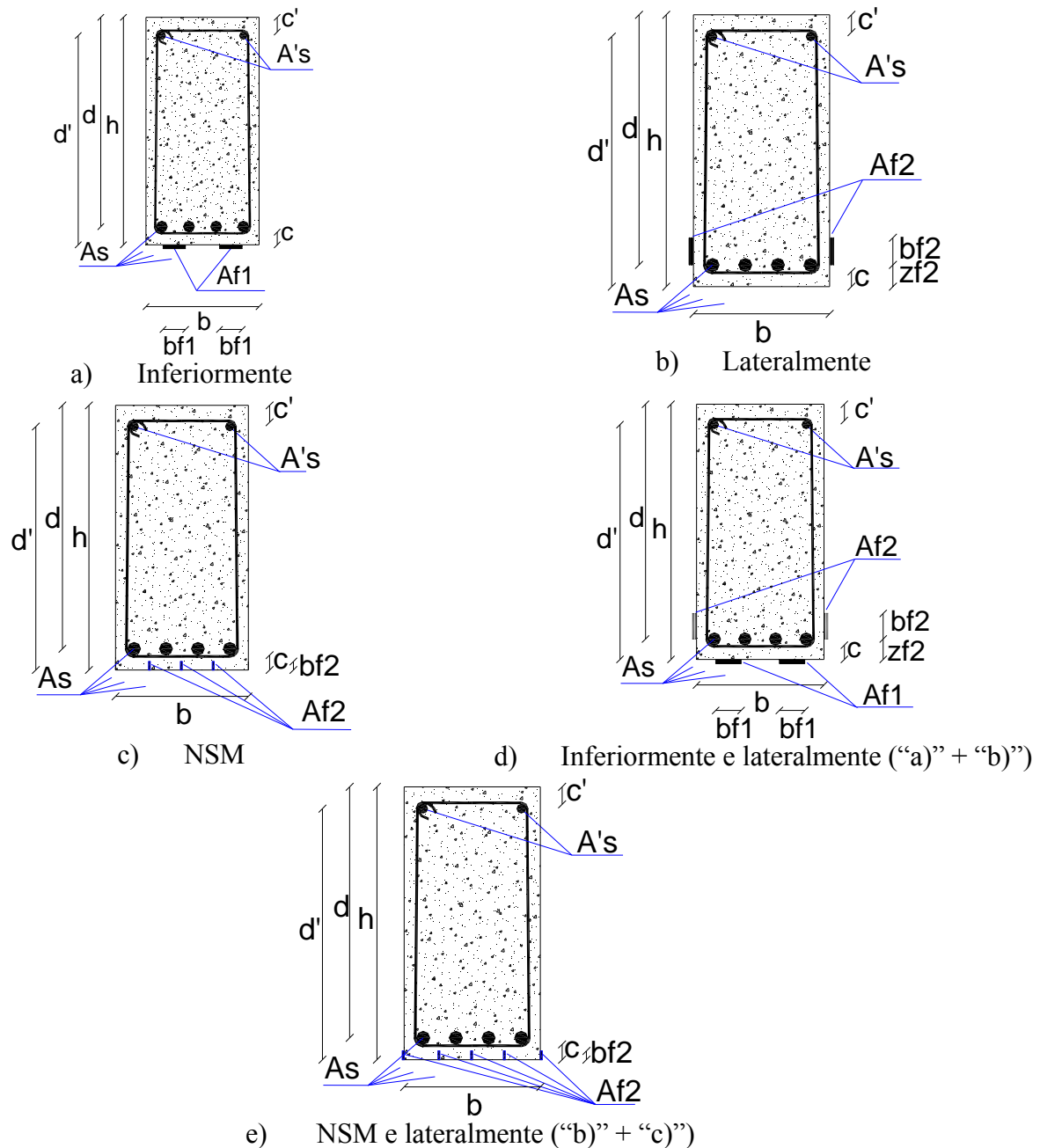


Figura 4.4 – Disposições possíveis do sistema de reforço à flexão.

4.3.4 Estrutura do programa de cálculo

Na estruturação da folha de cálculo de *Mathcad* procurou-se respeitar o faseamento e as hipóteses de cálculo apresentadas no ponto 4.2. Assim, na folha de cálculo, podemos definir quatro módulos principais:

- Módulo 1 - Análise da estrutura existente
- Módulo 2 - Análise da viabilidade de reforço por colagem exterior de FRP
- Módulo 3 - Dimensionamento do reforço à flexão com FRP
- Módulo 4 - Verificação de segurança na interface betão – FRP

Nos pontos que se seguem, apresentam-se fluxogramas dos 4 módulos da folha de cálculo, assim como tabelas com as variáveis de entrada (dados) e de saída (resultados). Estas tabelas serão preenchidas com os valores de um pequeno exemplo de cálculo. Vai-se analisar uma viga de secção transversal rectangular simplesmente apoiada, com um vão de 6 metros e sujeita às cargas indicadas na Figura 4.5.

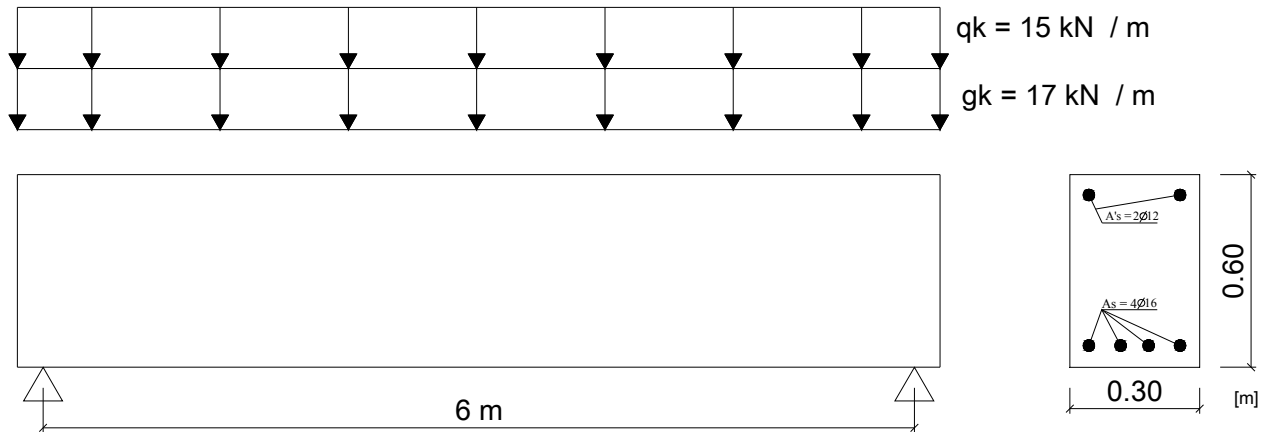


Figura 4.5 – Exemplo de cálculo: Geometria da viga e acções a que está sujeita.

4.3.4.1 Módulo 1 – Análise da estrutura existente

O Módulo 1 constitui a parte da folha de cálculo onde são introduzidos os dados essenciais para que as várias análises, que se seguirão, sejam possíveis. Neste módulo são introduzidas as informações recolhidas na primeira fase, descrita no ponto 4.2.2, tais como as características geométricas da secção, as propriedades mecânicas dos materiais e os esforços actuantes no presente e após o reforço. Deve ser feita uma análise estrutural prévia, localizando as secções críticas e os esforços máximos a que ficará sujeita a estrutura nessas secções.

Para facilitar a introdução de todos os dados necessários e a recolha dos resultados, criaram-se tabelas referentes a cada módulo. O fluxograma da Figura 4.6 apresenta os passos necessários para se cumprir esta fase.

Na Tabela 4.1 indicam-se os dados que é necessário introduzir neste módulo da folha de cálculo. Na Tabela 4.2 deverão colocar-se os resultados obtidos no Módulo 1.

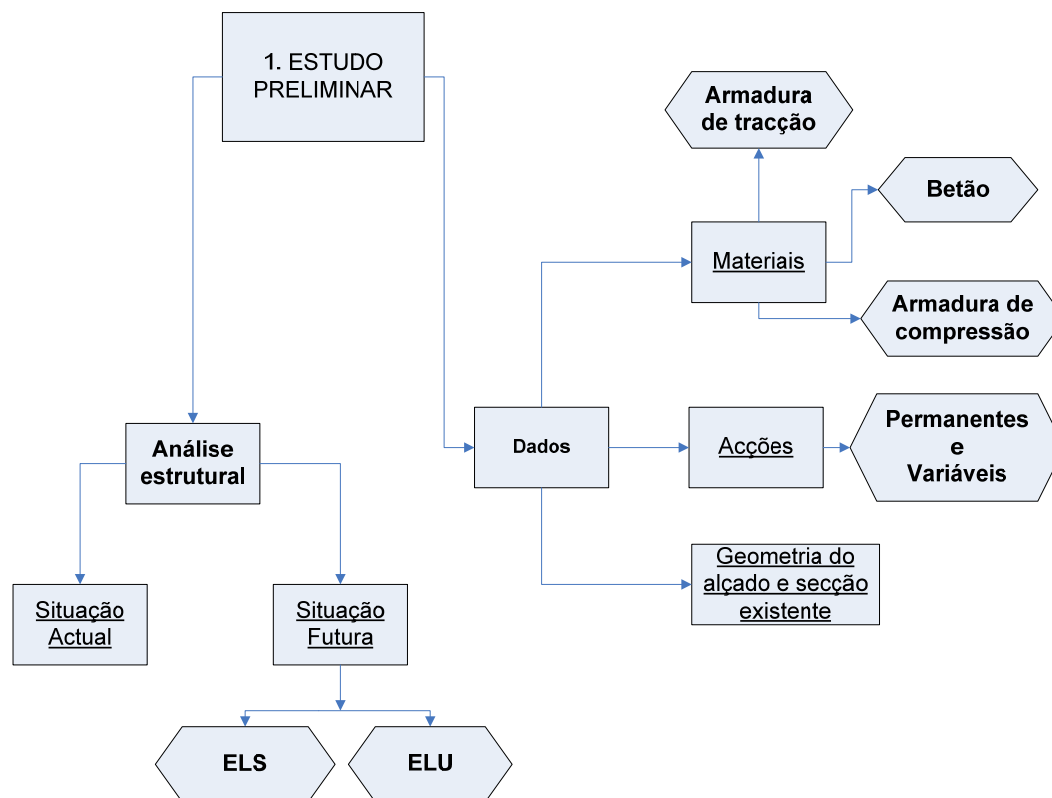


Figura 4.6 – Fluxograma do Módulo 1.

Tabela 4.1 – Dados necessários para o Módulo 1.

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
b (cm)	30	f_{syk} (MPa)	400
h (cm)	60	f'_{syk} (MPa)	400
d (cm)	56.2	$\epsilon_{s.lim}$ (‰)	10
c (cm)	3	γ_s	1.15
a' (cm)	3.6	γ_G	1.35
L (m)	6	g_{k0} (kN/m)	4.5
A_s (cm ²)	8.04	g_{kf} (kN/m)	17
A_s' (cm ²)	2.26	γ_Q	1.5
f_{ck} (MPa)	20	q_{k0} (kN/m)	15
ϵ_{cu} (‰)	3.5	q_{kf} (kN/m)	15
ϵ_{c2} (‰)	2.0	M_{gk0} (kN.m)	20.25
n	2	$M_{skf.r}$ (kN.m)	144
η	0.85	$M_{skf.qp}$ (kN.m)	101.25
γ_c	1.5	M_{sdf} (kN.m)	204.525
E_{sm} (GPa)	200	V_{sdf} (kN)	128.25
E'_{sm} (GPa)	200	$V_{sdf.calc}$ (kN)	102.71

Tabela 4.2 – Resultados extraídos do Módulo 1.

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
ρ_s (%)	0.477	ϵ_{syk} (‰)	2
f_{cd} (MPa)	13.3	ϵ'_{syk} (‰)	2
f_{ctm} (MPa)	2.21	α_s	6.93
E_{cm} (GPa)	28.85	α'_s	6.93

4.3.4.2 Módulo 2 – Análise da viabilidade de reforço por colagem exterior de FRP

Neste módulo, são executadas as verificações apresentadas no ponto 4.2.3. Inicialmente, é calculado o valor característico do momento resistente da secção de betão armado existente por equilíbrio das forças internas na secção e compatibilidade de deformações, percorrendo o perfil de extensões definido pelas inequações (4.30) e (4.31).

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{syk} \quad (4.30)$$

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (4.31)$$

Segue-se a determinação do valor de cálculo do momento resistente da secção de betão armado existente nos mesmos moldes do cálculo anterior, exceptuando que a extensão limite no aço passa a ser ε_{syd} , em vez de ε_{syk} . A determinação destes dois valores é essencial para que sejam realizadas duas verificações: a “condição de reforço máximo” e a “condição de reserva de segurança” como se pode perceber por observação das equações (2.7) e (2.8).

A Figura 4.7 apresenta os passos necessários para a análise feita no Módulo 2. Este módulo não precisa de introdução de dados pois os necessários já foram introduzidos no Módulo 1. Na Tabela 4.3 deverão colocar-se os resultados obtidos no Módulo 2.

Tabela 4.3 – Resultados extraídos do Módulo 2.

Grandeza	Valor		Grandeza	Valor
x_{k0} (cm)	17.473		F_s (kN)	279.65
ε_{ck0} (‰)	0.90		f'_s (MPa)	347.83
ε'_{sk0} (‰)	0.90		F'_s (kN)	78.61
f_{ck0} (MPa)	13.976		f_c (MPa)	13.31
δ_{Gk0}	0.34808		ψ	0.653
ψ_{k0}	0.38332		δ_G	0.37264
M_{rk0} (kN.m)	163.66		F_c (kN)	201.04
x (cm)	9.064		M_{rd0} (kN.m)	150.37
ξ	0.161		$M_{e.n.0}$ (kN.m)	150.37
ε_s (‰)	10		R	1.36
ε'_s (‰)	1.92		v	0.56
ε_c (‰)	1.92		V_{rd2} (kN)	566.5
f_s (MPa)	347.83		θ	1.14

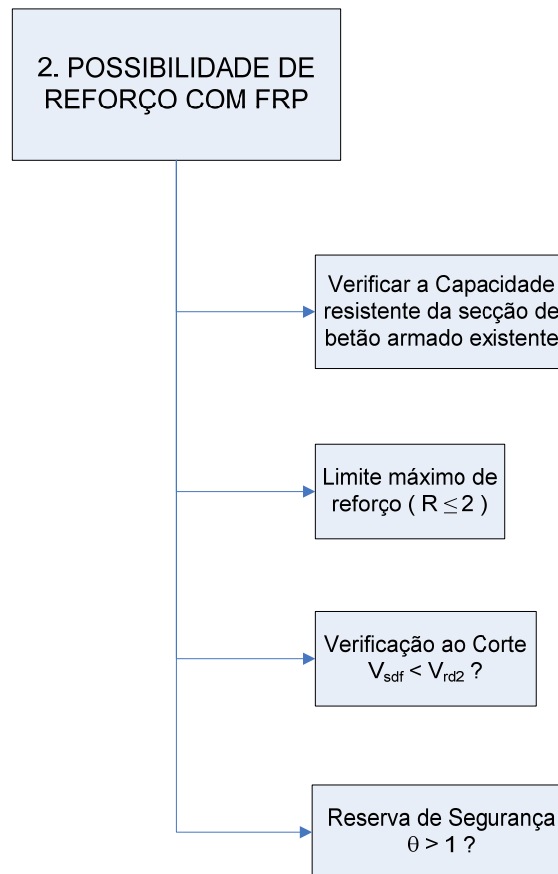


Figura 4.7 – Fluxograma do Módulo 2.

4.3.4.3 Módulo 3 – Dimensionamento do reforço à flexão com FRP

Neste módulo, é feito, inicialmente, o pré-dimensionamento do reforço com FRP para a secção crítica de momento máximo em ELU. Para tal, começa-se por analisar o estado de deformação inicial a que a secção estará sujeita aquando da aplicação do reforço, pois embora estejam a actuar apenas acções permanentes, a deformação ε_{b0} não deve ser ignorada se $M_{cr} > M_{gk0}$. Após o cálculo de ε_{b0} , estamos em condições de encetar o dimensionamento. Definindo o momento para o qual queremos reforçar e as propriedades do sistema de FRP a adoptar, calcula-se a área de FRP a aplicar, admitindo que será colado exteriormente na face inferior. De seguida, deve estudar-se a disposição que se considere mais adequada para o sistema de reforço, isto é, estudam-se as hipóteses de NSM, colagem lateral, colagem inferior ou ainda, combinações de duas destas três, de acordo com o que foi descrito em 4.3.3, na Figura 4.4. Depois de estudada a melhor configuração do sistema de reforço, escolhe-se então a disposição dos reforços, permitindo a folha de cálculo, que sejam adoptadas colagens inferiores, laterais e até NSM. Se a disposição dos reforços adoptada for uma destas 2 últimas modalidades, M_{rdf} será diferente do pretendido. De modo a assegurar que M_{rdf} cumpra o desejado, faz-se o seu cálculo seguindo a mesma filosofia que se adoptou na determinação de M_{rd0} , realizando um processo iterativo que percorre os perfis de deformação indicados pelas inequações (4.3) a (4.5).

Em seguida, são feitas duas verificações suplementares relativas à ductilidade e ao nível de tensões em serviço:

(i) *Requisitos de Ductilidade*

Como já foi referido no ponto 4.2.4, assegura-se que a secção em análise respeita os requisitos de ductilidade se apresentar uma deformação para o aço na ruína, maior ou igual a 5‰ (critério proposto pelo ACI).

(ii) *Limitação de Tensões (ELS)*

Segue-se a determinação dos perfis de extensões e tensões no betão, no aço e no FRP para ELS usando as combinações de acções rara e quase permanente. As equações (4.25), (4.26) e (4.27) apresentam os limites para as tensões, nos diferentes materiais constituintes da secção, em serviço. Se esses limites de tensões em serviço forem excedidos, deve determinar-se a nova área de FRP necessária para respeitar as exigências em serviço. A prática mostra que o ELS é determinante na generalidade dos casos.

A Figura 4.8 apresenta os passos necessários para a análise feita no Módulo 3. Na Tabela 4.4 indicam-se os dados que é necessário introduzir neste módulo da folha de cálculo. Na Tabela 4.5 deverão colocar-se os resultados obtidos no Módulo 3.

Tabela 4.4 – Dados necessários para o Módulo 3.

Grandeza	Valor		Grandeza	Valor
M_{rdf} (kN.m)	204.525		t_{f1} (mm)	1.2
E_f (GPa)	164		n_{bf1}	1
ε_{fmax} (‰)	7.5		n_{if1}	1
γ_f	1		E_{f2} (GPa)	-
t_f (mm)	1.2		γ_{f2}	-
n_{bf}	1		ε_{fk2} (‰)	-
n_{if}	1		f_{fk2} (MPa)	-
b_f (mm)	100		b_{f2} (mm)	-
E_{f1} (GPa)	164		t_{f2} (mm)	-
γ_{f1}	1		n_{bf2}	-
ε_{fk1} (‰)	7.5		n_{if2}	-
f_{fk1} (MPa)	1250		z_{f2} (cm)	-
b_{f1} (mm)	100		η_f	0.80

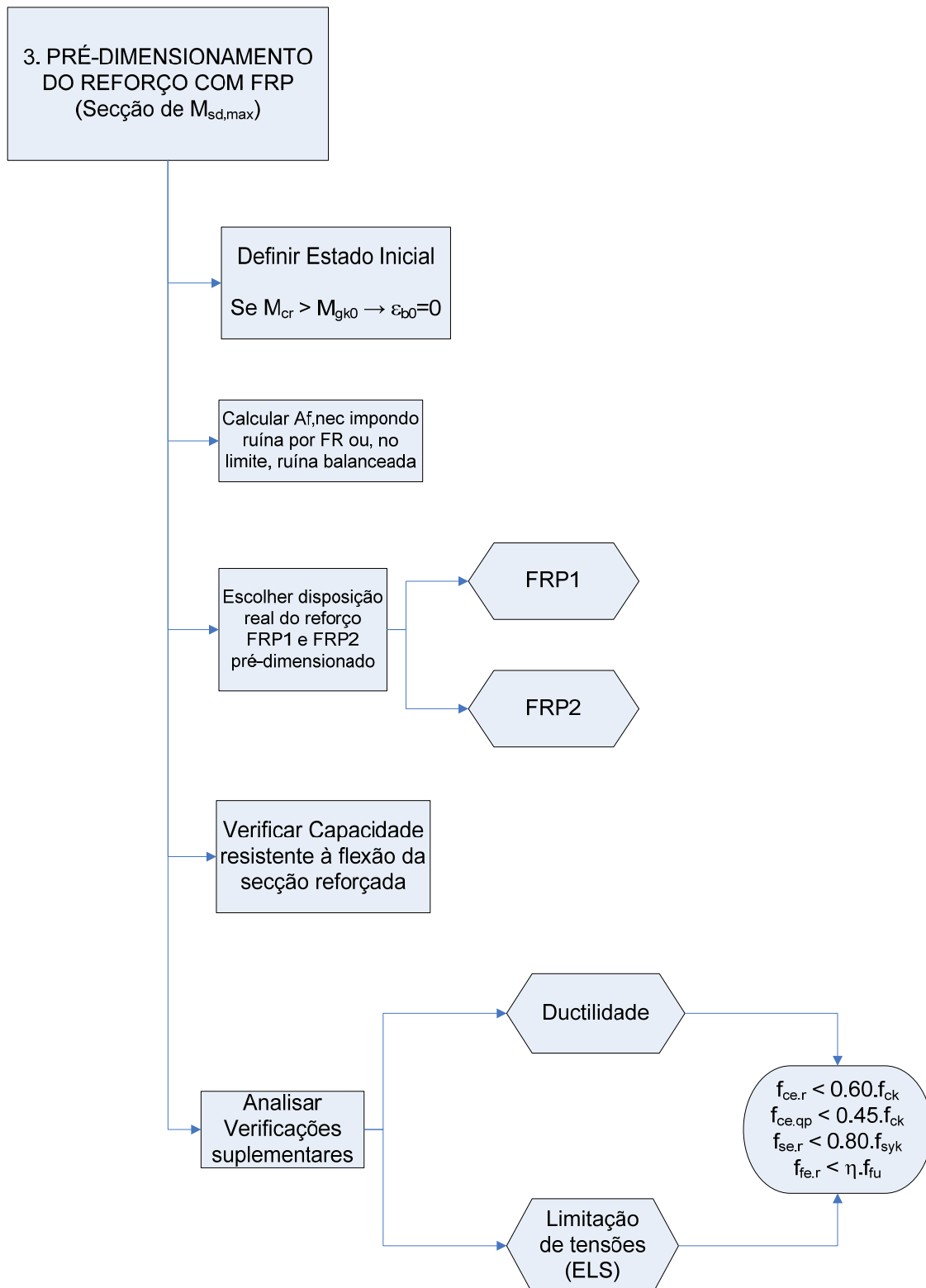


Figura 4.8 – Fluxograma do Módulo 3.

Tabela 4.5 – Resultados extraídos do Módulo 3.

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
M_{cr} (kN.m)	39.79	MR ⁽¹⁾	FR1
x_0 (cm)	28.27	f_{fl} (MPa)	1230
ε_{s0} (‰)	0.287	F_{fl} (kN)	147.60
ε'_{s0} (‰)	-0.293	f_{f2} (MPa)	-
ε_{c0} (‰)	0.382	F_{f2} (kN)	-
f_{c0} (MPa)	4.607	f_s (MPa)	347.83
δ_{G0}	0.339	F_s (kN)	279.65
ψ_0	0.17883	f'_s (MPa)	347.83
ε_{b0} (‰)	0.326	F'_s (kN)	78.61
f_{fmax} (MPa)	1230	f_c (MPa)	13.33
$A_{f,nec}$ (cm ²)	89.155	ψ	0.724
$b_{f,nec}$ (mm)	74.30	δ_G	0.38836
$A_{f,final}$ (cm ²)	120	F_c (kN)	348.64
b_f (mm)	100	M_{rdf} (kN.m)	226.55
t_f (mm)	1.2	ξ	0.2519
n_{bf}	1	$x_{e,r}$ (cm)	17.104
n_{lf}	1	$\varepsilon_{fe,r}$ (‰)	1.40
E_f (GPa)	164	$\varepsilon_{se,r}$ (‰)	1.57
A_f (cm ²)	120	$\varepsilon_{ce,r}$ (‰)	0.69
ε_{fd1} (‰)	7.5	$\varepsilon'_{se,r}$ (‰)	0.69
A_{fl} (cm ²)	120	$f_{ce,r}$ (MPa)	15.954
d_{f1} (cm)	60	$\delta_{Ge,r}$	0.34413
ε_{fd2} (‰)	-	$\psi_{e,r}$	0.30462
A_{f2} (cm ²)	-	$f_{se,r}$ (MPa)	314
d_{f2} (cm)	-	$f_{fe,r}$ (MPa)	229.6
ρ_f (%)	0.0667	$x_{e,qp}$ (cm)	17.272
x (cm)	14.159	$\varepsilon_{fe,qp}$ (‰)	0.90
ε_{fmax} (‰)	7.5	$\varepsilon_{se,qp}$ (‰)	1.15
ε_{f2} (‰)	-	$\varepsilon_{ce,qp}$ (‰)	0.63
ε_{f1} (‰)	7.5	$\varepsilon'_{se,qp}$ (‰)	-0.34
ε_c (‰)	2.42	$f_{ce,qp}$ (MPa)	14.866
ε_s (‰)	7.18	$\delta_{Ge,qp}$	0.34312
ε'_s (‰)	2.42	$\psi_{e,qp}$	0.282

4.3.4.4 Módulo 4 – Verificação de segurança na interface FRP-betão

Este módulo pode considerar-se um corpo da folha distinto dos demais, uma vez que, nele é estudada a secção crítica em causa, assim como outras secções críticas ao longo do comprimento colado. Neste módulo são feitas verificações de segurança relativas à interface FRP-betão.

Define-se primeiramente o valor máximo da tensão de aderência $\tau_{bd,max}$, tendo por base a tensão de tracção no betão f_{ctk} e $f_{ctm,p}$ obtida através de ensaios de *pull-off*. Para tal, introduziu-se na folha a equação (2.35) apresentada no ponto 2.8.5.1 De seguida, analisa-se a zona de amarração calculando a

força e o comprimento de amarração, através das equações (4.28) e (4.29) respectivamente. Estas permitem estudar os pontos de dispensa, através da análise, em paralelo, do diagrama de momentos flectores. A análise pode ser feita para apoios extremos e internos (reforço superior e inferior). No caso da existência de cargas concentradas, pode ocorrer fendilhação por corte na extremidade que pode ser problemática se a percentagem de armadura longitudinal de aço não for suficiente. Para ter em atenção este fenómeno, utiliza-se a formulação decorrente do modelo proposto por Janze (1997) através das equações (2.51) a (2.55). A parte final deste módulo é reservada ao estudo da interface nas secções críticas estudando-se os problemas inerentes ao aparecimento de fendas de flexão e de fendas de corte. Na folha de cálculo incluíram-se estas formulações.

A Figura 4.9 apresenta os passos necessários para a análise feita no Módulo 4. Na Tabela 4.6 indicam-se os dados que é necessário introduzir neste módulo da folha de cálculo enquanto que, na Tabela 4.7, deverão colocar-se os resultados obtidos neste Módulo.

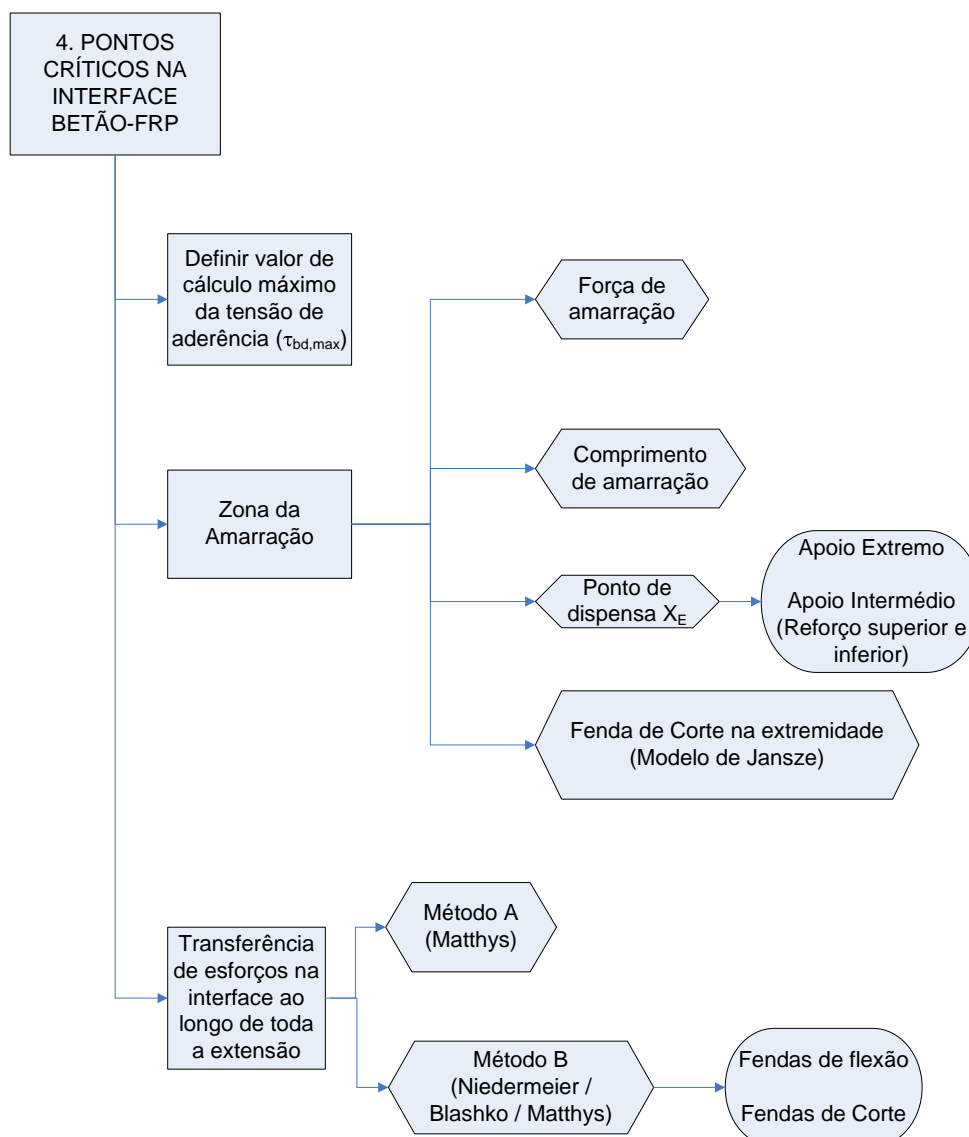


Figura 4.9 – Fluxograma do Módulo 4.

Tabela 4.6 – Dados necessários para o Módulo 4.

Grandeza	Valor		Grandeza	Valor
$f_{ctk,p}$ (MPa)	3		L_b (cm)	-
f_{ctk} (MPa)	2.5		V_{sd} (kN)	-
b (mm)	300		a_i (cm)	15
k_c	0.90		a_L (cm)	58.1
α	0.90		a (m)	-
k_T	0.90		$V_{sdf,A}$ (kN)	68.17
$F_{fad,max}$ (kN)	25.551		$M_{sdf,A}$ (kN.m)	153.39
A_s (cm ²)	8.04		x_1 (m)	1.605
f (cm)	5		x_2 (m)	4.395
L_{bd} (cm)	17.94		x_3 (m)	-
R_{apoio} (kN)	136.35		$V_{sd1,max}$ (kN)	135.36
$M_{sdf,E}$ (kN.m)	109.987		$V_{sd2,max}$ (kN)	-
X_E (m)	0.9604		k	1

Tabela 4.7 – Resultados extraídos do Módulo 4.

Grandeza	Valor		Grandeza	Valor
f_{cbd} (MPa)	3		a_{L0} (cm)	95
k_b	1.224		τ_{rd} (MPa)	0.61472
f_{ctd} (MPa)	1.67		V_{rd} (kN)	103.64
$F_{fad,max}$ (kN)	25.551		x_y (cm)	20.5
$L_{bd,max}$ (cm)	17.94		ϵ_{fy} (‰)	1.89
X_E (m)	0.9604		ϵ_{sy} (‰)	-
x_E (cm)	23.05		ϵ_{cy} (‰)	1.15
ϵ_{sE} (‰)	1.24		ϵ'_{sy} (‰)	1.15
ϵ'_{sE} (‰)	0.88		f_{cy} (MPa)	10.915
ϵ_{cE} (‰)	0.82		δ_{Gy}	0.35306
f_{cE} (MPa)	8.68		ψ_y	0.46426
δ_{GE}	0.3465		M_{syd} (KN.m)	160.275
ψ_E	0.35342		τ_{sd1} (MPa)	0.28
ϵ_{fE} (‰)	1.06		τ_{sd2} (MPa)	1.28
F_{cE} (kN)	180.30		τ_{rk} (MPa)	0.407
F_{sE} (kN)	199.39		τ_{rd} (MPa)	0.271
F'_{sE} (kN)	39.78		ρ_{eq} (%)	0.53
F_{fE} (kN)	20.86		V_{rd1} (kN)	64.72
f_{max} (cm)	-		τ_{rpk} (MPa)	1.1882
f (cm)	-		τ_{rpd} (MPa)	0.79
f_{min} (cm)	-		V_{rpd} (kN)	133.55
L_0 (cm)	20		τ_{rd1} (MPa)	0.76681

4.3.4.5 Módulo de verificação de segurança ao esforço transversal

Este módulo foi criado na sequência de uma necessidade sentida aquando do projecto de reforço que será apresentado no Capítulo 5. Trata-se de um procedimento de dimensionamento ao esforço transversal, pelo que se trata de um corpo da folha independente dos demais, fugindo um pouco do âmbito deste trabalho que se foca no dimensionamento à flexão.

O procedimento para dimensionar o sistema de reforço ao esforço transversal, segue o que é proposto no EC2 com as devidas adaptações a esta técnica de colagem exterior de sistemas compósitos de CFRP. De acordo com o EC2 o esforço de corte actuante, V_{sdf} , pode ser resistido apenas pelo betão ou, por este, em combinação com armadura de reforço ao corte. A resistência ao corte é descrita através dos valores resistentes de cálculo V_{rd1} , V_{rd2} e V_{rd3} . Para o dimensionamento do reforço de corte, aplica-se o método padrão considerando estribos verticais e uma inclinação de 45° para as bielas de compressão. As expressões para o cálculo são as que estão contidas no fluxograma da Figura 4.10. Adoptando o método sugerido no EC2 tem que ser feita uma distinção entre quatro situações diferentes no que respeita à avaliação da capacidade resistente ao corte de um elemento de betão reforçado:

- a) Se o valor do esforço transversal actuante na estrutura reforçada à flexão, V_{sdf} , for inferior ao valor resistente V_{rd1} , não é necessário dimensionar qualquer reforço ao esforço transversal. Esta é a situação que se observa habitualmente em lajes.
- b) Se o esforço de corte actuante na estrutura reforçada à flexão, V_{sdf} , pode ser resistido pelos estribos de armadura ordinária interior, é no entanto, necessário aplicar a percentagem mínima de armadura ao corte de modo a assegurar o comportamento da treliça de Morsch. Isto justifica-se devido ao facto da força de tracção adicional proveniente do reforço à flexão ter que ser conduzida para os estribos verticais internos de modo a assegurar o comportamento da treliça.

$$V_{sdf} \leq V_{rd3} \quad (4.32)$$

O reforço adicional ao corte deve envolver o reforço à flexão e é dimensionado para um esforço transversal de valor ΔV dependente do grau de reforço:

$$\Delta V = \frac{\eta - 1}{\eta} \cdot V_{sdf} \quad (4.33)$$

Nesta situação, o sistema de reforço não tem que ser amarrado na camada de compressão.

- c) Se o valor do esforço transversal actuante na estrutura reforçada à flexão, V_{sdf} , for superior à capacidade resistente ao corte da secção existente, V_{rd3} , é necessário dimensionar reforço ao esforço transversal sobranante:

$$V_{sdf} > V_{rd3} \quad (4.34)$$

$$\Delta V = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{sdf} - V_{rd3} \\ \frac{\eta - 1}{\eta} \cdot V_{sdf} \end{array} \right. \quad (4.35)$$

Uma vez que o reforço é dimensionado para cobrir o esforço de corte actuante, as presilhas de reforço exterior tem que ser amarradas na camada de compressão.

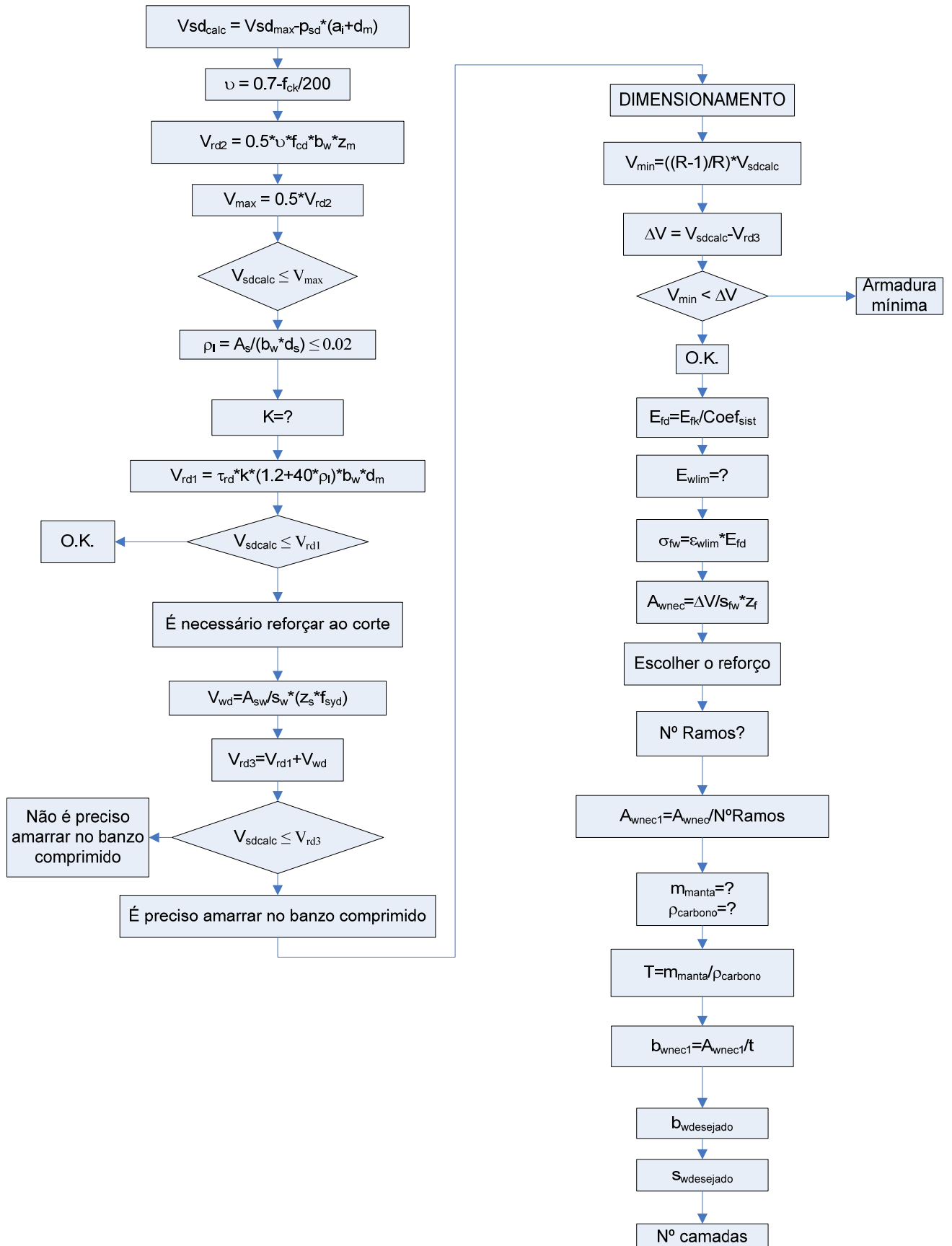


Figura 4.10 – Fluxograma do cálculo de reforço ao corte

- d) O valor máximo V_{rd2} fornece o limite máximo da força de corte mesmo num elemento reforçado. No entanto, não é aconselhável o reforço ao corte em vigas sujeitas a grandes tensões e por isso a intervenção de reforço ao corte é apenas aconselhável para valores actuantes que não ultrapassem 50% deste valor resistente:

$$V_{sdf} \leq 0.5 \cdot V_{rd2} \quad (4.36)$$

4.4 INFLUÊNCIA DE ASPECTOS DETERMINANTES NO DIMENSIONAMENTO

Como se pode concluir facilmente pela leitura do ponto 4.3.3, o dimensionamento à flexão do reforço com sistemas compósitos de FRP aplicados a uma secção de betão armado, envolve um número apreciável de parâmetros, critérios de cálculo e verificações de segurança. O trabalho realizado para esta dissertação permitiu ter uma noção mais clara sobre a importância de abordar o projecto de reforço com rigor, tendo presente que um simples erro na definição de uma determinada variável, pode conduzir a resultados muito diferentes dos que se obteriam caso esse erro não tivesse existido. Nos pontos que se seguem, procura-se alertar o projectista para diversos temas relacionados com o dimensionamento de reforços de FRP, colados a secções de betão armado.

4.4.1 Avaliação correcta das propriedades dos FRP

Os sistemas compósitos de FRP apresentam-se comercialmente sob duas formas, como já foi focado no ponto 2.5. As fichas técnicas dos fabricantes que acompanham os sistemas apresentam muitas vezes imprecisões na definição das propriedades mecânicas dos FRP. Em muitos casos, não é claro se se tratam de valores médios ou característicos. É fundamental que, no caso de surgirem dúvidas quanto à natureza do parâmetro considerado, elas sejam totalmente esclarecidas junto dos representantes do sistema compósito.

É importante que o projectista tenha sempre presente a noção de que os sistemas pré-fabricados, por se apresentarem já na sua forma final (como o são os laminados), estão caracterizados com mais rigor nas fichas técnicas do que os moldados *in-situ* (caso da mantas e tecidos), sendo fundamental assegurar que a empresa aplicadora do reforço respeite o caderno de encargos definido pelo projectista. Um exemplo de uma propriedade que deve ser criteriosamente avaliada é a do módulo de elasticidade do reforço de FRP, quando este é constituído por sistemas moldados *in-situ*, porquanto as fibras não se encontram perfeitamente alinhadas e esticadas no compósito quando o sistema entra em funcionamento. Deve ser, por isso, considerado o módulo de elasticidade secante, ou corrigir o valor característico de um factor referido na literatura técnica (Silva, 2008).

4.4.2 Definição do modo de ruína condicionado pelo FRP

A ruína da secção de betão armado reforçada à flexão com FRP pode caracterizar-se por um dos quatro modos descritos no ponto 4.2.4. Se a secção apresentar elevada ductilidade e se não forem adicionados mecanismos exteriores de fixação, a ruína mais comum é a ruína por *peeling-off* de uma das extremidades. Esta ruína enquadra-se no grupo das ruínas prematuras por se verificar antes que qualquer dos materiais atinja a sua capacidade resistente. Para que estes fenómenos sejam evitados, é importante definir a lei de cálculo para o sistema composto. A lei considerada depende do estado limite em análise como foi focado no ponto 2.8.3. É fundamental prever-se a localização da secção crítica e o nível de carga para o qual acontecem as ruínas prematuras. Até agora, há várias hipóteses mas complexas e nem sempre conclusivas, conduzindo, assim, a que algumas propostas regulamentares adoptem os dois seguintes critérios: a adopção de coeficientes de segurança, numa filosofia semelhante à preconizada para o betão e para o aço, ou a limitação da extensão admissível no FRP a um valor fixo, dependente de parâmetros como a rigidez, o número de camadas, o tipo de sistema, o processo de aplicação ou ainda a técnica de reforço (colado exteriormente - EBR ou inserido no betão de recobrimento - NSM). Esta análise foi discutida no Capítulo 3.

4.4.3 Critério de cálculo da Força e Comprimento de amarração

A zona de amarração deve ser alvo de uma análise muito cuidada pelas razões já apresentadas no Capítulo 2. Como se pôde observar no ponto 2.8.5.2, existem inúmeras expressões propostas por diversos autores para a determinação da força e comprimento de amarração do sistema de reforço colado ao elemento de betão armado.

Como foi referido no ponto 4.2.5, para calcular a força de amarração, considerou-se a expressão (4.28) por ser aquela que aborda a questão de um modo mais completo, por intermédio de um maior número de parâmetros, permitindo levar em consideração vários factores importantes quando se pretende caracterizar o comportamento da ligação colada na zona de amarração. Na expressão (4.28), entra-se em linha de conta com a qualidade do substrato de betão através do coeficiente k_c , o grau de reforço ao corte com o parâmetro α , o tipo de exposição ambiental através de k_T , a área colada, a espessura e o módulo de elasticidade do FRP e a tensão resistente de tracção do betão. Sobre esta última variável, ela deve ser muito bem quantificada através de ensaios de *pull-off*, nunca considerando no cálculo um valor superior a 3 MPa mesmo que os ensaios assim o indiquem. Por outro lado, se os resultados dos ensaios de *pull-off* forem inferiores a 1.5 MPa, então não é aconselhável esta intervenção de reforço (Juvandes, 1999). Apesar de uma tão alargada abrangência da expressão, ela não contém nenhum parâmetro que distinga o tipo de sistema e parece também algo desadequada quando se pretende considerar a técnica de reforço por NSM.

4.4.4 Critérios de Verificação de Segurança na interface FRP-betão

Os critérios de verificação de segurança na interface FRP-betão são ainda vagos e não constam da maioria das propostas normativas existentes, por ainda se encontrarem em fase de investigação. Na generalidade dos casos, tratam-se de abordagens que são fruto de trabalhos realizados no âmbito de teses de doutoramento com um número de amostras pouco representativo e a necessitar de maior fundamentação. Os modelos propostos são muitas vezes demasiado complexos, ou então, demasiado simplistas sendo aconselhável encarar os resultados deles extraídos com algum sentido crítico.

4.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Face ao que foi exposto neste capítulo podemos chegar a algumas considerações entre as quais se destacam:

- As normas EN 1504 reforçam a ideia de que um projecto de reforço, sobretudo com novos materiais, deve obedecer a etapas especificadas nessas normas
- O projecto de reforço, antes de ser iniciado, deve ser alvo de uma análise prévia para que se averigüe a sua adequabilidade e viabilidade económica e estrutural.
- Os critérios de dimensionamento ainda não abarcam a técnica de reforço por NSM. As expressões para o cálculo da força e do comprimento de amarração devem considerar que o NSM é uma técnica que proporciona um maior confinamento ao FRP, uma vez que este se encontra inserido num rasgo e colado nas 2 faces.
- Baseado em trabalhos experimentais, na revisão bibliográfica e em análises analíticas, forneceu-se neste capítulo um conjunto de regras e procedimentos para o completo dimensionamento de um elemento estrutural do tipo viga, laje ou parede reforçado à flexão.
- Comparado com o dimensionamento de estrutura novas, o dimensionamento de elementos de betão armado reforçados por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP é mais complexo. Para assegurar a adequada segurança estrutural deve ter-se em atenção as verificações dos modos de ruína, ductilidade e situação accidental. Por outro lado demonstra-se que o dimensionamento de elementos de betão armado reforçados por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP é muitas vezes ditado por requisitos de ELS.
- Deve ser dada especial atenção à verificação em ELU do comportamento de aderência na interface betão-adesivo-FRP devido à mobilização de tensões de corte elevadas. Considerações de dimensionamento especiais, tais como fogo, impacto e vandalismo devem também ser tidas em consideração.

- Sem sistemas de ancoragem exterior, o aproveitamento das potencialidades do reforço é muito reduzido, não tornando esta solução economicamente vantajosa, sobretudo em vigas.
- Quando se pretende aumentar a rigidez por necessidade de Estado Limite de Deformação, esta solução não é de todo a indicada pois conseguem-se aumentos quase insignificantes para a rigidez global da estrutura.
- Alguns métodos apresentados neste documento carecem ainda de aprovação e estudo mais rigoroso.

Capítulo 5

Caso estudado

5.1 INTRODUÇÃO

Na sequência do trabalho desenvolvido nos capítulos precedentes, durante o programa de investigação foi possível aplicar os conhecimentos reunidos na execução de um projecto de reforço real. A intervenção, realizada em Janeiro de 2003, consistiu no dimensionamento do reforço das vigas principais da estrutura porticada de betão armado na qual se apoia a oficina de automóveis da Porsche, na zona Industrial do Porto.

O projecto referido será descrito neste capítulo com base no faseamento exposto no capítulo 4. Na parte final, far-se-á, ainda, uma abordagem com auxílio fotográfico aos cuidados necessários na aplicação do sistema de reforço e aos procedimentos de controlo e garantia de qualidade a implementar em obra, de acordo com as recomendações sugeridas na norma EN1504 (Juvandes et al., 2007).

5.2 PROJECTO DE REFORÇO DA ESTRUTURA DAS OFICINAS DA PORSCHE

5.2.1 Introdução

O LABEST (Laboratório de Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural) da FEUP foi contactado para responder a um requisito imposto às oficinas de automóveis da Porsche, sitas na Rua Manuel Pinto de Azevedo, na zona industrial do Porto. Tal requisito prendia-se com o lançamento de um novo veículo, pela referida marca de automóveis e por via disso, as dimensões da oficina existente passariam a ser diminutas para albergar um número tão elevado de viaturas. As oficinas existentes estavam implantadas num armazém com cerca de 8 metros de altura que possuía dois pisos, um térreo e um piso superior a uma cota que distava 4 metros do solo numa zona (corpo 1), e 3 metros noutra (corpo 2), como se pode observar nas Figura 5.1 e Figura 5.2. Este piso encontrava-se devoluto e era intenção do dono de obra reabilitá-lo, substituindo a escada existente por uma rampa que possibilitasse o acesso dos automóveis.

Havia já sido feito um cálculo estrutural para avaliar a estabilidade actual da laje deste piso e das vigas que a suportavam, tendo-se concluído que seria necessário aumentar a espessura da camada de compressão da laje, em seis centímetros e reforçar as vigas à flexão. O LABEST respondeu à solicitação, realizando um estudo de caracterização mecânica da estrutura existente e elaborando uma

proposta de um projecto de reforço com sistemas compósitos de FRP, para o problema estrutural em causa. Este estudo e o respectivo projecto de execução vão ser descritos a seguir.



Figura 5.1 – Pórtico 11 entre pilares P11 e P18.



Figura 5.2 – Desnível entre “Corpo 1” e “Corpo 2”.

5.2.2 Análise da estrutura existente

A análise da estrutura existente é uma fase primordial de qualquer projecto de reforço, como já foi referido anteriormente. Nesta fase, deve proceder-se à caracterização da estrutura existente procurando-se avaliar a capacidade resistente actual. Como acontece em muitos casos de estruturas com algumas dezenas de anos, não foi possível aceder a quaisquer peças desenhadas do projecto original.

Com base em medições realizadas numa visita ao local, foi possível caracterizar geometricamente a estrutura e elaborou-se uma planta estrutural que se apresenta na Figura 5.3.

A estrutura em causa tinha cerca de 40 anos. Era de natureza porticada, em betão armado, constituída por doze pórticos longitudinais afastados cinco metros e três pórticos transversais, definindo dois destes os topos da estrutura e o outro, central, constituindo a separação entre duas zonas desniveladas de 87 cm. Os pórticos longitudinais dão apoio a um piso elevado materializado por lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas com 0.20m de espessura.

Na planta estrutural podem distinguir-se os dois corpos referidos, sendo a linha separadora dos mesmos, coincidente com o alinhamento do pórtico transversal central. Por razões práticas, designar-se-á por “Corpo 1” a zona constituída pelos pórticos com dois tramos e por “Corpo 2” a zona constituída pelos pórticos com três tramos (Figura 5.3). O desnível de 87 cm que existe entre o “Corpo 1” e o “Corpo 2” só se verifica na laje do 1º piso.

Os pórticos do “Corpo 1” apresentam vãos com comprimentos na ordem dos 9.80m e os pórticos do “Corpo 2” são constituídos por vãos extremos com comprimentos na ordem dos 8.40m e vão central de 7.85m. As vigas têm dimensões de 0.30x0.75m².



Rua Manuel Pinto de Azevedo

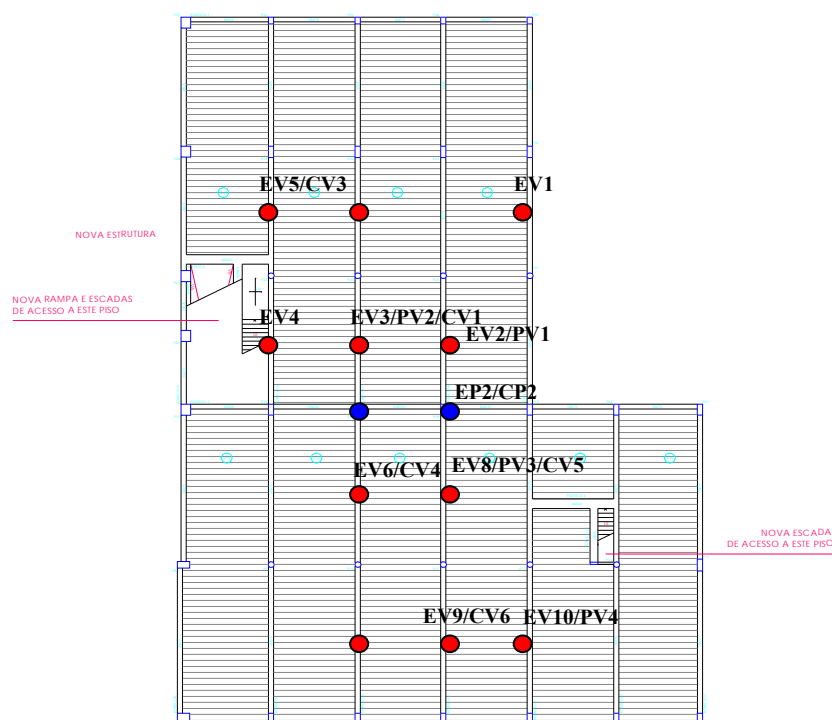
Figura 5.3 – Planta estrutural e identificação dos pórticos.

5.2.2.1 Propriedades mecânicas dos materiais

A quantificação das propriedades mecânicas dos materiais, que compõe a estrutura existente, é necessária para que se possa caracterizar qualitativa e quantitativamente a capacidade resistente dos elementos de betão armado, que constituem a estrutura. Assim, para o betão é necessário quantificar grandezas como a resistência à tracção e à compressão e o módulo de elasticidade. Para o aço de armadura ordinária, devem também ser determinadas a resistência à tracção, tensão de cedência e o módulo de elasticidade.

A caracterização mecânica do betão fez-se por amostragens com a realização de ensaios esclerométricos, ensaios de arrancamento por tracção directa e ensaios de compressão sobre carotes

extraídas em pontos representativos. Os ensaios esclerométricos e os ensaios de arrancamento por tracção directa foram realizados pelo LABEST (Dimande et al., 2002), enquanto que os ensaios de compressão em carotes extraídas dos elementos estruturais foram realizados pelo CICCOPN (Centro de Formação Profissional da Industria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte). Os ensaios e a recolha de amostras (extracção de carotes) foram efectuados sobre vigas e pilares. O critério adoptado para a localização dos elementos ensaiados apresenta-se na planta da Figura 5.4 sendo os ensaios esclerométricos referenciados com a letra “EVI” ou “EPI” enquanto que os locais de realização de ensaios de arrancamento foram referenciados por “PVi” e o local de extracção de carotes foi referenciado por “CVi”.



Legenda:

E – Ensaio esclerométrico.

P - Ensaio de arrancamento por tracção directa *Pull-Off*.

C - Extracção de carotes para o ensaio de compressão.

V - Ensaio ou extracção realizado em vigas.

P - Ensaio ou extracção realizado em pilares.

i - Enumeração dos ensaios.

Figura 5.4 - Planta com a localização dos ensaios e extracção das carotes.

A determinação do índice esclerométrico através do esclerómetro de *Schmidt* consiste num tipo de ensaio não-destrutivo utilizado correntemente para estimar a “resistência real” do betão existente em obra (Figura 5.5). Trata-se de um ensaio de resistência superficial, apenas representativo da camada de betão até 5 cm de profundidade. Este ensaio é útil para avaliar a uniformidade do betão e verificar se existe um nível mínimo de resistência. Para minorar o erro devido a possíveis zonas de concentração ou falha de agregados e proximidade de armaduras, devem ser executadas várias leituras para caracterizar uma dada zona de amostragem. O ensaio foi conduzido de acordo com a pré-norma europeia prEN-ISO 8045 (1994). Para cada zona de amostragem ensaiada foi definida uma malha quadrada 3x3 pontos afastados de 50 mm, obtendo-se um conjunto de 9 leituras. Do

ensaio esclerométrico concluiu-se que o betão das vigas e pilares apresentava uma boa resistência com o valor médio a rondar os 60 MPa.



a) Viga.



b) Pilar.

Figura 5.5 – Realização de ensaios esclerométricos.

É imprescindível, no caso do reforço através da técnica de colagem EBR de uma armadura ao betão existente, avaliar-se a resistência à tracção superficial do substrato por forma a estimar-se e a controlar o valor máximo da tensão de aderência entre os materiais em causa. Essa tensão pode ser medida com base no teste semi-destrutivo *Pull-Off* (teste de arrancamento por tracção directa) (Dimande et al., 2002).

O ensaio de arrancamento por tracção directa consiste na medição da tensão de pico, $f_{ct,p}$, necessária para o arrancamento de pastilhas metálicas (secção circular) previamente coladas à superfície do betão, com uma cola do tipo epoxy. O valor da tensão de aderência é obtido directamente do aparelho de *Pull-Off*, sobre uma área circunscrita por pré-carotagem no perímetro da pastilha. Esta pré-carotagem é efectuada penetrando cerca de 1,5cm no elemento de betão. Na Figura 5.6, ilustra-se o aspecto geral da superfície caroteada do betão e as pastilhas metálicas coladas, para posterior execução do ensaio.

Os ensaios de arrancamento apresentaram um valor médio de $f_{ctm,p}$ de 2.9 MPa o que permite concluir que os elementos de betão garantem o valor mínimo especificado nos documentos do ACI (2002) e da FIB (2001) para se proceder à execução da técnica de colagem. Deste modo, o reforço por colagem exterior de FRP pode ser efectuado.

Os ensaios de compressão sobre as carotes extraídas na obra e realizados pelo Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte (CICCOPN), conduziram aos resultados resumidos nas Tabela 5.1 e Tabela 5.2, em termos de características

principais dos provetes e dos valores dos ensaios. A Figura 5.7 ilustra o aspecto da viga após a extracção de uma carote.



a) Pré-caroteamento na face inferior de vigas.



b) Aspecto do betão pré-caroteado.



c) Pastilhas metálicas coladas na viga.



d) Posicionamento da máquina de *Pull-Off*.

Figura 5.6 – Passos para a realização do ensaio de arrancamento por tracção directa - *Pull-Off*.

Tabela 5.1 – Características dos provetes.

Referência dos provetes	CV1	CV2	CV3	CV4	CV5	CV6	CP1	CP2
Tipo de provete	Caroteado							
Forma	Cilíndrico							
Nº de cortes efectuados	2							
Largura média (mm)	104,24	104,37	104,42	104,24	104,25	104,25	104,29	104,29
Altura média (mm)	107,44	105,49	106,95	106,61	110,03	106,89	108,69	106,88
Massa (g)	2155,4	2113,6	2139,9	2153,8	2203,0	2177,0	2138,8	2143,8

Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de compressão em carotes.

Referência dos provetes	Data do ensaio	Massa (kg)	Secção (cm ²)	Rotura		Tensão Média (MPa)
				Força (kN)	Tensão (MPa)	
CV1	02/12/02	2,155	85,34	321,6	37,7	26,2
CV2		2,113	85,55	181,3	21,2	
CV3		2,139	85,63	215,1	25,1	
CV4		2,153	85,34	226,2	26,5	
CV5		2,203	85,36	241,0	28,2	
CV6		2,177	85,36	157,6	18,5	
CP1		2,138	85,42	266,4	31,2	27,8
CP2		2,143	85,42	207,2	24,3	



Figura 5.7 - Aspecto da zona da viga após a extracção da carote.

A conversão dos valores obtidos no ensaio de compressão em carotes cilíndricos, foi feita com base na equação (5.1), conhecida por expressão de Mansur (2002), que permite converter a resistência de cilindros de diâmetro e altura de 100 mm para cubos de dimensões padronizadas (150 x 150 x 150mm³). Os resultados estão expostos na tabela 5.3.

$$(f_{cm})_{cubos,150} = 0,92 \cdot (f_{cm})_{cil.,100 \times 100} + 5,14 \quad (5.1)$$

Tabela 5.3 – Resistência equivalente do betão.

Referência dos provetes	(f_{cm}) _{cil.,100x100} (MPa)	(f_{cm}) _{cubos,150} (MPa)	Média (MPa)
CV	26,2	29,2	30,0
CP	27,8	30,7	

Concluiu-se que o betão apresentava um valor médio de resistência à compressão de 30 MPa. Face aos resultados obtidos pelos três ensaios efectuados (Esclerométrico, Arrancamento e Compressão de carotes) e admitindo como base o seu valor mais baixo da resistência, definiu-se para elaboração do projecto de reforço a classe C20/25 para o betão.

O aço de armaduras ordinárias considerado existir nos elementos estruturais foi o vulgarmente usado na época, isto é, o da classe A235EL.

Os resultados dos “Ensaio de caracterização do betão” estão exaustivamente descritos no relatório técnico de Dimande et al. (2002).

5.2.2.2 Informações geométricas da estrutura

Além das propriedades mecânicas dos materiais, a determinação da capacidade resistente de uma secção de betão armado só fica devidamente quantificada através do rigoroso levantamento da geometria do elemento estrutural em análise. Dimensões como a largura, a altura, o recobrimento das armaduras, o diâmetro e número de varões de armadura longitudinal e o espaçamento entre estribos, são essenciais.

Do levantamento efectuado numa visita ao local, concluiu-se que as vigas tinham todas as dimensões de $0.30 \times 0.75 \text{ m}^2$. Foi ainda possível detectar que o recobrimento das armaduras não era constante, apresentando zonas de 1.50 cm e zonas de 3.00 cm. Para a elaboração do projecto de reforço, considerou-se, pelo lado da segurança, que o recobrimento das armaduras era constante e igual a 3.00 cm (Figura 5.8 e Figura 5.9).



Figura 5.8 – Recobrimento junto de um pilar



Figura 5.9 – Recobrimento a meio vão

Após ter sido efectuado um levantamento no local, concluiu-se que as vigas dos pórticos do “Corpo 1” apresentavam armaduras de flexão diferentes das vigas dos pórticos do “Corpo 2”. As vigas que integravam os pórticos do “Corpo 1”, apresentavam, na secção de apoio, oito varões de 25 mm de diâmetro como armadura superior e seis varões de 20 mm de diâmetro como armadura inferior. Na secção de meio vão, estavam armadas com sete varões de 20 mm de diâmetro, inferiormente e dois varões de 20 mm de diâmetro, superiormente.

As vigas que integravam os pórticos do “Corpo 2”, apresentavam, na secção de apoio, seis varões de 20 mm de diâmetro como a armadura superior, e dois varões de 20 mm de diâmetro, para a armadura inferior. Na secção de meio vão, estavam armadas, superiormente, com dois varões de 20 mm de diâmetro e, inferiormente, com seis varões de 20 mm de diâmetro.

5.2.3 Avaliação das acções actuais e futuras na estrutura

Para a análise estrutural dos pórticos tipo mencionados acima, tiveram-se em consideração os pesos próprios dos elementos estruturais, as cargas permanentes sobre o piso elevado e a sobrecarga regulamentar de utilização. Distinguiram-se duas situações: a “situação existente” e a “situação futura”.

Para a determinação dos pesos próprios dos elementos estruturais, considerou-se para peso volúmico do betão armado, o valor de 25 kN/m^3 (RSAEEP, 1983). Na Tabela 5.4 estão resumidos os valores das acções considerados no dimensionamento.

Tabela 5.4 – Valor das acções consideradas no cálculo.

Natureza da Acção	Identificação da Acção	“Situação existente”	“Situação futura”
Permanente	Peso próprio da laje	2.9 kN/m^2	2.9 kN/m^2
	Revestimentos	-	1.0 kN/m^2
	Camada de betão de compressão de 6 cm	-	1.5 kN/m^2
Variável	Sobrecarga de utilização	3 kN/m^2	5 kN/m^2

5.2.4 Análise de esforços na estrutura

Após cuidada análise da estrutura existente, definiram-se 4 tipologias diferentes de pórticos, sendo esta distinção baseada na geometria e larguras de influência dos mesmos. Mantendo as designações da planta estrutural da Figura 5.3, os pórticos foram então agrupados nos casos “tipo” seguintes:

- a) Pórtico tipo 8 – Engloba o pórtico 8
- b) Pórtico tipo 9 – Engloba os pórticos 9, 10, 11 e 12
- c) Pórtico tipo 15 – Engloba os pórticos 15 e 19
- d) Pórtico tipo 17 – Engloba os pórticos 16, 17 e 18

Para a modelação estrutural destes 4 tipos de pórtico recorreu-se ao programa de cálculo automático de elementos finitos “SAP2000”.

Os esforços nos diferentes pórticos, na “situação existente” e na “situação futura”, foram quantificados de acordo com a filosofia dos ELU e ELS, e respectivas combinações de acções.

5.2.4.1 Situação existente

Os esforços resistentes das vigas em ELU foram calculados de acordo com os elementos reunidos no ponto 5.2.2, tendo-se obtido para os pórticos do “Corpo 1” (tipologias 8 e 9) e para os pórticos do “Corpo 2” (tipologias 15 e 17) os valores resumidos na Tabela 5.5:

Tabela 5.5 – Esforços resistentes dos pórticos (ELU e ELS).

Pórtico	M_{rd0}^- [kN.m]	M_{rd0}^+ [kN.m]	M_{rk0}^+ [kN.m]	V_{rd2} [kN]	V_{rd3} [kN]
Tipo 8 e 9	506.00	298.00	318.00	725.00	141.00
Tipo 15 e 17	259.00	259.00	274.00	729.00	119.00

M_{rd0} – valor de cálculo do momento flector resistente nas vigas na “situação existente” (+,-); M_{rk0} – valor característico do momento flector resistente nas vigas na “situação existente”; V_{rd2} – valor máximo do esforço transverso que pode ser suportado sem esmagamento das bielas fictícias de compressão do betão (kN); V_{rd3} – valor de cálculo do esforço transverso que pode ser suportado por um elemento com armadura de esforço transverso (kN).

5.2.4.2 Situação futura (ELU e ELS)

Da modelação estrutural, resultaram os esforços máximos nas vigas dos pórticos analisados. Desses, destacam-se os apresentados na Tabela 5.6 que serão necessários nas análises de viabilidade do próximo ponto 5.2.5.

Tabela 5.6 – Esforços actuantes nos pórticos (ELU e ELS).

Pórtico	M_{sdf}^- [kN.m]	M_{gk0}^+ [kN.m]	M_{sdf}^+ [kN.m]	$M_{skf,r}^+$ [kN.m]	V_{sdf} [kN]
Tipo 8	403.50	55.60	221.00	147.00	242.00
Tipo 9	735.50	87.12	405.00	270.00	440.50
Tipo 15	321.30	45.60	171.50	114.00	217.40
Tipo 17	584.50	71.20	312.50	208.00	395.50

M_{sdf} – valor de cálculo do momento flector actuante nas vigas na “situação futura” (+,-) (ELU); M_{gk0} – valor característico do momento flector actuante nas vigas devido às cargas permanentes; $M_{skf,r}$ – valor raro do momento flector actuante na viga na “situação futura”; V_{sdf} – valor de cálculo do esforço transverso actuante nas vigas na “situação futura” (ELU).

Conclui-se, da comparação entre os valores de cálculo dos esforços actuantes e dos esforços resistentes (na “situação presente”), que:

- Em termos de esforço transverso: é necessário reforçar ao corte todas as vigas que pertencem às 4 tipologias de pórticos referidas anteriormente;
- Em termos de momentos flectores no vão (M^+): apenas as vigas dos pórticos de tipologia 9 e 17 devem ser reforçadas com colagem de laminados de CFRP, na sua face inferior;
- Em termos de momentos flectores nos apoios (M^-): obrigou a reforçar todas as vigas com varões de aço A400 NR colocados na camada de compressão de 6 cm, adicionada à laje existente.

5.2.5 Análise da viabilidade de reforço por colagem exterior de FRP

No ponto 2.8.2, apresentaram-se três verificações que devem ser realizadas para aferir sobre a viabilidade da intervenção de reforço (FIB, 2001). Se se cumprirem as três condições referidas, a viabilidade desta intervenção de reforço está assegurada.

5.2.5.1 Verificação da condição de reforço máximo

A condição de reforço máximo é dada pela equação (2.7). O valor obtido para o parâmetro R permite concluir sobre a necessidade e sobre a possibilidade de reforçar. Se $R \leq 1$, não é necessário reforçar à flexão pois o elemento estrutural possui ainda capacidade resistente para suportar as novas cargas. Se $1 \leq R \leq 2$, a intervenção de reforço é necessária e viável, uma vez que se respeita o limite de segurança de não reforçar acima do dobro da capacidade resistente do elemento estrutural original. Para valores $R > 2$, ultrapassa-se o limite de segurança e por isso, esta intervenção deixa de ser viável.

Com base nos valores dos esforços actuantes e resistentes, expostos no ponto 5.2.4, obtiveram-se para as 4 tipologias de pórticos, os valores R apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Análise da necessidade e viabilidade de intervenção de reforço

Pórtico	Pórtico 8	Pórtico 9	Pórtico 15	Pórtico 17
Parâmetro “R”	0.743	1.36	0.66	1.21
Conclusão	Não é necessário reforçar à flexão	É necessário e viável reforçar à flexão	Não é necessário reforçar à flexão	É necessário e viável reforçar à flexão

A primeira análise de viabilidade de intervenção de reforço à flexão foi respeitada para as quatro tipologias ($R < 2$), evidenciando mesmo que para os pórticos de tipologia 8 e 15 (extremos) não era necessário reforçar à flexão ($R < 1$).

5.2.5.2 Verificação da condição de corte

Esta verificação está exposta com maior detalhe no ponto 2.8.2.3. A condição de corte é dada pela equação (2.12). Se as bielas fictícias de compressão do betão não suportarem o valor máximo do esforço de corte actuante devido às acções futuras, V_{sdf} , a intervenção de reforço não é viável.

Com base nos valores dos esforços actuantes e resistentes, expostos no ponto 5.2.4, observa-se que $V_{sdf} \leq V_{rd2}$, não havendo, portanto, problemas de esmagamento das bielas comprimidas de betão verificando-se assim a viabilidade da intervenção de reforço à flexão para as quatro tipologias.

5.2.5.3 Verificação da condição de reserva de segurança

Esta condição está relacionada com a degradação a que o sistema de reforço de FRP pode estar sujeito devido a actos de vandalismo, acidente e fogo, por se encontrar colado exteriormente à

estrutura de betão armado. A condição de reserva de segurança pretende assegurar que em caso de perda total do compósito, a estrutura não colapse. Esta condição é materializada pela equação 2.8 na qual se define o parâmetro θ que deverá ser superior à unidade, para que a intervenção seja aconselhável.

Com base nos valores dos esforços actuantes e resistentes, expostos no ponto 5.2.4, observa-se que $\theta > 1$ (Tabela 5.8) para as 4 tipologias de pórticos, respeitando-se assim, a terceira condição.

Tabela 5.8 – Análise da condição de reserva de segurança.

Pórtico	Pórtico 8	Pórtico 9	Pórtico 15	Pórtico 17
θ	2.16	1.18	2.4	1.32

Uma vez que as três condições se cumprem, o processo de dimensionamento do reforço pode ser continuado. O reforço à flexão com sistemas compósitos de FRP colados exteriormente (EBR) é viável e é necessário para os pórticos de tipologia 9 e 17.

5.2.6 Dimensionamento do reforço à flexão com FRP

A análise de viabilidade realizada no ponto 5.2.5, conduziu a que apenas os pórticos de tipologias 9 e 17 necessitam de ser reforçados à flexão. Nos pontos seguintes, vão ser descritos os aspectos principais a reter nestes dimensionamentos. Primeiro, procede-se a um pré-dimensionamento no qual não serão levadas em linha de atenção as questões relacionadas com a perda de aderência na interface betão-FRP. Posteriormente, são implementadas verificações de segurança dos mecanismos de perda de aderência na junta colada betão-FRP (em ELU).

5.2.6.1 Pré-dimensionamento em ELU admitindo secção sem perda de aderência

(i) Estado Inicial

O estado de deformação da secção de betão armado onde vai ser colado o reforço de FRP não deve ser ignorado, uma vez que a face a reforçar já se encontra com deformações (ε_{b0}), a menos que a estrutura seja aliviada de todas as cargas (incluindo peso próprio e forças de pré-esforço) no momento de aplicação do reforço.

Nesta fase, para a determinação da extensão inicial na face de betão armado onde irá ser colado o reforço (ε_{b0}) pode-se recorrer às equações de equilíbrio e de compatibilidade de deformação entre os materiais (Resistência de Materiais). O nível de deformação no FRP (ε_f) é então resultado da subtracção entre o valor da extensão no substrato (calculado por compatibilidade de deformações) e a extensão inicial.

A deformação inicial na face a reforçar (ε_{b0}), devida aos momentos flectores M_{gk0} , apresentados no ponto 5.2.4 para as duas tipologias de pórtico em estudo, é a apresentada na Tabela 5.9:

Tabela 5.9 – Deformações iniciais no substrato.

Pórtico	Pórtico 9	Pórtico 17
ε_{b0} (‰)	0.37	0.35

(ii) *Dimensionamento*

Tendo em consideração os sistemas comerciais de FRP disponíveis no momento em Portugal e a experiência adquirida na FEUP na interpretação e análise do comportamento de estruturas reforçadas com compósitos de CFRP, decidiu-se seleccionar para este estudo o “sistema MBrace” e o “sistema Sika”.

Face a isto, efectuaram-se cálculos para 2 produtos de reforço, referidos comercialmente como laminados, nomeadamente o produto “MBrace Laminado HM” (Bettor Mbt, 2003) e produto “Sika CarboDur M” (Sika, 2002), ambos com módulo de elasticidade longitudinal superior a 200 GPa. Na Tabela 5.10, apresentam-se as características geométricas determinadas para as duas soluções comerciais escolhidas, sem a preocupação da imposição de uma delas especificamente.

Tabela 5.10 – Propriedades geométricas e mecânicas dos laminados de CFRP.

Pórtico	Sistema	E_f (GPa)	ε_{fk} (‰)	$\varepsilon_{f,max}$ (‰)	$A_{f,nec}$ (mm ²)	b_f (mm)	t_f (mm)	n_{bf}	n_{lf}	$A_{f,final}$ (mm ²)	M_{rdf} (kN·m)
Pórtico	MBrace	205	13	6.5	130	120	1.4	2	1	336	542
9	Sika	210	12	6.0	137	120	1.4	2	1	336	544.6
Pórtico	MBrace	205	13	6.5	64	100	1.4	2	1	280	488
17	Sika	210	12	6.0	68	120	1.4	2	1	336	515.5

Sublinha-se que, face às conclusões expostas no capítulo 3, se assumiu o critério de Rostasy et al. (1998) para a limitação da extensão no compósito durante os procedimentos de dimensionamento do reforço.

(iii) *Análise das verificações suplementares*

- Ductilidade

Neste tema, a sugestão apresentada pelo ACI parece ser mais razoável do que a apresentada pela FIB. Atente-se, por exemplo, na exigência de a deformação no FRP dever ser superior a “7.5‰ – ε_{b0} ” para betões de classe superior a C35/45, respeitando o exposto no *bulletin* 14. Em muitos casos, tal deformação não chega a ser atingida, ocorrendo ruínas por descolamento que a antecedem.

Adoptando a filosofia preconizada pelo ACI, consegue-se uma secção com ductilidade adequada se a extensão no aço no momento da ruína, seja ela por esmagamento do betão ou ruína do FRP (incluindo delaminação ou descolamento) for no mínimo de $\varepsilon_{su} \geq 0.005$.

Adoptando os dois critérios (FIB e ACI), a ductilidade está assegurada como se pode observar pelos parâmetros apresentados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Análise da ductilidade.

Pórtico	FIB ($\xi \leq 0.45$)	ACI ($\varepsilon_s \geq 5\%$)
Pórtico 9 (MBrace)	0.375	5.83
Pórtico 9 (Sika)	0.378	5.76
Pórtico 17 (MBrace)	0.332	6.32
Pórtico 17 (Sika)	0.355	5.84

- Tensões (ELS)

Na Tabela 5.12 apresentam-se os níveis de tensão previstos em serviço (combinação rara) e conclui-se que as limitações de tensões em serviço previstas no *bulletin 14* da FIB são respeitadas para os três materiais (ponto 2.8.4.3).

Tabela 5.12 – Análise das tensões de serviço.

Pórtico	$f_{c,r} \leq 0.60f_{ck}$ (MPa)	$f_{s,r} \leq 0.80f_{syk}$ (MPa)	$f_{f,r} \leq 0.80f_{fk}$ (MPa)
Valores máximos de referência	12	188	2132 – (Mbrace) 2016 – (Sika)
Pórtico 9 (MBrace)	11.85	180	127.1
Pórtico 9 (Sika)	11.84	180	130.2
Pórtico 17 (MBrace)	10.45	162	110.7
Pórtico 17 (Sika)	10.42	158	109.2

5.2.6.2 Verificação de segurança na interface FRP-betão

Tendo por base o valor de $f_{ctm,p} = 2.9$ MPa determinado por ensaio de arrancamento por tracção directa - *Pull-off* e indicado no ponto 5.2.2.1, o valor de cálculo da tensão de aderência, τ_{bd} , é dado pela equação (5.2).

$$\tau_{bd} = 1.8 \cdot \frac{f_{ctm,p}}{\gamma_c} = 3.48 \text{ MPa} \quad (5.2)$$

De acordo com o procedimento especificado no capítulo 4, há necessidade de se despistar a ocorrência das ruínas prematuras. Dependendo da secção crítica que se está a analisar, as verificações de segurança dão ênfase a fenómenos diversos. Se se considerar a zona de amarração, deve assegurar-se que o comprimento e forças de amarração admissíveis são respeitados, enquanto que, se

se estiver a analisar a restante zona da interface, devem ser respeitados os limites de tensões de corte admissíveis.

(i) Análise da zona de amarração

A análise cuidada da zona da amarração é essencial para um dimensionamento adequado do sistema de reforço compósito. Desse modo, a análise de verificação da segurança para a força de amarração e para o comprimento de amarração do compósito ao betão foram efectuados recorrendo às expressões apresentadas no capítulo 4. A expressão para o cálculo da força de amarração é dada pela equação (4-28). O comprimento de amarração é calculado pela equação (4-29).

(ii) Zonas com tensões de corte críticas

Além da zona de amarração, existem outras zonas da interface betão-FRP que devem ser alvo de análise devido à ocorrência de fendilhação por flexão e por corte. Na secção 2.8.5.3 apresentaram-se algumas propostas para análise destes fenómenos. Aplicando estas análises para o controlo dos modos de ruína prematuros, verificou-se não ser possível cumprir com requisitos tão exigentes, face aos valores das propriedades dos materiais e das secções de betão armado indicados no ponto 5.2.2.1. Concluiu-se ser necessário proceder ao reforço ao corte de todas as vigas integrantes das 4 tipologias de pórtico. Aplicando-se mecanismos exteriores de fixação da armadura longitudinal em toda a extensão da viga, materializado em forma de presilhas constituídas por sistemas compósitos moldados “in situ” do tipo manta, previnem-se os modos de ruína relacionados com a perda de aderência (ancoragens exteriores). No ponto seguinte descreve-se o dimensionamento ao corte efectuado neste projecto.

5.2.7 Dimensionamento do reforço ao corte com FRP

A laje do piso elevado é aligeirada, de vigotas simples pré-esforçadas e tem a espessura de 20 cm. Como se verá adiante, concluiu-se que seria necessário proceder ao reforço ao corte (com presilhas) das vigas que integram os pórticos longitudinais e que seria necessário amarrar, esse reforço, no banzo comprimido. Para que uma boa amarração fosse assegurada, o ideal seria envolver as vigas totalmente com as presilhas, o que implicaria perfurar a laje na zona de ligação da laje com as vigas. Como a laje era aligeirada, esse procedimento seria viável desde que se tivesse o cuidado de realizar as furações nas zonas de abobadilha, compreendidas entre as vigotas. Levantava-se então a questão da localização das vigotas e seu afastamento, para averiguar se seria possível implementar o espaçamento entre presilhas necessário, tarefa que parecia pacífica uma vez que bastava desbastar a camada de reboco inferior da laje. No entanto, também aqui, surgiram dificuldades inesperadas provenientes de vários factores, entre os quais se destaca o facto das vigotas que apoiavam em lados opostos das vigas não estarem alinhadas, como se pode constatar na Figura 5.10 a) e b). Detectou-se

nas vigas que, na zona onde os esforços de corte são mais elevados (zonas próximas dos pilares), a laje não tinha qualquer emaciçamento, contrariando as recomendações regulamentares, o que obrigou a localizar, rigorosamente, as vigotas para que se estudasse a distribuição ideal para as presilhas. A Figura 5.11 a) a d) demonstra essas dificuldades sentidas durante o projecto.



a) Meio vão.



b) Junto do pilar.

Figura 5.10 – Desencontro de vigotas.



a) Ajustes feitos em obra.



b) Localização de presilhas junto do pilar 36.



c) Localização de presilhas junto do pilar 31.



d) Localização de presilhas junto do pilar 25.

Figura 5.11 – Problemas na obra de coincidência de posição entre vigota e presilha.

No ponto 4.3.4.5 do Capítulo 4 e na Figura 4.10 resumiu-se o procedimento de dimensionamento ao corte de vigas reforçadas por presilhas de CFRP.

No caso concreto da obra da Porsche, da Tabela 5.13 à Tabela 5.17 estão expostos os resultados obtidos para cada pórtico e o respectivo sistema de reforço dimensionado. Nas referidas tabelas estão indicadas as 4 soluções diferentes, correspondentes aos dois sistemas CFRP seleccionados neste estudo (Sistema MBrace e Sistema Sika) (Juvandes et al., 2007).

Em virtude do tipo de compósito de fibra de carbono ter necessidade de contornar a geometria das vigas, optou-se pela aplicação de sistemas curados *in-situ*, designados comercialmente por mantas com fibras unidireccionais.

No caso dos sistemas MBrace (Bettor Mbt 2003), dimensionaram-se mantas de carbono de referência “MBrace Manta 240 (300 g/m²)” e “MBrace Manta 640 (400 g/m²)” e no caso da Sika (2002), calcularam-se as mantas tipo “Sika Wrap Hex 230C” e “Sika Wrap Hex 103C”.

Como a laje do piso iria ser alvo de intervenção tornando-a mais espessa através do aumento de 6 cm da camada de betão de compressão, e sendo ela aligeirada, equacionou-se a hipótese de perfurar a laje junto das vigas de modo a permitir envolver totalmente as vigas com as mantas, assegurando assim uma boa amarração dos sistemas de reforço ao corte. Como facilmente se conclui por observação da planta de piso da Figura 5.3, nas vigas dos pórticos 8 e 15, por estarem localizadas sobre a junta de limite de propriedade, não era possível proceder de igual modo. Os rasgos nas abobadilhas só poderiam ser feitos de um lado da laje para execução de meia presilha (Figura 5.12).

Tabela 5.13 – Resultados do cálculo de reforço ao corte para o pórtico 8.

Reforço ao corte		MBrace Manta		Sika Wrap	
Pórtico	Variáveis	240	640	HEX230C	HEX103C
Pórtico 8	E_f (GPa)	240	640	230	230
	σ_w (MPa) ($\epsilon\%$)	800 (4‰)	1066.7 (2‰)	766.7 (4‰)	766.7 (4‰)
	m_{manta} (g/m ²)	300	400	225	610
	t (mm)	0.176	0.19	0.132	0.359
	$A_{w,nec}$ (mm ² /m)	130.98	98.24	136.32	136.32
	$A_{w,necI}$ (mm ² /m)	130.98	98.24	136.32	136.32
	$b_{w,nec}$ (cm/m)	74.22	51.57	102.99	38
	$b_{w,desejado}$ (cm)	15	15	15	15
	$s_{w,desejado}$ (cm)	50	50	50	50
	$nr_{camadas} >$	2.5	1.7	3.4	1.3
	Projectado	3	2	4	2

Tabela 5.14 - Resultados do cálculo de reforço ao corte para os pórticos 9, 10, 11 e 12.

Reforço ao corte		MBrace Manta		Sika Wrap	
Pórtico	Variáveis	240	640	HEX230C	HEX103C
Pórtico 9, 10, 11 e 12	E_f (GPa)	240	640	230	230
	σ_w (MPa) (ϵ_{∞})	800 (4‰)	1066.7 (2‰)	766.7 (4‰)	766.7 (4‰)
	m_{manta} (g/m ²)	300	400	225	610
	t (mm)	0.176	0.19	0.132	0.359
	$A_{w,nec}$ (mm ² /m)	456.83	342.62	476.69	476.69
	$A_{w,necI}$ (mm ² /m)	228.42	171.31	238.35	238.35
	$b_{w,nec}$ (cm/m)	129.44	89.94	180.08	66.42
	$b_{w,desejado}$ (cm)	15	15	15	15
	$s_{w,desejado}$ (cm)	50	50	50	50
	$nr_{camadas} >$	4.3	3	6	2.2
	Projectado	5	4	6	3

Tabela 5.15 - Resultados do cálculo de reforço ao corte para os pórticos 16, 17 e 18.

Reforço ao corte		MBrace Manta		Sika Wrap	
Pórtico	Variáveis	240	640	HEX230C	HEX103C
Pórtico 16, 17 e 18	E_f (GPa)	240	640	230	230
	σ_w (MPa) (ϵ_{∞})	800 (4‰)	1066.7 (2‰)	766.7 (4‰)	766.7 (4‰)
	m_{manta} (g/m ²)	300	400	225	610
	t (mm)	0.176	0.19	0.132	0.359
	$A_{w,nec}$ (mm ² /m)	379.77	284.82	396.28	396.28
	$A_{w,necI}$ (mm ² /m)	189.88	142.41	198.14	198.14
	$b_{w,nec}$ (cm/m)	107.6	74.77	149.7	55.22
	$b_{w,desejado}$ (cm)	15	15	15	15
	$s_{w,desejado}$ (cm)	50	50	50	50
	$nr_{camadas} >$	3.6	2.5	5	1.8
	Projectado	4	3	5	2

Em virtude do tipo de compósito de fibra de carbono ter necessidade de contornar a geometria das vigas, optou-se pela aplicação de sistemas curados *in-situ*, designados comercialmente por mantas com fibras unidireccionais.

No caso dos sistemas MBrace (Bettor Mbt 2003), dimensionaram-se mantas de carbono de referência “MBrace Manta 240 (300 g/m²)” e “MBrace Manta 640 (400 g/m²)” e no caso da Sika (2002), calcularam-se as mantas tipo “Sika Wrap Hex 230C” e “Sika Wrap Hex 103C”.

Tabela 5.16 - Resultados do cálculo de reforço ao corte para o pórtico 15.

Reforço ao corte		MBrace Manta		Sika Wrap	
Pórtico	Variáveis	240	640	HEX230C	HEX103C
Pórtico 15	E_f (GPa)	240	640	230	230
	σ_w (MPa) (ϵ_{∞})	800 (4‰)	1066.7 (2‰)	766.7 (4‰)	766.7 (4‰)
	m_{manta} (g/m ²)	300	400	225	610
	t (mm)	0.176	0.19	0.132	0.359
	$A_{w,nec}$ (mm ² /m)	110.69	83.01	115.5	115.5
	$A_{w,necI}$ (mm ² /m)	110.69	83.01	115.5	115.5
	$b_{w,nec}$ (cm/m)	62.72	43.58	87.27	32.19
	$b_{w,desejado}$ (cm)	15	15	15	15
	$s_{w,desejado}$ (cm)	50	50	50	50
	$nr_{camadas} >$	2.1	1.5	2.9	1.5
	Projectado	3	2	3	2

Tabela 5.17 - Resultados do cálculo de reforço ao corte para o pórtico 19.

Reforço ao corte		MBrace Manta		Sika Wrap	
Pórtico	Variáveis	240	640	HEX230C	HEX103C
Pórtico 19	E_f (GPa)	240	640	230	230
	σ_w (MPa) (ϵ_{∞})	800 (4‰)	1066.7 (2‰)	766.7 (4‰)	766.7 (4‰)
	m_{manta} (g/m ²)	300	400	225	610
	t (mm)	0.176	0.19	0.132	0.359
	$A_{w,nec}$ (mm ² /m)	110.69	83.01	115.5	115.5
	$A_{w,necI}$ (mm ² /m)	55.34	41.51	57.75	57.75
	$b_{w,nec}$ (cm/m)	31.36	21.79	43.63	16.09
	$b_{w,desejado}$ (cm)	15	15	15	15
	$s_{w,desejado}$ (cm)	50	50	50	50
	$nr_{camadas} >$	1.1	0.7	1.5	0.5
	Projectado	2	2	2	2

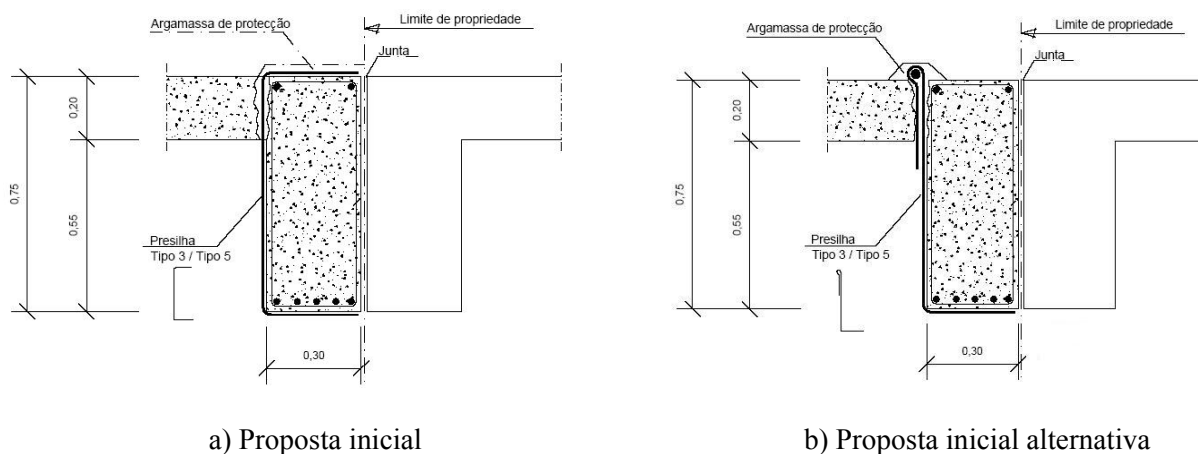


Figura 5.12 – Propostas iniciais para reforço ao corte das vigas do pórtico 8 e 15

Quando a empresa REABI, responsável pela execução, foi confrontada com esta situação, acabou por se alterar esta proposta passando a solução, para estes 2 pórticos, a ser materializada por estribos exteriores de varões de aço A400NR (1 ramo) cravados na face inferior das vigas como se pode observar na Figura 5.13.

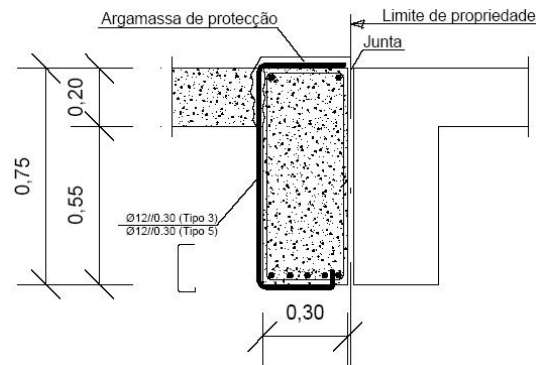


Figura 5.13 - Proposta final para reforço ao corte das vigas do pórtico 8 e 15.

5.3 PROCEDIMENTOS DE CONSTRUÇÃO E CONTROLO DE QUALIDADE

Os critérios e os procedimentos de aplicação de reforços por colagem de sistemas FRP são, de modo geral, ainda vagos e dispersos devido a factores como a novidade do material, a diversidade de formas do produto e os múltiplos campos de aplicação.

Contudo, reunindo as recomendações dos fabricantes, a investigação desenvolvida por grupos de trabalho nesta área (universidades como a outras instituições), o especificado nos regulamentos vigentes no contexto internacional (principalmente as disposições sugeridas na norma EN 1504) e a experiência e conhecimentos adquiridos ao longo do tempo pelo grupo de trabalho de compósitos do LABEST (Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural), foi possível estabelecer um conjunto de especificações para procedimentos de construção e outros para procedimentos de controlo e garantia de qualidade de obras de reforço com sistemas de CFRP (Juvandes et al., 2007).

Neste ponto, abordam-se os procedimentos para a execução de reforços à flexão e ao corte com sistemas compósitos de CFRP especificados neste capítulo, através da técnica de colagem exterior EBR. Pretende-se aqui, para além da enumeração e descrição de todos os passos a seguir para a correcta execução do reforço, comentar e alertar para eventuais dificuldades ou tarefas que exijam cuidados especiais de controlo de qualidade, objectivando o bom desempenho do sistema, tanto a curto como a longo prazo. De modo a tornar clara as fases de aplicação do CFRP, a descrição é auxiliada com fotografias tiradas durante a realização da obra.

Uma abordagem aos procedimentos de controlo e garantias de qualidade a implementar em obra, de acordo com os pressupostos no *bulletin* 14 da FIB (2001) e com a experiência adquirida com o trabalho experimental, pode ser encontrada na dissertação de mestrado de Dimande (2003).

Neste ponto serão descritos os cuidados essenciais a ter na aplicação dos sistemas de reforço à flexão e ao corte dimensionados. A descrição é auxiliada com fotografias tiradas durante a execução da obra.

A aplicação de sistemas de reforço com FRP deve ser realizada de acordo com os procedimentos expostos a seguir.

A avaliação prévia do betão é uma fase essencial devendo começar-se por verificar a rugosidade do substrato de betão. O valor da resistência à tracção do betão obtida por *Pull-Off* deverá ser superior a 1.5MPa (critérios do ACI e FIB).

A preparação da superfície envolve vários itens. Nos pontos seguintes dá-se ênfase a estes cuidados.

(i) Substrato de betão

É importante que a preparação do substrato de betão seja bem executada de modo a permitir uma adequada aderência com a resina.

A superfície do betão deve ser marcada no local onde se irá aplicar o reforço. Para reforços por encamisamento ou envolvimento parcial de secções as arestas vivas devem ser tornadas arredondadas com um raio especificado no projecto.

(ii) Sistemas FRP

- Caso: Sistema pré-fabricado (Laminado)

Os sistemas pré-fabricados devem ser fornecidos no local com a especificação das dimensões e cortados no comprimento necessário tal como indicado no projecto. Estes devem estar livres de qualquer contaminação tais como óleos, poeiras, poeiras provenientes do carbono, etc. Para sistemas fornecidos com uma película protectora, para assegurar-se da limpeza da superfície, a película protectora deve ser removida imediatamente antes da aplicação e a superfície de aderência não deve ser tocada com as mãos. Se os sistemas forem fornecidos sem a película protectora mas com a superfície pronta a colar, as manobras devem ser feitas com um cuidado extra.

- Caso: Sistemas curados in situ (Manta)

Devem ser cortados nas dimensões especificadas no projecto. Devem ainda, ser armazenados em locais livres de qualquer contaminação e verificar a existência de qualquer dano resultante do

transporte, descarga e erros durante o corte. A película protectora só deve ser retirada imediatamente antes da aplicação. As precauções inerentes aos trabalhos de manuseamento e preparação dadas pelo fabricante devem ser seguidas. As mantas devem estar livres de entrançamentos, enrolamentos ou desalinhamento das fibras.

(iii) Colagem do sistema de reforço FRP

A aplicação dependerá do tipo de sistema de FRP. Para sistemas pré-fabricados (laminados) o adesivo assegura apenas a colagem e é sempre aplicado um adesivo tixotrópico de elevada viscosidade. Para sistemas curados *in situ* (mantas, tecidos) a resina assegura tanto a aderência como a impregnação, sendo mais indicada uma resina de baixa viscosidade.

A informação dada pelo fabricante em termos de temperaturas admissíveis, humidade relativa, fracção de mistura dos componentes (primário, resinas e adesivos), tempos de mistura, *pot life*, tempo de execução, tempo de utilização útil, aspectos relacionados com o impacto ambiental, duração da cura, deve ser tida em conta.

A temperatura ambiente e a humidade relativa devem estar dentro dos limites especificados pelo fabricante de adesivos ou resinas. A aplicação deve ser completada dentro de 80% do tempo de utilização útil (aplicação do adesivo) e tempo de execução da colagem do adesivo na temperatura prevalecente. Depois da aplicação e cura, o FRP deve estar essencialmente direito (superfícies concavas podem resultar no destacamento do FRP).

- Caso: Sistema pré-fabricado (Laminado)

O adesivo é aplicado como uma fina camada sobre a camada de betão imediatamente após a mistura. O adesivo é aplicado sobre o laminado formando um triângulo (para uma largura de laminado de 100mm: altura máxima de adesivo cerca de 5mm), aplicando mais ao longo do centro do laminado. Este procedimento reduz o risco de formação de vazios quando o reforço for aplicado sobre a superfície de betão. O laminado é colocado contra a superfície do betão, aplicando uma determinada pressão por meio de um rolo de borracha. O excesso de adesivo ao longo dos bordos do laminado deve ser retirado. A pressão sobre o laminado é aplicada de modo que não haja formação de vazios. A espessura final do adesivo deve ser uniforme ao longo do comprimento de colagem e deve corresponder a uma espessura mínima do adesivo de 1.5mm a 2.0mm. Normalmente, os sistemas pré-fabricados são aplicados numa só camada.

- Caso: Sistemas curados *in situ* (Manta)

De modo a obter um requerido nivelamento da superfície do betão será sempre especificada a aplicação do *putty*. Este procedimento deve ser realizado de acordo com as especificações dadas pelo fabricante. A aplicação deste sistema consiste na aplicação de feixes de fibras contínuas, com forma

de fios, mantas ou tecidos em estado seco ou pré-impregnado, sobre um adesivo epóxico previamente espalhado na superfície a reforçar. O adesivo têm as funções de impregnar o grupo de fibras, proporcionar a polimerização do conjunto num compósito e, por fim, desenvolver propriedades de aderência na ligação do FRP ao material existente. Segundo o conceito de FRP, este só o será fisicamente após a execução do reforço, isto é, polimerizado ou endurecido *in situ*. A sua correcta caracterização deve reportar-se a ensaios de amostras executados a partir do mesmo material e nas condições de aplicação *in situ*.

Durante a aplicação do reforço, foram feitos um acompanhamento e controlo rigoroso sobre todos os procedimentos de aplicação do sistema de reforço adoptado. Seguidamente apresentam-se algumas figuras ilustrativas da execução dos sistemas de reforço dimensionados à flexão e ao corte (ver Figura 5.14 a Figura 5.37).

O processo de aplicação dos reforços iniciou-se com a preparação das superfícies onde se iriam colar os laminados e as presilhas dimensionados, recorrendo a um desbaste superficial com auxílio de um esmeril. Já a pensar no reforço ao corte com as presilhas projectadas, procedeu-se ao arredondamento das arestas das vigas de modo a evitar picos de tensões que poderiam conduzir ao rompimento precoce do reforço ao corte. Em seguida, realizou-se uma escovagem manual com escova de aço para que pequenos fragmentos de betão que estivessem quase soltos fossem retirados. Para que o pó existente na superfície após estas duas etapas fosse totalmente retirado, a superfície foi limpa e aspirada com recurso a ar comprimido. Deste modo, fica assegurada muito melhor aderência entre o sistema de reforço e a via a reforçar.

Aplicou-se, depois, um primário através de rolo de modo a garantir um espalhamento uniforme nas superfícies onde se iriam aplicar os reforços. Após a secagem do primário, pôde proceder-se à aplicação dos laminados. Para tal, foi usada uma resina de saturação (adesivo) constituída por duas componentes. Recorrendo a um misturador eléctrico, procedeu-se à mistura destes dois componentes (Figura 5.14 e Figura 5.15). Os laminados foram cortados nos comprimentos necessários e colocados na mesa de preparação (Figura 5.16) onde foram devidamente limpos (Figura 5.17). Procedeu-se, de seguida, ao espalhamento do adesivo na superfície do laminado a colar (Figura 5.18 e Figura 5.19) tendo, este, sido transportado por dois trabalhadores para o pórtico a reforçar (Figura 5.20). Nas Figura 5.21 a Figura 5.24, pode observar-se, também, o aspecto das superfícies antes de serem aplicados os reforços. Com o laminado colado na base da viga e devidamente alinhado, eliminaram-se os vazios existentes no adesivo por intermédio de pressão com auxílio a um rolo (Figura 5.22 e Figura 5.23). Esta operação é essencial para garantir a máxima aderência entre a viga e o laminado.

As Figura 5.24 e Figura 5.25 ilustram o aspecto de uma viga reforçada à flexão. Nas mesmas figuras, pode ainda observar-se o pormenor do arredondamento das arestas para assegurar uma adequada aplicação de presilhas para o reforço ao corte.

As etapas para o procedimento de reforço ao corte através de presilhas (sistema curado *in-situ*) são semelhantes às descritas para o reforço à flexão, com a diferença da resina ter sido aplicada directamente na viga. Posteriormente, envolveu-se a viga com a presilha (manta), tendo como principal preocupação o esticamento da mesma, para que as fibras ficassem devidamente alinhadas. As Figura 5.26 a Figura 5.36 ilustram o faseamento do reforço das vigas ao esforço transversal evidenciando os principais detalhes de uma intervenção desta natureza.

Para garantir o adequado controlo da qualidade da aplicação, fez-se a recolha de uma amostra de adesivo (Figura 5.37).

(iv) *Controlo e Garantia de Qualidade da ligação betão-FRP*

O principal objectivo do controlo e garantia de qualidade é assegurar que o processo de reforço decorre de acordo com o exigido no Caderno de Encargos (em termos de materiais e procedimentos de construção) e respeite todas as normas e regulamentos aplicáveis. Visando-se que, desta forma no final da sua execução, o reforço aplicado terá o desempenho desejado pelo projectista (EN 1504, 2004).

Segundo Juvandes et al (2007), o controlo e garantia de qualidade deverá estar dividido em duas fases. A primeira fase decorre durante a execução do reforço (fase de execução do reforço), intervindo no controlo dos procedimentos de construção, estando naturalmente presente em todas as etapas do processo de reforço, incide sobretudo naquelas cujos procedimentos são considerados como críticos. Esta fase inicia-se pela análise do projecto e pela aprovação das empresas intervenientes e dos materiais adoptados. Satisfeitas estas premissas, o controlo de qualidade passa então a intervir no processo de construção do reforço. Aqui, os pontos críticos aparecem na preparação do substrato e na aplicação do FRP, sendo dado especial destaque ao manuseamento da resina.

A segunda fase decorre, após a aplicação (fase pós-execução do reforço), onde o controlo de qualidade obriga a inspecções visuais e ensaios não destrutivos e semi-intrusivos ao sistema compósito de FRP aplicado, no sentido de se detectar “não conformidades” e “níveis de desempenho” inferiores aos esperados, podendo pôr em causa a eficiência do reforço no futuro. Como todas as obras têm as suas particularidades, este controlo e garantia de qualidade deverá ser ajustado às características e necessidades individuais de cada uma. Quaisquer critérios mais restritivos apontados quer pelo projecto, quer pelo fabricante, devem ser respeitados sem prejuízo destes.



Figura 5.14 – Mistura dos componentes do adesivo.



Figura 5.15 – Adesivo misturado.



Figura 5.16 – Mesa de preparação.



Figura 5.17 – Limpeza do laminado.



Figura 5.18 – Aplicação do adesivo no laminado.



Figura 5.19 – Aplicação do adesivo no laminado.



Figura 5.20 – Transporte do laminado.



Figura 5.21 – Alinhamento do laminado.



Figura 5.22 – Eliminação de vazios.



Figura 5.23 – Aplicação no pórtico 9.



Figura 5.24 – Viga reforçada à flexão.



Figura 5.25 – Arestas arredondadas para aplicação das presilhas no reforço ao corte.



Figura 5.26 – Manta utilizada.

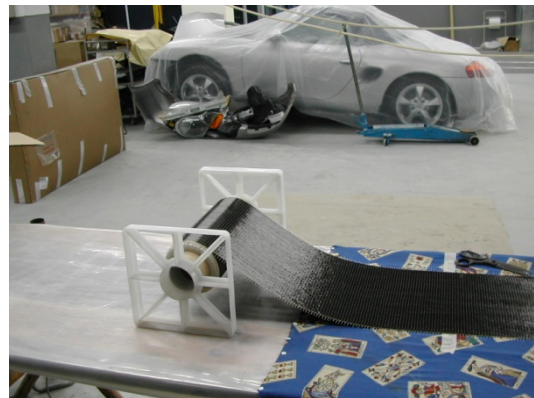


Figura 5.27 – Aspecto da manta.



Figura 5.28 – Corte da manta.



Figura 5.29 – Dobragem da manta.



Figura 5.30 – Limpeza da manta.



Figura 5.31 – Arredondamento das arestas da viga.



Figura 5.32 – Aplicação do adesivo.



Figura 5.33 – Preparação para receber nova camada.



Figura 5.34 – Esticamento da nova camada.



Figura 5.35 – Aspecto da viga reforçada.



Figura 5.36 – Empalme na face superior da viga.



Figura 5.37 – Recolha de amostra do adesivo.

Admitindo satisfeita a primeira fase da obra descrita nos pontos anteriores i) a iii), durante a aplicação do CFRP deverão ser executadas zonas de amostragem, em locais contíguos ao da aplicação do reforço, para a realização de ensaios semi-destrutivos (ensaio de *pull off*) por forma a avaliar-se a qualidade da aderência entre o substrato e compósito. Essas zonas, deverão ser executadas nas mesmas condições da restante empreitada, no decorrer desta e com a dimensão e na frequência indicados no projecto. Após isto, a segunda fase, basicamente, consistiu em uma inspecção visual a todo o sistema, na realização de ensaios semi-destrutivos (SDT) para a avaliação da resistência da ligação dos materiais com o substrato e em ensaios não destrutivos (NDT) para a detecção de vazios no interior da junta colada. Essas etapas estão descritas a seguir.

- Inspecção visual

Todo o sistema instalado na obra foi alvo de uma inspecção visual, nas 24 horas após a execução do reforço, com vista a despistar as “não conformidades” relacionadas com a geometria do reforço aplicado, verificando se estava ou não de acordo com o projecto, e de anomalias visíveis (defeitos) à superfície do compósito que façam prever uma redução na eficácia ou durabilidade do reforço.

- Ensaio não-destrutivos (NDT)

A caracterização da uniformização do compósito colado ao substrato, sobretudo a identificação da existência de vazios e delaminações no interior do sistema foi realizado por ensaio acústico de pancadas, designado na literatura técnica por *tap test* (Figura 5.38).

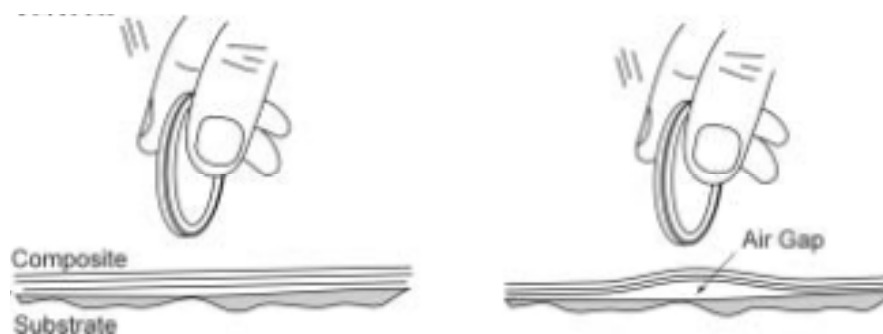


Figura 5.38 – *Tap test* com uma moeda (Kaiser et al., 2002).

- Ensaio semi-destrutivos (SDT)

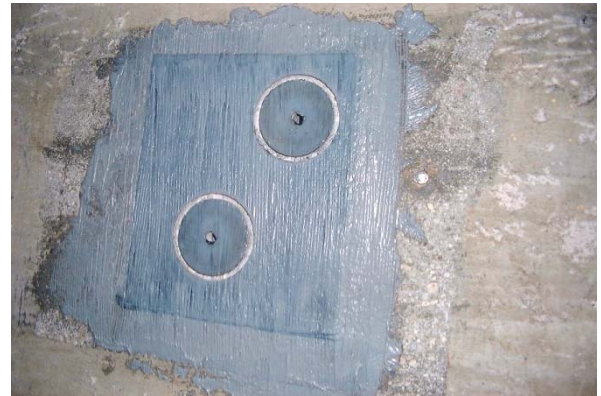
Estes deverão decorrer 3 dias e/ou 7 dias após a realização do reforço, nas zonas de amostragem executadas para o efeito. O controlo de qualidade recorre ao ensaio de “pull-off” (descrito no ponto 5.2.2.1) para se avaliar a resistência da ligação (aderência) entre os materiais colados. A razão da sua escolha prende-se com a sua facilidade de execução e pela sua versatilidade, podendo ser utilizado em qualquer situação.

No caso da Porsche, os ensaios foram realizados passados 7 dias de cura do adesivo e sobre uma zona de amostragem com área de 30 x 30 cm². A amostra foi preparada nas mesmas condições que o reforço da estrutura e é constituída por 2 camadas de manta de CFRP (do sistema comercial seleccionado para a obra). A Figura 5.39 ilustra o acto da realização do ensaio. Os valores obtidos do ensaio de *Pull-Off* encontram-se apresentados na

Tabela 5.18.



a) Pré-carotagem da superfície.



b) Aspecto da superfície caroteada.



c) Aplicação da resina sobre a pastilha metálica.



d) Pastilhas metálicas coladas sobre o CFRP.



e) Posicionamento da maquina de *Pull-Off*.



f) Aspecto após execução do ensaio.

Figura 5.39 – Controlo de qualidade da ligação betão – CFRP

Tabela 5.18 - Resultados do ensaio de arrancamento por tracção directa.

Referência	Nº da pastilha	Tensão τ [MPa]	Observações
PV5	1	3,88	Rotura na interface pastilha-CFRP
PV6	2	3,61	Rotura na interface pastilha-CFRP
PV7	3	2,42	Rotura na interface pastilha-CFRP
PV8	4	3,19	Ruína por arrancamento do betão

Estes resultados confirmam que os valores da tensão de arrancamento são bastante superiores ao mínimo exigido na utilização desta técnica de reforço e que o sistema CFRP foi aplicado em boas condições.

Em termos gerais, foi possível acompanhar os procedimentos de construção e controlo de qualidade nas duas fases do reforço (aplicação e após esta), tendo-se concluído que o reforço por colagem de materiais compósitos foi efectuado em boas condições e em conformidade com os principais requisitos do caderno de encargos da obra.

5.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo comprovou-se que o reforço por aplicação de sistemas compósitos de FRP constitui uma técnica de execução rápida, de fácil manuseamento, requer pouca mão-de-obra e equipamentos pouco sofisticados.

Trata-se de um material leve, fácil de transportar e adaptável (quando tipo manta) à forma do elemento de betão armado a reforçar.

A oportunidade de aplicar a um caso concreto da indústria da construção os procedimentos para projecto de reforço à flexão (e ao corte) com FRP desenvolvidos no Capítulo 4, permitiu expor favoravelmente o potencial da folha de cálculo automática desenvolvida em *Mathcad*, em particular, abarcar todas as particularidades sobre as quais a obra incidiu. Sublinha-se que, o módulo de verificação de segurança ao corte surgiu nesta dissertação como consequência directa na necessidade de dar resposta aos problemas desta obra.

Este projecto serviu também para demonstrar que é muito importante a interacção entre a equipa projectista e a equipa executante da obra, pois surgem em quase todas as obras situações especiais, não previstas inicialmente, que só se manifestam aquando da execução. Neste projecto surgiram situações relacionadas com localização de vigas junto do limite de propriedade, problemas inerentes a uma má construção inicial relacionados com localização e orientação de vigotas pré-esforçadas e dificuldade de execução de presilhas em zonas onde estavam localizadas tubagens, contornando as vigas alvo de reforço.

É muito importante assegurar que tudo o que é definido no caderno de encargos do projecto, seja cumprido na execução. O controlo da qualidade é essencial para assegurar que o sistema projectado se comporta de acordo com as características especificadas em projecto e que fazem destes sistemas, uma referência na área do reforço à flexão e corte.

Capítulo 6

Conclusões gerais e desenvolvimentos futuros

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O trabalho agora concluído constitui mais uma contribuição na área do reforço de estruturas de betão armado por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP. Esta dissertação incidiu fundamentalmente no estudo das propostas regulamentares existentes em duas das regiões onde a investigação e aplicação destes materiais tem sofrido um forte impulso: América do Norte, mais concretamente nos E.U.A. e Europa. Procurou-se comparar as metodologias sugeridas pelas duas propostas regulamentares estudadas e complementar esse estudo com a consideração de métodos resultantes de investigações de autores de reconhecido crédito na área, nos pontos onde as propostas regulamentares são omissas ou ainda incompletas.

O reforço de estruturas de betão armado através da colagem exterior de sistemas compósitos de FRP apesar de ser uma técnica relativamente recente e a precisar de maior divulgação, possui características únicas e muitíssimo vantajosas quando comparada com as técnicas de reforço tradicionais. Se por um lado se tratam de materiais economicamente mais dispendiosos, a redução dos custos de mão-de-obra, a rapidez de execução e o facto de permitir que, no local onde a aplicação está a decorrer, a actividade e circulação de pessoas continue a ser possível, tornam esta técnica numa solução extremamente atractiva e muitas vezes económica se se tiver em conta o custo global. No entanto, cabe ao engenheiro projectista analisar aspectos técnicos, estéticos, económicos e de durabilidade para escolher a solução que melhor se adequa ao problema em análise, pois esta técnica de reforço, tal como as outras, não é adequada a toda e qualquer situação.

No geral, considera-se que os principais objectivos desta dissertação foram alcançados e espera-se que as conclusões extraídas deste trabalho sejam úteis para outros investigadores que se queiram debruçar sobre os critérios de dimensionamento e verificação de segurança de elementos de betão armado reforçados por colagem exterior (EBR) ou por inserção, na camada de recobrimento de betão, de sistemas compósitos de FRP (NSM).

6.2 CONCLUSÕES GERAIS

As principais conclusões extraídas deste trabalho de investigação foram sendo referidas nos capítulos anteriores, pelo que, neste capítulo se fará referência às conclusões que se julgam mais importantes.

(i) *Modelos de dimensionamento para reforço com sistemas FRP*

- Não existe ainda um regulamento sobre o dimensionamento de reforços de elementos de betão armado por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP, nem a nível nacional nem a nível internacional. Existem várias propostas normativas baseadas em trabalhos de investigação de autores reconhecidos na área, mas que contém muitos assuntos a necessitar de maior discussão e investigação.
- As fichas técnicas dos fabricantes dos sistemas compósitos de FRP são muitas vezes pouco esclarecedoras quanto aos valores que apresentam para caracterizar as propriedades mecânicas dos sistemas. Num grande número de documentos consultados, a dúvida sobre se se tratam de valores característicos ou médios invade o projectista. Muitas vezes também não são explícitos no que diz respeito à realização de ensaios experimentais para determinação dessas mesmas propriedades.
- Embora se trate de uma técnica com alguns trabalhos de investigação realizados nos últimos anos, não existem critérios de dimensionamento específicos para a técnica de reforço por inserção de laminados ou varões na camada de recobrimento conhecida como *near surface mounted* (NSM).
- Os critérios de detecção das ruínas prematuras são ainda vagos. A maioria das propostas normativas não entra em linha de conta com as diferenças devidas ao tipo de sistema, à rigidez do mesmo, nem ao tipo de fibra.
- Deve ser caracterizado o estado de deformação na face de betão onde vai ser colado o reforço, aquando da aplicação do mesmo, pois na maior parte dos casos essa face apresenta já uma deformação inicial devida a cargas permanentes.

(ii) *Resultados experimentais vs propostas normativas*

- A campanha experimental indica que os modelos reforçados com mantas CFRP possuem, maioritariamente, rigidez unitária ($n_f t_f E_f$) inferior a 180 kN/mm e são mais deformáveis (ε_{exp} maior) do que os modelos reforçados com laminados, apresentando, estes últimos, rigidez unitária na gama de 190 a 300 kN/mm. Por sua vez, os modelos reforçados por NSM expõem uma rigidez unitária, no mínimo, dez vezes superior às determinadas para os modelos com EBR.
- Da amostra experimental retém-se a ideia de que cerca de 2/3 dos modelos apresentam ruína Prematura, evidencia-se que os modelos de laje EBR apresentam valores de deformação máxima no compósito ($\varepsilon_{exp}=9$ a 11‰) maiores que os modelos de viga ($\varepsilon_{exp}=5$ a 7‰) reforçados pela mesma técnica e que, as vigas reforçadas pela técnica de NSM são aquelas em que o sistema CFRP mais se deforma, antes de ruir ($\varepsilon_{exp}=8$ a

11‰). Estes valores apontam, em média, para o intervalo de valores propostos pelos modelos empíricos ($\varepsilon_{fmax} = 6.5$ a 8.5%), para fase de pré-dimensionamento.

- Constata-se que o critério do ACI é menos limitativo para aplicações com “Mantas” do que para reforços com “Laminados”, devido à menor rigidez apresentada geralmente pelos primeiros, face à indiferença exposta na análise pelo critério de Rostasy (proposto pela FIB). A diferença entre estes dois critérios é acentuada na zona de baixa rigidez unitária, situação comum em reforços constituídos com “Mantas” onde o (k) é mais restritivo. Pelo contrário, em reforços com “Laminados”, que apresentam maior valor de rigidez unitária, os valores dos parâmetros (k_m) e (k) são semelhantes, desta vez com o ACI a apresentar-se mais restritivo. Este facto, poderá justificar a conclusão de que o ACI prevê com mais aproximação o momento resistente último dos modelos reforçados com mantas relativamente aos modelos reforçados com laminados, apesar da menor reserva de segurança (porque $M_t/M_{exp} \approx 1$).
- A análise da influência dos cinco parâmetros estudados nesta dissertação não sugere, de forma generalizada, as mesmas rectas de tendência dos critérios FIB 1 e ACI 1 para as relações M_t/M_{exp} e $\varepsilon_t/\varepsilon_{exp}$, o que torna difícil uma conclusão sistematizada. Contudo, o estudo permite avançar com algumas linhas principais como:
 - As variações da classe de betão (f_c), da percentagem de reforço (ρ_f) e da rigidez unitária apresentam linhas de tendência, entre critérios, com andamentos semelhantes, no caso de vigas reforçadas com laminados, e andamentos inversos para a situação de lajes e vigas reforçadas com mantas;
 - A variação da razão l/h mostra linhas de tendência, para os mesmos critérios, com orientações semelhantes no caso de vigas e opostas nos modelos de lajes;
 - A variação da percentagem de armadura não mostrou ser um factor de grande relevância na variação dos resultados, sobretudo na relação M_t/M_{exp} ;
 - À medida que o grau de reforço (ρ_f) aumenta, os resultados obtidos através da filosofia FIB 2 aproximaram-se dos resultados fornecidos pela filosofia FIB 1, o que parece demonstrar que o critério limitador da extensão perde alguma utilidade com o aumento de ρ_f , pois a viga tende a romper por esmagamento do betão (CC) e, portanto, para níveis mais baixos de deformação no FRP. Pelo contrário, o decréscimo de (ρ_f) conduz a que os valores obtidos pelo critério da FIB 1 se aproximem dos experimentais, porque a rigidez parece não ter tanta importância

- Em termos gerais, a análise da verificação de segurança a nível da interpretação do momento último (M_t), próximo da ruína dos modelos, permite concluir que os critérios sugeridos como FIB 1 e ACI 1 prevêm, com segurança, esse valor para o caso dos modelos reforçados com a técnica EBR. Salienta-se, contudo, que, se por um lado, o critério ACI 1 é geralmente mais conservador do que o FIB 1, ambos parecem traduzir melhor o comportamento de lajes do que de vigas, sobretudo se estas são reforçadas com o sistema tipo laminado.
- O modelo de previsão estabelecido como FIB 2 (sem restrição na deformação do FRP) conduz a resultados do lado da insegurança, o que corrobora a opinião da comunidade científica de que há um limite máximo eficaz de mobilização da deformação do compósito na técnica EBR (Juvandes, 1999; Matthys, 2000; Brosens, 2001; Silva, 2008).
- A generalização dos critérios propostos pela FIB (2001) e ACI (2002) à técnica NSM é desajustada em consequência de conduzirem a previsões de momentos resistentes (M_t) divergentes da realidade e demasiado conservativas. Contudo, a análise da deformação última do compósito (ε_{exp}) permite antecipar que os critérios de restrição da ε_{fd} (FIB 1 e ACI 1) não devem ser praticados nesta técnica, como também não, a possibilidade de se permitir o esgotamento da deformação axial última do FRP (FIB 2). Fica a ideia de que, na técnica NSM, é importante estabelecer um novo critério de restrição da ε_{fd} , menos conservativo que os designados por FIB 1 e ACI 1.
- Confirma-se que, nos modelos reforçados pela técnica EBR, o desempenho do compósito fica aquém da sua capacidade resistente axial, resultando na ideia generalizada de ser aconselhável limitar a deformação eficaz (ε_{fd}) nos modelos de previsão. Actualmente, embora se tratem de critérios simples e empíricos, as sugestões FIB 1 e ACI determinam, para as lajes, deformações últimas com boa aproximação e conservativas. Relativamente às vigas, esses critérios merecem alguma revisão porque conduzem a deformações eficazes de FRP superiores aos que se registam nos ensaios experimentais (Juvandes, 1999; Travassos, 2005; Silva, 2008). Sublinhe-se que o método apresentado no documento do ACI, tem em linha de conta a rigidez do reforço através do coeficiente k_m . Entre as propostas analisadas, nenhuma outra tem isso em atenção.

(iii) Procedimentos para projecto de reforço à flexão com FRP

- As normas EN 1504 reforçam a ideia de que um projecto de reforço, sobretudo com novos materiais, deve obedecer a etapas especificadas nessas normas.

- O projecto de reforço, antes de ser iniciado, deve ser alvo de uma análise prévia para que se averigüe a sua adequabilidade e viabilidade económica e estrutural.
- Os critérios de dimensionamento ainda não abarcam a técnica de reforço por NSM. As expressões para o cálculo da força e do comprimento de amarração devem considerar que o NSM é uma técnica que proporciona um maior confinamento ao FRP, uma vez que este se encontra inserido num rasgo e colado nas 2 faces.
- Comparado com o dimensionamento de estruturas novas, o dimensionamento de elementos de betão armado reforçados por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP é mais complexo.
- O dimensionamento de elementos de betão armado reforçados por colagem exterior de sistemas compósitos de FRP é muitas vezes ditado por requisitos de ELS. Quando se pretende aumentar a rigidez por necessidade de Estado Limite de Deformação, esta solução não é de todo a indicada pois conseguem-se aumentos quase insignificantes para a rigidez global da estrutura.
- Deve ser dada especial atenção à verificação em ELU do comportamento de aderência na interface betão-adesivo-FRP devido à mobilização de tensões de corte elevadas.
- Considerações de dimensionamento especiais, tais como fogo, impacto e vandalismo devem também ser tidas em consideração.
- Sem sistemas de ancoragem exterior, o aproveitamento das potencialidades do reforço é muito reduzido, não tornando esta solução economicamente vantajosa, sobretudo em vigas.
- Alguns métodos propostos carecem ainda de aprovação e estudo mais rigoroso.

(iv) *Caso estudado*

- Comprovou-se que o reforço por aplicação de sistemas compósitos de FRP constitui uma técnica de execução rápida, de fácil manuseamento, requer pouca mão-de-obra e equipamentos pouco sofisticados.
- Trata-se de um material leve, fácil de transportar e adaptável (quando tipo manta) à forma do elemento de betão armado a reforçar.
- A oportunidade de aplicar um caso concreto da indústria da construção os procedimentos para projecto de reforço à flexão e ao corte com FRP desenvolvidos no capítulo 4, permitiu expor favoravelmente o potencial da folha de cálculo automático desenvolvida em *Mathcad*, em particular, abarcando todas as particularidades sobre as quais a obra incidiu.

- Este projecto serviu também para demonstrar que é muito importante a interacção entre a equipa projectista e a equipa executante da obra, pois surgem em quase todas as obras situações especiais, não previstas inicialmente, que só se manifestam aquando da execução.
- É muito importante assegurar que tudo o que é definido no caderno de encargos do projecto, seja cumprido na execução. O controlo da qualidade é essencial para assegurar que o sistema projectado se comporta de acordo com as características especificadas em projecto e que fazem destes sistemas, uma referência na área do reforço à flexão e corte.

6.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar da comunidade científica se mostrar bastante activa nesta área do reforço de estruturas com compósitos de FRP, há ainda muito caminho a percorrer para que os métodos de cálculo tenham aceitação unânime e para que a técnica de reforço se vulgarize. Em seguida focam-se alguns aspectos que continuam a merecer maiores desenvolvimentos num futuro próximo.

- A análise comparativa entre os resultados experimentais e os previstos analiticamente demonstrou que os modelos de cálculo sugeridos nas propostas normativas analisadas, precisam de ser aferidos, pois na prática, os modos de ruína mais frequentes acabam por estar ligados a ruínas prematuras que não são detectadas através de modelos de cálculo simplificados. A detecção desses modos de ruína prematuros passa pelo desenvolvimento de modelos de cálculo de simples aplicação prática que tenham em atenção a largura e espaçamento entre fendas, pois é a partir de descolamentos pontuais nas zonas de fendas de flexão e corte que se desenvolvem esse tipo de mecanismos de ruína.
- Desenvolver ferramentas de cálculo automático para o reforço ao corte e confinamento incluindo a técnica de pré-esforço do FRP exteriormente colado.
- Como foi evidente ao longo da dissertação, o comportamento na interface betão-adesivo-FRP é de uma importância vital para que a estrutura reforçada cumpra os objectivos para os quais foi dimensionada. A definição de uma lei constitutiva rigorosa, mas prática, do comportamento na interface que tenha em atenção o tipo de preparação da superfície, é essencial.
- Devem procurar definir-se expressões conciliadoras para o cálculo da força e comprimento de amarração, uma vez que as propostas de coeficientes que integram tais expressões são numerosas.

-
- Adaptar as metodologias de cálculo existentes para o reforço por colagem exterior ao reforço através da técnica de inserção de laminados em rasgos executados na camada de recobrimento do elemento estrutural, técnica conhecida vulgarmente, na literatura internacional, por *near surface mounted* (NSM).
 - Investigação dos sistemas laminados pré-fabricados e dos polimerizados *in situ* em áreas como o reforço de estruturas em pedra ou madeira de preservação histórica, o reforço de alvenarias ao sismo e a reabilitação de pilares de pontes.

Capítulo 7

Referências bibliográficas

- ACI 440.XR, (2006), "*Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*", ACI Committee 440, November.
- ACI Committee 318, (2001), "*Building Code Requirements for Structural Concrete*".
- ACI Committee 440, (2002), "*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*", Maio.
- Ahmed, O.A.F., (2000), "*Strengthening of R. C. beams by means of externally bonded CFRP laminates. Improved model for Plate-End Shear.*", Tese de Doutorado, Dept.of Civil Engineering, Catholic University of Leuven, Leuven, Belgium.
- Appleton, J. and Gomes, A., (1997), "*Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores*", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas 41, Janeiro.
- Arduini, M. and Nanni, A., (1997), "*Parametric Study of Beams with Externally Bonded*", ACI Structural Journal September-October, pp. 493-501.
- Arduini, M., et al., (1997), "*Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams*", ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 4, July-Aug, pp. (363-370).
- Azevedo, D. and Juvandes, L., (2002), "*Reforço das vigas da estrutura porticada das Oficinas Porsche*", LABEST, FEUP, Porto, Dezembro.
- Azevedo, D., et al., (2004), "*Reforço à flexão com sistemas de FRP. Comportamento experimental vs. manuais actuais de dimensionamento*", Encontro Nacional Betão Estrutural 2004, FEUP, Porto, 17 - 19 de Novembro, pp. 735-742.
- Azevedo, D., et al., (2005), "*FRP Reinforcement - Experimental behaviour vs. actual design guidelines purposes*", 3rd International Conference CCC 2005 - Composites in Construction, Lyon, France, 11 - 13 de Julho, pp. 227-233.
- Baky, H.M.A., et al., (2005), "*Modelling of the flexural behaviour and debonding for FRP-strengthened concrete beams*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 139-145.
- Barros, J.A.O.d., et al., (2000), "*Comportamento de pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono*", Encontro Nacional de Betão Estrutural, Porto:FEUP pp. 393-402.
- Beber, A., (1999), "*Avaliação do Desempenho de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibra de Carbono*", Universidade Federal do Rio Grande do Sul, (UFRGS), Porto Alegre, Brasil.
- Bizindavyi, L. and Neale, K.W., (1999), "*Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete*", ASCE Journal of Composites for Construction, 3, 4, pp. 153-160.
- Blaschko, M. and Zilch, K., (1999), "*Rehabilitation of Concrete Structures with CFRP Strips Glued into silts*", 12º International Conference on Composite Materials, Paris.
- Blaschko, M., (1997), "*Strengthening with CFRP*", München Massivbau Seminar, München, Germany.
- Blaschko, M., et al., (1998), "*Bond Failure Modes of Flexural Members Strengthened with FRP*", Proceedings of the Second International Conference on Composites in Infrastructure, Tucson, Ariz., January 1998, pp. 315-327.

- Bogas, J.A.B.A., (2003), "*Reforço de estruturas de betão armado com sistemas de CFRP - modelos de dimensionamento e verificação de segurança*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Outubro.
- Bonaldo, E., et al., (2005), "*Steel fibre reinforced concrete and CFRP laminate strips for high effective flexural strengthening of RC slabs*", UM, Guimarães, October 2005, 103 pp.
- Brosens, K. and Van Gemert, D., (1997), "*Anchoring Stresses Between Concrete and Carbon Fibre Reinforced Laminates*", Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, October 1997, pp. 271-278.
- Brosens, K. and Van Gemert, D., (1998), "*Plate End Shear Design for External CFRP Laminates*", Proceedings of the Third International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, FRAMCOS-3, Gifu, Japan, October 12-16, pp. 1793-1804.
- Brosens, K. and Van Gemert, D., (1999), "*Stress Analysis in the Anchorage Zones of Externally Bonded CFRP Laminates*", International Conference on Infrastructure Regeneration and Rehabilitation "A vision for the next Millennium", Sheffield, England.
- Brosens, K., (2001), "*Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements*", Tese de Doutoramento, Katholieke Universiteit Leuven, Leuven, Bélgica, 225 pp.
- Broughton, J.G. and Hutchinson, A.R., (2005), "*A performance-based qualification scheme for composite materials systems to be used in the civil infrastructure*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 995-1002.
- Bulletin N°14, (2001), "*Externally Bonded FRP Reinforcement for RC*", FIB, Lausanne, Suíça, Julho.
- Buyukozturk, O. and Hearing, B., (1998), "*Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP*", Journal of Composites for Construction, Vol. 2, N° 3, August, pp. 138-144.
- 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.
- CAN/CSA S806, (2002), "*Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers*", C. S. Association, Rexdale, Canada.
- carbon and glass fibers*", 3rd Int. Symp. on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete
- 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.
- CNR (2004), "*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*", Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction of National Research Council, Rome, Italy.
- CNR-DT200, (2005), "*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures - Materials, RC and PC structures, masonry structures*", Italian National Research Council, Roma, 154 pp.
- Coccia, S., et al., (2004), "*Non linear analysis of r.c. beams strengthened with FRP: theoretical-numerical comparison*", Proceedings of the 1st International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration, Lecce, Italy, June, pp. 234-243.
- Colotti, V., et al., (2004), "*Structural model to predict the failure behaviour of plated reinforced concrete beams*", Journal of Composites for Construction, ASCE, vol. 8, No. 2, April 1st, pp. 104-121.

- Costeira Silva, P., et al., (2000), "*Análise do efeito de extremidade numa ligação colada tipo betão-aço ou betão-FRP*", Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas - REPAR, Lisboa, Junho de 2000, pp. 579-587.
- D0128, (1995), "*Nachträgliche verstärkung von bauwerken mit CFK-lamellen, reforço de estruturas por colagem de laminados de CFK (CFRP)*", Sociedade Suíça de Engenheiros e de Arquitectos, Zurich, Setembro.
- D0144, (1997), "*Erhaltung von betontragwerken, Conservação de estruturas de betão*", Sociedade Suíça de Engenharia e de Arquitectos, Zurich, 88 pp.
- D'Arga e Lima, J., et al., (1985), "*Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão*", Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 231 pp.
- David, E., et al., (1997), "*Repair and strengthening of reinforced concrete beams using composite materials*", 7th International Conference on Structural Faults and Repair, pp. 169-173.
- De Lorenzis, L., (2002), "*Strengthening of RC Structures with Near Surface Mounted FRP rods*", Tese de Doutoramento, Università degli Studi di Lecce, Lecce, 290 pp.
- Deurig, M., (1993), "*Strengthening of RC with prestressed fiber reinforced plastic sheets*", EMPA, Dübendorf, Switzerland.
- Dias, S., (2001), "*Verificação experimental do reforço com CFRP de estruturas de betão à flexão*", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- Dias, S., et al., (2000), "*Comportamento de faixas de laje reforçadas com sistemas compósitos de CFRP unidireccional*", REPAR 2000, Lisboa, 14 a 17 de Junho.
- Dias, S., et al., (2000a), "*Eficiência do reforço de vigas de betão armado com sistemas compósitos de CFRP unidireccionais*", Betão Estrutural 2000, Porto, 22 a 24 Novembro.
- DIBt, (1997), German Institute of Construction Technology "Authorisation No. Z-36.12-29" (em inglês).
- DIBt, (1998), German Institute of Construction Technology "Authorisation No. Z-36.12-54" (em inglês).
- DIBt, (2000a), German Institute of Construction Technology "Authorisation No. Z-36.12-32" (em inglês).
- DIBt, (2000b), German Institute of Construction Technology "Authorisation No. Z-36.12-57" (em inglês).
- Dimande, A.O. and Juvandes, L.F.P., (2002), "*Ensaios de Caracterização do Betão - Oficinas Porsche*", Relatório Técnico, LABEST, FEUP, Novembro.
- 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.
- ECP208, (2005), "*The Egyptian Fiber Reinforced Polymers (FRP) Code*".
- EN 1504, (2004), "*Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Parts 1 to 10*", CEN, Brussels.
- EN 1542, (1998), "*Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test Methods - Measurement of bond strength by pull-off*", European Standard, Bruxelas.
- Eurocódigo 0 (EC0), (2002), "*Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas*", Bruxelas, Bélgica, Abril.

- Eurocódigo 1 (EC1), (1994), "*Basis of design and actions on structures - Part 1: Basis of design. ENV 1991-1*", Bruxelas, Bélgica.
- Eurocódigo 2 (EC2), (2004), "*Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*", Abril.
- Fortes, A.S., et al., (2002), "*Vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP inseridos no betão de recobrimento*", UM.
- Garden, H.N., et al., (1997), "*A preliminary evaluation of carbon fibre reinforced polymer plates for strengthening reinforced concrete members*", Institution of Civil Engineering Structures and Buildings, 127-142 pp.
- Garden, H.N., et al., (1998), "*An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams*", Construction Building Materials 12, pp. 203-219.
- GICT, G.I.o.C.T., (1997), "*Strengthening of Reinforced Concrete and Prestress Concrete with Sika Carbo Dur Bonded Carbon Fibre Plates*", GICT, German Institute of Construction Technology, Berlin, Germany, November 1997, 12-29 pp.
- GTG 21, (1990), "*Redesign of concrete structures*", CEB, Novembro.
- Hankers, C., (1995), "*Zum Verbundverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung*", Dissertation, Heft, 202 pp.
- Holzenkämpfer, P., (1994), "*Ingenieurmodelle des verbundes geklebter bewehrung für betonbauteile*", TU Braunschweig, Braunschweig, Germany.
- Horiguchi, T. and Saeki, N., (1997), "*Effect of test methods and quality of concrete on bond strength of CFRP sheet*", Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), Japan pp. 265-270.
- ISIS DM 4, (2001), "*Design Manual 4 - Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*", Winnipeg, Canada.
- Janze, W., (1997), "*Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates*", PhD, TU, Delft, The Netherlands.
- Jensen, A.P., et al., (1999), "*On the Anchorage to Concrete of Sika Carbo Dur CFRP Strips: Free Anchorage Devices and Test Results*", International Congress "Creating with Concrete", Dundee, Scotland pp. 93-102.
- JPDPA, (1977 revised in 1999), "*Seismic Capacity Evaluation Standards and Guidelines for Seismic Rehabilitation of RC Buildings*", Japan Building Disaster Prevention Association.
- JPDPA, (1999), "*Seismic Retrofitting Design and Construction Guidelines for Existing Reinforced Concrete (RC) Buildings with FRP Materials*", Japan Building Disaster Prevention Association.
- JSCE, (1992), "*Application of Continuous Fiber Reinforcing Materials to Concrete Structures*", Japan Society of Civil Engineers, Sub-Committee on Continuous Fiber Reinforcement, Tokyo, Japan.
- JSCE, (1993), "*State-of-the-Art Report on Continuous Fiber Reinforcing Materials*", October.
- JSCE, (1997), "*Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures using Continuous Fiber Reinforcing Materials*".
- JSCE, (2000), "*Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of CFRP Sheet*", Tokyo, Japan.
- Juandes, L. and Figueiras, J.A., (2000), "*Conceitos de dimensionamento e segurança para projectos de reforço com sistemas compósitos de FRP*", Encontro Nacional Betão Estrutural 2000, FEUP, Porto, 22 a 24 Novembro, pp. 413-422.

- 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, pp. 400.
- Juvandes, L., et al., (1998), "*Performance of concrete beams strengthened with CFRP laminates*", 2nd International Conference on Composites in Infrastructure, pp. 126-137.
- Juvandes, L.F.P. and Marques, N.A., (2007), "*Reforço de Estruturas por Colagem Exterior de Sistemas Compósitos de FRP - Manual de Procedimentos e de Controlo de Qualidade para Construção*", publicação LEMC-JUV/003-2007, MOTA-ENGIL / LEMC, Outubro, 180 pp.
- Juvandes, L.F.P., (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.
- Juvandes, L.F.P., (2007), "*Reforço de Estruturas por Colagem Exterior de Sistemas Compósitos de FRP - Manual de Procedimentos e de Controlo de Qualidade para Construção - ANEXO - Sistemas comerciais de FRP em Portugal*", publicação LEMC-JUV/004-2007, MOTA-ENGIL / FEUP, Agosto, 175 pp.
- Kaiser, H. and Karbhari, V.M., (2002), "*Quality and Monitoring of Structural Rehabilitation Measures. Part 2: Review and Assessment of Non-destructive Testing (NDT) Techniques*", Report submitted to the Oregon Department of Transportation under contract number 18347, March.
- Kelley, P.L., et al., (2000), "*Design philosophy for structural strengthening with FRP*", Concrete International, vol. 22, nº 2, February, pp. 77-82.
- Khalifa, A. and Nanni, A., (2000), "*Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites*", Cement & Concrete Composites, vol. 22, issue 3, June, pp. 165-174.
- Khalifa, A., et al., (1998), "*Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members*", Journal of Composites for Construction, vol. 2, nº 4, November, pp. 195-202.
- Kotynia, R., (2005), "*Effectiveness of near surface mounted CFRP reinforcement for strengthening of reinforced concrete structures*", Cobrare 2005.
- Maeda, T., (1997), "*A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet*", 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan pp. 279-286.
- Malek, A., et al., (1998), "*Prediction of Failure Load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentrations at the Plate End*", ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 1, January-February, pp. 142-152.
- Mansur, M.A. and Islam, M.M., (2002), "*Interpretation of Concrete Strength for Non-standard*", Journal of Materials in Civil Engineering March - April.
- Matthys, S., (2000), "*Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement*", Doctoral thesis, Ghent University, Ghent.
- Mbt, B., (2003), "*Prontuário de fichas técnicas*", Bettor Mbt Portugal, Maio.
- MC90, (1993), "*CEB-FIP Model Code 1990, Design Code*", Lausanne, Switzerland.
- Meier, U. and Kaiser, H.P., (1991), "*Strengthening of structures with CFRP laminates*", Proc. ASCE Speciality Conf. on Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures, New York pp. 224-232.
- Meier, U., (1997), "*Repair using advanced composites*", International Conference of Composite Construction - Conventional and Innovative, IABSE, Innsbruck, Austria, Setembro, pp. 113-124.

MM6, (2005), "*Classification and Assessment of Composite Materials Systems for use in the Civil Infrastructure - CompClass*", D. o. T. a. I. (DTI).

Monteiro, L. and Gomes, A., (1999), "*Reforço à flexão de vigas de betão armado – modelos de dimensionamento e verificação de segurança*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Dezembro.

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.

Neubauer, U. and Rostasy, F.S., (1999), "*Bond Failure of Concrete Fiber Reinforced Polymer Plates at Inclined Cracks - Experimental and Fracture Mechanics Model*", 4th International Symposium "Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for R.C. Structures", Baltimore, USA, October 1999, pp. 369-381.

Neubauer, U. and Rostásy, F.S., (2001), "*Debonding mechanism and model for CFRP-plates as external reinforcement for concrete members*", Proceedings of the International Conference Composites in Constructions (CCC2001), Porto, Portugal, October, pp. 467-472.

Niedermeier, R., (2000), "*Zugkraftdeckung bei klebarmierten bauteilen (Envelope line of tensile forces while using externally bonded reinforcement)*", Tese de Doutoramento, TU Munchen, Munchen, Germany.

Niu, H. and Wu, Z., (2004), "*Optimization of FRP-concrete interface in FRP bonding technique*", Proceedings of the 1st International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration, Lecce, Italy, June, pp. 646-659.

No. 9344, Roberts, T.M. and Haji-Kazemi, H., (1989), "*Theoretical Study of the Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Externally Bonded Steel Plates*", Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 2, 39-55 pp.

Nr.1310, Zilch, K., et al., (1998), "*Bericht über versuche zum verstärken von betonbauteilen mit CFK (Test report on retrofitting concrete members with CFRP)*", Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau (In German).

Nsambu, R., (1997), "*Reforço à flexão de vigas de betão armado com laminado de fibras de carbono*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Dezembro, 155 pp.

Oehlers, D.J. and Moran, J.P., (1990), "*Premature failure of externally plated reinforced concrete beams*", ASCE Journal of Structural Engineering, 116, 4, pp. 978-995.

Paliga, C.M., et al., (2005), "*Finite element modeling of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber composites*", Proc. CCC2005 - Composites in Construction International Conference, Lyon, July, pp. 131-138.

Pham, H. and Al-Mahaidi, R., (2004), "*Assessment of Available Prediction Models for the Strength of FRP Retrofitted RC Beams*", Composite Structures, vol. 66, May, Elsevier.

Pichler, D., (1993), "*Die Wirkung van Anpressdrucken auf die Verankerung van Klebelanellen*", Dissertation, Technische Universität Innsbruck, Innsbruck.

Pinto, C., (2000), "*Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado Com Fibras de Carbono*", Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

prEN/ISO 8045, (1994), "*Testing Concrete - Nondestructive testing - Determination of rebound number*".

Quantril, R.J., et al., (1996a), "*Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: Part I*", Mag. Concrete Res.48(177), pp. 331-342.

- Raknes, E., (1971), "*Limning av tre*", colagem com madeira(em Norueguês)", Yrekesoppleneringsrådet for håndverk og industri, Universitetsforlaget, Edgar Högfelt A/S.
- Ranisch, E.H., (1982), "*Zur tragfähigkeit von verklebungen zwischen baustahl und beton - geklebte bewehrung*", Doctoral Thesis, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, iBMB, Helf 54, Germany.
- Ribeiro, S., et al., (2000), "*Reparação de estruturas de betão na normalização europeia*", Actas da Conferência Nacional REPAR 2000, LNEC, Lisboa, Junho, pp. 105-113.
- Ritchie, P.A., et al., (1991), "*External reinforcement of concrete beams using fibre reinforced plastics*", ACI Structural Journal88(4), pp. 490-500.
- Rodrigues, C.M.C., (2004), "*Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos*", Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Junho, 428 pp.
- Ross, C.A., et al., (1999), "*Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates*", ACI Structural Journal96(2), pp. 212-220.
- Rostasy, F.S. and Neubauer, U., (1998), "*S&P Clever Reinforcement Company - Expert Opinion N.º 98/0322*".
- RSAEEP, Decreto-Lei n.º 235/83, (1983), "*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*", 31 de Maio.
- Saadatmanesh, H. and Ehsani, M.R., (1990), "*Fiber Composite plates can strengthen beams*", Concrete International, vol. 12, n.º 3, March, pp. 65-71.
- Sika, (2002), "*Prontuário de fichas técnicas - Construir com segurança*", Sika, Indústria Química S.A.
- Silva, P.C., (1999), "*Modelação e Análise de Estruturas de Betão Reforçadas com FRP*", Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Junho, 254 pp.
- Silva, P.C., (2008), "*Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP*", dissertação apresentada para obtenção do grau de Doutor em Eng.ª Civil, DECivil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 350 pp.
- Silva, P.C., et al., (2000), "*Análise do Efeito de Extremidade numa Ligação Colada tipo Betão-Aço ou Betão-FRP*", Proc. Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas REPAR2000, Lisboa, Junho, pp. 579-587.
- Souza, R., (1990), "*Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal*", Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa.
- Spadea, G., et al., (1997), "*Strengthening and upgrading structures with bonded CFRP sheets: Design aspects for structural integrity*", 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, pp. 629-636.
- Structures (FRPRCS-3), Japão, Outubro, pp. 179-186.
- Täljsten, B. and Carolin, A., (2001), "*Concrete beams Strengthened with Near Surface Mounted CFRP Laminates*", FRPRCS-5, London pp. 107-116.
- Täljsten, B., (1994), "*Plate Bonding, Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fiber reinforced plastics*", Doctoral Thesis, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden.
- Täljsten, B., (2003), "*Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets*", February, 15-26 pp.

- Tan, K.H. and Mathivoli, M., (1999), "*Behaviour of preloaded reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber sheets*", 4th Int. Symp. of Fiber Reinforced Polymers Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, pp. 159-170.
- Toutanji, H. and Zhao, L., (2005), "*Review of design equations of beams externally strengthened with FRP composites*", International Workshop on Innovations in Material and Design of Civil Infrastructure, Cairo, Egypt, 28 - 29 December.
- TR-55, (2000), "*Guidance for Strengthening Concrete Structures using Fibre Composite Materials: acceptance, inspection and monitoring.*", Concrete Society, Crowthorne, UK.
- TR-57, (2003), "*Strengthening Concrete Structures using Fibre Composite Materials: acceptance, inspection and monitoring.*", Concrete Society, Crowthorne, UK.
- Travassos, N., (2005), "*Caracterização do comportamento da ligação CFRP-Betão*", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa, 290 pp.
- Triantafillou, T.C. and Antonopoulos, C.P., (2000), "*Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP*", Journal of Composites for Construction, vol. 4, nº 4, pp. 198-205.
- Triantafillou, T.C. and Plevris, N., (1992), "*Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber-composite materials.*", Materials and Structures, 25, pp. 201-211.
- Van Gemert, D., et al., (1999), "*Anchoring of Externally Bonded CFRP Reinforcement*", International Congress "Creating with Concrete", Dundee, Scotland pp. 81-92.
- Vogel, T. and Ulaga, T., (2003), "*Design concepts of the new Swiss code on externally bonded reinforcement*", Proceedings of the 6th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore, July, pp. 1415-1424.
- Volkersen, O., (1938), "*Die Nietkraft Verteilung in Zugbeanspruchten Nietverbindungen mit Konstanten Laschenquerschnitten*", Luftfahrtforschung, 41-47 pp.
- Watson Bowman Acme, C., (2002), "*Wabo MBrace Composite Strengthening System - Engineering Design Guidelines*", May 2002.
- Yamaguchi, T., et al., (1997), "*Creep rupture of FRP rods made of aramid, carbon and glass fibers*", 3rd Int. Symp. on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), Japão, Outubro, pp. 179-186.

Anexo A

Programas experimentais

Neste anexo A apresentam-se os programas experimentais em que se baseou a análise apresentada no capítulo 3 desta dissertação.

Inicialmente expõem-se através de tabelas os dados de cada programa experimental assim como os resultados experimentais observados. Nestas primeiras quatro tabelas, os modelos que contêm um asterisco junto da respectiva designação, são modelos com mecanismos exteriores de fixação. Em seguida é feita, recorrendo a tabelas, uma apresentação comparativa dos resultados experimentais observados com os resultados previstos adoptando diferentes critérios de cálculo.

A ordem de apresentação dos trabalhos tem em linha de conta a técnica de reforço aplicada assim como o tipo de elemento estrutural. Primeiramente começa-se por escolher modelos de betão armado reforçados pela técnica de colagem exterior (EBR), sendo os primeiros trabalhos referentes a modelos de laje e os seguintes referentes a modelos de viga. Em seguida são expostos modelos de betão armado reforçados pela técnica de reforço por inserção na camada de recobrimento (NSM), sendo os primeiros trabalhos referentes a modelos de laje e os seguintes referentes a modelos de viga. Nos modelos de viga, além do reforço com laminados, é também apresentado um trabalho com reforço de varões.

Os trabalhos experimentais escolhidos foram os seguintes:

- Programa experimental sobre faixas de laje de betão armado efectuado no LABEST na FEUP, por Juvandes (1999).
- Programa experimental sobre faixas de laje de betão armado efectuado no LABEST na FEUP, por Dias (2001).
- Programa experimental sobre lajes de betão armado, efectuado na *Technischen Universität Braunschweig* (TUB), *Braunschweig*, Alemanha por Rostasy et al. (1998).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado no LABEST na FEUP por Dias (2001).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Universiteit Gent* (UG), *Ghent*, Bélgica por Matthys (2000).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil por Pinto (2000).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado efectuado no LABEST na FEUP por Juvandes (1999).

- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na Universidade do Minho (UM) por Fortes (2002).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado no Instituto Superior Técnico (IST) por Travassos (2004).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brasil por Beber (1999).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Katholieke Universiteit Leuven* (KUL), *Heverlee*, Bélgica por Brosens (2001).
- Programa experimental sobre lajes de betão armado, efectuado na Universidade do Minho (UM) por Bonaldo et al. (2005).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Technical University of Lodz* (TUL), *Lodz*, Polónia por Kotynia (2005).
- Programa experimental sobre vigas de betão armado, efectuado na *Università degli Studi di Lecce* (UDSL), *Lecce*, Itália por De Lorenzis (2002).

Muitos outros trabalhos experimentais foram consultados, mas escolheram-se estes por possibilitarem uma análise comparativa de vários parâmetros e por ter sido possível aceder à informação completa sobre as variáveis necessárias para o cálculo analítico relacionadas com características dos materiais, geometria dos protótipos, condições de apoio, disposição do carregamento, etc.

Na apresentação dos programas experimentais inclui-se apenas as características essenciais para a análise comparativa. Para uma informação mais detalhada, aconselha-se a consulta dos documentos originais.

Faz-se ainda referência aos modos de ruína observados experimentalmente e aos previstos analiticamente utilizando-se as seguintes siglas:

- FD – “*FRP debonding*”: Modo de ruína prematuro. Engloba os modos de ruína em que se verificou descolamento do sistema compósito antes que a capacidade resistente de qualquer dos materiais (FRP ou betão) tenha sido atingida. Junto com o compósito, destaca-se uma fina camada de betão superficial.
- FDel – “*FRP delamination*”: Modo de ruína prematuro. Além do descolamento do FRP, acontece também arrancamento de uma camada de betão de dimensões apreciáveis agarrada ao laminado. Na maioria dos casos trata-se da camada de recobrimento, mas pode, por vezes, ser superior.

- FR – “*FRP rupture*”: Modo de ruína no qual se atinge a total capacidade resistente do sistema compósito. O FRP rompe por flexão / tracção sendo por isso atingida a capacidade resistente do material compósito.
- CC – “*Concrete crushing*”: Modo de ruína no qual se atinge a capacidade resistente à compressão do betão. O betão na camada mais comprimida da secção esmaga antes que a deformação no FRP atinja o valor limite.
- SY – “*Steel Yielding*”: Modo de ruína no qual se atinge a extensão de cedência do aço de armadura longitudinal.

Nas tabelas seguintes resumem-se as características dos modelos escolhidos em termos de geometria, propriedades dos materiais e resultados experimentais observados. As unidades estão especificadas em cada coluna. Para facilitar a rápida consulta, na coluna 2 aparecem as iniciais do autor bem como o ano da publicação do trabalho.

Autor	Modelo	Elemento estrutural de betão armado													Sistema de reforço CFRP					Resultados experimentais observados			
		b (cm)	h (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	f ^{ult} (MPa)	E _{max} (Gpa)	f _{crack} (MPa)	E _{crack} (Gpa)	f _{top} (MPa)	E _{top} (Gpa)	f _{top} (MPa)	E _{top} (Gpa)	E' _{top} (Gpa)	E ₁₁ (Gpa)	ε ₁₁ (%)	b ₁₁ (mm)	t ₁₁ (mm)	u ₁₁	u ₁₁	A ₁₁ (cm ²)	L (cm)	ε ₁₁ (%)
Juvandis	LC1S	44.0	8.10	0.848	0.000	65.60	39.81	635.6	225.3	0.0	0.0	160.0	20.0	16.0	1.200	2	1	0.384	1.60	10.32	9.38	FD	
Juvandis	LC2S	44.0	8.40	0.848	0.000	65.70	39.83	635.6	225.3	0.0	0.0	160.0	20.0	16.0	1.200	2	1	0.384	1.60	11.83	10.37	FD	
Dias	LA4S	44.0	8.0	0.848	0.000	60.30	38.83	635.6	225.3	0.0	0.0	160.0	20.0	16.0	1.200	2	1	0.384	1.60	9.67	8.41	FD	
Dias	LB2S	44.0	8.50	0.848	0.000	61.80	39.12	635.6	225.3	0.0	0.0	160.0	20.0	16.0	1.200	2	1	0.384	1.60	9.18	9.20	FD	
Dias	LD3BL	44.0	8.50	0.848	0.000	49.20	37.20	555.0	225.3	0.0	0.0	150.0	14.0	16.0	1.400	2	1	0.448	1.60	9.57	9.11	FD	
Dias	LD4BL	44.0	8.10	0.848	0.000	49.00	37.20	555.0	225.3	0.0	0.0	150.0	14.0	16.0	1.400	2	1	0.448	1.60	10.42	8.86	FD	
Dias	LE3I	44.0	8.20	0.848	0.000	50.20	37.20	555.0	225.3	0.0	0.0	160.0	15.0	16.0	1.400	2	1	0.448	1.60	8.58	8.46	FD	
Dias	LE4I	44.0	7.80	0.848	0.000	50.20	37.20	555.0	225.3	0.0	0.0	160.0	15.0	16.0	1.400	2	1	0.448	1.60	10.24	8.79	FD	
Routasy	P1	50.00	15.00	3.48	0.00	28.00	31.37	500.0	200.0	500.0	200.0	205.0	13.0	50.0	1.400	2	1	1.400	2.60	6.34	41.30	FD	
Routasy	P2	50.00	15.00	3.48	0.00	28.00	31.37	500.0	200.0	500.0	200.0	205.0	13.0	50.0	1.400	2	1	1.400	2.60	6.10	47.40	FD	
Juvandis	LC3R	44.0	8.10	0.848	0.000	65.80	39.85	635.6	225.3	0.0	0.0	230.0	15.0	140.0	0.111	1	2	0.311	1.60	10.92	10.75	FR	
Juvandis	LC4R	44.0	7.70	0.848	0.000	65.00	39.79	635.6	225.3	0.0	0.0	230.0	15.0	140.0	0.111	1	2	0.311	1.60	10.30	8.61	FR	
Dias	LA3R	44.0	7.60	0.848	0.000	60.20	38.81	635.6	225.3	0.0	0.0	230.0	15.0	140.0	0.111	1	2	0.311	1.60	11.14	8.74	FR	
Dias	LB1R	44.0	8.10	0.848	0.000	61.60	39.08	635.6	225.3	0.0	0.0	230.0	15.0	140.0	0.111	1	2	0.311	1.60	12.00	9.97	FR	
Dias	V4	12.0	18.0	1.005	0.000	41.0	31.10	533.0	210.0	0.0	0.0	200.0	11.0	20.0	1.400	1	1	0.280	1.80	6.87	14.71	FD	
Dias	V6*	12.0	18.0	1.005	0.000	41.0	31.10	533.0	210.0	0.0	0.0	200.0	11.0	20.0	1.400	1	1	0.280	1.80	7.21	15.30	FD	
MaritSY	BF2	20.0	45.0	8.042	0.000	36.30	33.67	590.0	200.0	0.0	0.0	159.0	18.5	100.0	1.200	1	1	1.200	3.80	6.70	231.25	CC após FD após SY	
MaritSY	BF3	20.0	45.0	8.042	0.000	34.90	33.26	590.0	200.0	0.0	0.0	159.0	18.5	100.0	1.200	1	1	1.200	3.80	7.20	232.50	CC após FD após SY	
MaritSY	BF4	20.0	45.0	8.042	0.000	30.80	32.16	590.0	200.0	0.0	0.0	159.0	18.5	100.0	1.200	1	1	1.200	3.80	6.80	230.25	CC após FD após SY	
MaritSY	BF5	20.0	45.0	8.042	0.000	37.40	33.89	590.0	200.0	0.0	0.0	159.0	18.5	100.0	1.200	1	1	1.200	3.80	5.70	221.25	CC após FD após SY	
MaritSY	BF6*	20.0	45.0	8.042	0.000	35.90	33.31	590.0	200.0	0.0	0.0	159.0	18.5	100.0	1.200	1	1	1.200	3.80	7.10	228.75	CC após FD após SY	
MaritSY	BF8	20.0	45.0	4.021	0.000	39.40	34.38	590.0	200.0	0.0	0.0	159.0	18.5	100.0	1.200	1	1	1.200	3.80	5.80	139.13	CC após SY	
Pinto	V1*	15.0	45.0	6.032	1.005	34.80	33.23	630.0	200.0	630.0	200.0	165.0	17.0	50.0	1.200	2	1	1.200	4.00	5.30	192.02	FD	
Pinto	V3*	15.0	45.0	6.032	1.005	38.30	34.11	630.0	200.0	630.0	200.0	165.0	17.0	50.0	1.200	3	1	1.800	4.00	5.43	205.52	FD	
Juvandis	B3*	7.5	15.0	0.141	1.508	41.80	33.70	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	6.35	20.83	Rutina interlaminar	
Juvandis	B5*	7.5	15.0	0.141	1.508	38.10	32.30	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	4.75	16.90	FD	
Juvandis	B7	7.5	15.0	0.141	1.508	36.00	31.70	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	4.38	16.35	Corte + rutina interlaminar	
Juvandis	B8*	7.5	15.0	0.141	1.508	36.00	31.70	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	4.84	17.55	CC + FD	
Juvandis	B9*	7.5	15.0	1.508	0.141	34.20	31.30	497.1	174.0	192.3	195.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	7.21	32.50	CC + FD	
Juvandis	B10*	7.5	15.0	0.141	1.508	34.20	31.30	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	4.97	16.51	Corte + FD	
Juvandis	B11	7.5	15.0	0.141	1.508	32.40	30.70	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	1.84	8.71	Corte	
Juvandis	B13*	7.5	15.0	0.141	1.508	41.90	33.70	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	3.64	13.54	Corte + FD	
Juvandis	C5	15.0	15.0	2.262	2.262	20.60	27.10	507.4	192.0	507.4	192.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.41	5.06	41.14	Corte + FD	
Juvandis	B1*	7.5	15.0	0.141	1.508	31.70	30.80	192.3	195.0	497.1	174.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.50	-	20.28	FD	
Juvandis	C1*	15.0	15.0	2.262	2.262	20.60	27.10	507.4	192.0	507.4	192.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.41	-	31.73	Corte + FD	
Juvandis	C2*	15.0	15.0	2.262	2.262	20.60	27.10	507.4	192.0	507.4	192.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.41	-	42.83	CC + FD	

U
L

V
A

Autor	Modelo	Elemento estrutural de betão armado										Sistema de reforço CFRP						Resultados experimentais observados				
		b (cm)	h (cm)	A _c (cm ²)	A _v (cm ²)	f ^{el} _{cm} (MPa)	E _{cm} (GPa)	f _{ysm} (MPa)	E _{ysm} (GPa)	F _{ysm} (kN)	E'ysm (GPa)	E _{ft} (GPa)	ε _{ft} (%)	b _{ft} (mm)	s _{ft} (mm)	n _{ft}	u _{ft}	A _{ft} (cm ²)	L (m)	ε _{ft} (%)	M _u (kN·m)	Modo de Ruptura
Juradas	C4*	15.0	15.0	2.262	2.262	20.60	27.10	507.4	192.0	507.4	192.0	160.0	20.0	50.0	1.200	1	1	0.600	1.41	-	49.37	FD
Fortes	VLC1	12.00	17.00	0.393	0.664	52.20	37.23	620.0	200.0	480.0	200.0	159.0	17.0	9.6	1.450	1	1	0.139	0.90	-	5.79	FD
Fortes	VLC2	12.00	17.00	0.664	0.664	52.20	37.23	480.0	200.0	480.0	200.0	159.0	17.0	9.6	1.450	2	1	0.278	0.90	-	12.53	FD
Fortes	VLC3	12.00	17.00	0.995	0.664	52.20	37.23	480.0	200.0	480.0	200.0	159.0	17.0	9.6	1.450	3	1	0.417	0.90	-	12.98	FD
Dias	V2	12.0	18.0	1.005	0.000	41.0	31.10	533.0	210.0	0.0	0.0	240.0	15.0	70.0	0.111	1	2	0.155	1.80	8.07	13.95	FD
Dias	V3*	12.0	18.0	1.005	0.000	41.0	31.10	533.0	210.0	0.0	0.0	240.0	15.0	70.0	0.111	1	2	0.155	1.80	8.07	14.87	FR
Travessas	A12	20.0	40.0	4.021	1.571	38.48	31.71	408.3	194.9	446.3	198.2	242.2	16.1	200.0	0.111	1	3	0.666	3.70	7.95	95.80	FD
Travessas	A14*	20.0	40.0	4.021	1.571	38.48	31.71	408.3	194.9	446.3	198.2	242.2	16.1	200.0	0.111	1	1	0.222	3.70	6.24	61.72	FR
Travessas	A32	20.0	40.0	4.021	1.571	38.48	31.71	408.3	194.9	446.3	198.2	242.2	16.1	200.0	0.111	1	3	0.666	3.70	7.20	92.49	FD
Travessas	A33*	20.0	40.0	4.021	1.571	38.48	31.71	408.3	194.9	446.3	198.2	242.2	16.1	200.0	0.111	1	1	0.222	3.70	3.16	60.39	FR
Travessas	A11	20.0	40.0	4.021	1.571	34.39	30.09	408.3	194.9	446.3	198.2	242.2	16.1	200.0	0.111	1	1	0.222	3.70	6.73	66.67	FR
Travessas	A21	20.0	40.0	9.425	6.283	34.39	30.09	529.5	194.8	529.5	194.8	242.2	16.1	200.0	0.111	1	1	0.222	3.70	9.16	174.06	FR
Travessas	A31	20.0	40.0	4.021	1.571	34.39	30.09	408.3	194.9	446.3	198.2	242.2	16.1	200.0	0.111	1	3	0.666	3.70	10.60	92.07	FD
Travessas	A34*	20.0	40.0	4.021	1.571	34.39	30.09	408.3	194.9	446.3	198.2	242.2	16.1	200.0	0.111	1	1	0.222	3.70	8.44	68.02	FR
Beber	VR3	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	1	0.111	2.35	5.57	25.53	SY
Beber	VR4	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	1	0.111	2.35	7.08	24.27	FR
Beber	VR5	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	4	0.444	2.35	7.05	40.01	FD
Beber	VR6	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	4	0.444	2.35	7.52	39.38	FD
Beber	VR7*	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	7	0.777	2.35	5.22	48.62	FD
Beber	VR8*	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	7	0.777	2.35	5.57	48.55	FD
Beber	VR9*	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	10	1.110	2.35	4.75	50.74	FD
Beber	VR10*	12.0	25.0	1.571	0.565	33.58	38.31	565.3	210.0	726.3	210.0	230.0	14.8	100.0	0.111	1	10	1.110	2.35	4.65	53.64	FD
Brosens	B1	12.50	22.5	1.005	0.565	41.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	27.93	FDel
Brosens	B2	12.50	22.5	1.508	0.565	46.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	33.10	FDel
Brosens	C1	12.50	22.5	1.508	0.565	43.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	30.30	FDel
Brosens	C2	12.50	22.5	1.508	0.565	43.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	29.70	FDel
Brosens	D1	12.50	22.5	1.508	0.565	38.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	29.90	FDel
Brosens	E1	12.50	22.5	1.508	0.565	33.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	30.33	FDel
Brosens	F1	12.50	22.5	1.288	0.565	43.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	26.38	FDel
Brosens	G1	12.50	22.5	2.073	0.565	43.0	34.10	400.0	200.0	400.0	200.0	235.0	15.1	75.0	0.167	1	2	0.251	1.50	-	35.20	FDel
MantãSY	BF9	20.0	45.0	4.021	0.000	33.70	32.94	590.0	200.0	0.0	0.0	233.0	12.5	100.0	0.111	1	2	0.222	3.80	10.00	119.75	CC após FD após SY
Fortes	VN61	12.00	17.00	0.393	0.664	52.20	37.23	620.0	200.0	480.0	200.0	240.0	15.4	100.0	0.111	1	1	0.111	0.90	-	6.45	FR
Fortes	VN62	12.00	17.00	0.664	0.664	52.20	37.23	480.0	200.0	480.0	200.0	240.0	15.4	100.0	0.111	1	2	0.222	0.90	-	11.93	FR
Fortes	VN63	12.00	17.00	0.995	0.664	52.20	37.23	480.0	200.0	480.0	200.0	240.0	15.4	100.0	0.111	1	3	0.333	0.90	-	13.10	FDel

		NSM																											
Autor	Modelo	Elemento estrutural de betão armado														Sistema de reforço CFRP						Resultados experimentais observados							
		b (cm)	h (cm)	A _c (cm ²)	A _s (cm ²)	F ^d _{on} (MPa)	E _{on} (Gpa)	f _{yon} (MPa)	E _{on} (Gpa)	F _{yon} (Mpa)	E' _{on} (Gpa)	E _{on} (Gpa)	f _{on} (MPa)	E _{on} (Gpa)	F _{on} (Mpa)	E' _{on} (Gpa)	E ₄₂ (Gpa)	ε ₄₂ (%)	b ₁₂ (mm)	t ₁₂ (mm)	n ₆₂	n ₆₃	n ₆₂	A ₆₂ (cm ²)	L (m)	ε ₆₀ (%)	M ₀ (kN.m)	Modo de Ruína	
Beirão	SL03S	30.0	8.0	0.565	0.000	43.00	35.23	548.9	217.3	0.0	0.0	156.1	18.5	9.4	1.40	2	1	0.263	1.80	14.10	7.31					1.80	14.10	7.31	SY
	SL04S	30.0	8.0	0.565	0.000	32.50	32.62	548.9	217.3	0.0	0.0	156.1	18.5	9.4	1.40	2	1	0.263	1.80	-	7.47					1.80	-	7.47	?
	SL06S	30.0	8.0	0.565	0.000	49.00	36.56	548.9	217.3	0.0	0.0	156.1	18.5	9.4	1.40	2	1	0.263	1.80	12.70	7.25					1.80	12.70	7.25	SY
Forés	V1R1	10.0	17.0	0.565	1.005	46.10	35.93	750.0	200.0	300.0	200.0	158.8	17.0	9.6	1.45	1	1	0.139	1.50	15.50	12.68					1.50	15.50	12.68	Ensaio interrompido
	V2R2	10.0	17.7	0.848	1.005	46.10	35.93	750.0	200.0	300.0	200.0	158.8	17.0	9.6	1.45	2	1	0.278	1.50	12.80	19.73					1.50	12.80	19.73	FDal
	V3R2	10.0	17.5	1.068	1.005	46.10	35.93	500.0	200.0	300.0	200.0	158.8	17.0	9.6	1.45	2	1	0.278	1.50	12.80	20.59					1.50	12.80	20.59	FDal
Koryuín	V4R3	10.0	18.0	1.508	1.005	46.10	35.93	500.0	200.0	300.0	200.0	158.8	17.0	9.6	1.45	3	1	0.417	1.50	10.60	23.84					1.50	10.60	23.84	FDal
	A2	18.0	36.0	1.571	1.571	24.30	30.26	530.0	204.0	330.0	204.0	172.0	17.0	25.0	1.20	2	1	0.600	4.20	12.44	134.40					4.20	12.44	134.40	FD
	A4	18.0	36.0	1.571	1.571	24.80	30.41	530.0	204.0	330.0	204.0	172.0	17.0	25.0	1.20	2	2	1.200	4.20	9.12	182.00					4.20	9.12	182.00	FD
Koryuín	B2	18.0	34.0	1.571	1.571	26.50	30.93	530.0	204.0	330.0	204.0	172.0	17.0	25.0	1.20	2	1	0.600	4.20	13.66	134.40					4.20	13.66	134.40	FD
	B4	18.0	34.0	1.571	1.571	26.10	30.81	530.0	204.0	330.0	204.0	172.0	17.0	25.0	1.20	2	2	1.200	4.20	11.12	182.00					4.20	11.12	182.00	FD
	V1I1	12.00	17.00	0.393	0.664	52.20	37.23	620.0	200.0	480.0	200.0	158.8	17.0	9.6	1.45	1	1	0.139	0.90	-	11.99					0.90	-	11.99	FDal
Forés	V1I2	12.00	17.00	0.664	0.664	52.20	37.23	480.0	200.0	480.0	200.0	158.8	17.0	9.6	1.45	2	1	0.278	0.90	-	14.00					0.90	-	14.00	FDal
	V1I3	12.00	17.00	0.995	0.664	52.20	37.23	480.0	200.0	480.0	200.0	158.8	17.0	9.6	1.45	3	1	0.417	0.90	-	14.49					0.90	-	14.49	FDal
	BR1a	20.00	40.00	3.079	2.262	15.00	27.02	496.0	200.0	435.0	200.0	130.0	18.0	8.0	6.28	1	1	0.503	4.00	7.25	148.23					4.00	7.25	148.23	CC após SY
De Lorenzín	BR1b	20.00	40.00	5.089	2.262	15.00	27.02	510.0	200.0	435.0	200.0	130.0	18.0	8.0	6.28	1	1	0.503	4.00	10.63	218.93					4.00	10.63	218.93	CC após SY
	BR2a	20.00	40.00	3.079	2.262	15.00	27.02	496.0	200.0	435.0	200.0	130.0	18.0	8.0	6.28	2	1	0.503	4.00	7.25	170.28					4.00	7.25	170.28	CC após SY
	BR2b	20.00	40.00	5.089	2.262	15.00	27.02	510.0	200.0	435.0	200.0	130.0	18.0	8.0	6.28	2	1	0.503	4.00	7.10	236.95					4.00	7.10	236.95	CC após SY

Laies

Viajes

Da Tabela A-1 à Tabela A-17, são apresentados, no que diz respeito à extensão do FRP (ϵ_{fu}), momento na rotura (M_u) e modo de ruína, os resultados experimentais observados e ainda os resultados que seriam de prever adoptando as filosofias de cálculo sugeridas nas propostas regulamentares da FIB e ACI.

- Programa experimental sobre lajes de betão armado de Juvandes (1999)

Tabela A-1 – Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
LC1S	10.32	9.38	FD	10	8.26	FR	20	13.02	FR	7.81	6.63	FR	7.19	FR
LC2S	11.83	10.37	FD	10	8.60	FR	20	13.54	FR	7.81	6.91	FR	7.49	FR
LC3R	10.92	10.75	FR	7.5	7.61	FR	15	11.81	FR	13.5	9.80	FR	10.92	FR
LC4R	10.3	8.61	FR	7.5	7.19	FR	15	11.18	FR	13.5	9.27	FR	10.33	FR

- Programa experimental sobre lajes de betão armado de Dias (2001)

Tabela A-2 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
LA4S	9.67	8.41	FD	10	8.15	FR	20	12.84	FR	7.81	6.54	FR	7.09	FR
LB2S	9.18	9.2	FD	10	8.71	FR	20	13.72	FR	7.81	7	FR	7.59	FR
LD3BL	9.57	9.11	FD	7	7.00	FR	14	10.86	FR	7.14	6.51	FR	7.10	FR
LD4BL	10.42	8.86	FD	7	6.63	FR	14	10.30	FR	7.14	6.17	FR	6.62	FR
LE3I	8.58	8.46	FD	7.5	7.25	FR	15	11.46	FR	6.7	6.25	FR	6.81	FR
LE4I	10.24	8.79	FD	7.5	6.86	FR	15	10.85	FR	6.7	5.90	FR	6.44	FR
LA3R	11.14	8.74	FR	7.5	7.09	FR	15	11.02	FR	13.5	9.13	FR	10.18	FR
LB1R	12.00	9.97	FR	7.5	7.61	FR	15	11.81	FR	13.5	9.80	FR	10.92	FR

- Programa experimental sobre lajes de betão armado de Rostásy et al. (1998)

Tabela A-3 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (‰)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
P1	6.34	41.3	FD	6.5	39.15	FR	11.11	51.52	CC	7.14	37.66	FR	40.73	FR
P2	6.10	47.4	FD	6.5	45.49	FR	9.67	56.78	CC	5.23	37.56	FR	40.62	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Dias (2001)

Tabela A-4 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (‰)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
V2	8.07	13.95	FD	7.5	12.70	FR	15	17.37	FR	13.5	15.08	FR	16.35	FR
V3	8.07	14.87	FR	7.5	12.70	FR	15	17.37	FR	13.5	15.08	FR	16.35	FR
V4	6.87	14.71	FD	5.5	13.03	FR	11	18.21	FR	5.36	12.17	FR	12.93	FR
V6	7.21	15.3	FD	5.5	13.03	FR	11	18.21	FR	5.36	12.17	FR	12.93	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Matthys (2000)

Tabela A-5 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (‰)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (‰)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
BF2	6.7	231.25	FD	9.25	248.06	FR	10.35	255.82	CC	7.86	225.83	FR	234.82	FR
BF3	7.2	232.5	FD	9.25	246.80	FR	9.91	252.42	CC	7.84	224.05	CC	232.96	CC
BF4	6.8	230.25	FD	8.75	239.52	CC	8.75	239.52	CC	6.91	214.40	CC	222.14	CC
BF5	5.7	221.25	FD	9.03	247.56	CC	9.03	247.56	CC	6.74	220.17	CC	227.94	CC
BF6	7.2	228.75	FD	9.25	247.6	FR	10.19	254.19	CC	7.86	225.24	FR	234.21	FR
BF8	5.8	139.13	FD	9.25	166.52	FR	15.41	213.28	CC	7.86	145.46	FR	154.89	FR
BF9	10.0	119.75	FD	6.25	105.97	FR	12.5	120.99	FR	11.25	114.14	FR	117.84	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Pinto (2000)

Tabela A-6 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais				FIB						ACI			
					Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2	
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
V1	5.2	192.02	FD	8.17	204.13	CC	8.17	204.13	CC	6.17	179.08	CC	186.38	CC
V3	5.43	205.52	FD	7.72	230.34	CC	7.72	230.34	CC	5.90	196.9	CC	207.35	CC
V5	4.57	225.77	CC	6.01	236.56	CC	6.01	236.56	CC	4.69	197.92	CC	210.76	CC

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Juvandes (1999)

Tabela A-7 – Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais				FIB						ACI			
					Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2	
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
B.1	-----	20.28	FD	10.00	14.32	FR	13.66	19.27	CC	7.81	9.68	FR	11.26	FR
B.3	6.35	20.83	Inter-laminar	10.00	14.31	FR	15.02	21.13	CC	7.81	9.67	FR	11.26	FR
B.5	4.75	16.90	FD	10.00	14.31	FR	14.54	20.47	CC	7.81	9.67	FR	11.26	FR
B.7	4.58	16.25	Corte+Inter-laminar	10.00	14.32	FR	14.26	20.08	CC	7.81	9.68	FR	11.26	FR
B.8	4.84	17.55	CC+FD	10.00	14.32	FR	14.26	20.08	CC	7.81	9.68	FR	11.26	FR
B.9	7.21	32.50	CC+FD	5.33	14.26	CC	5.33	14.26	CC	4.76	12.37	CC	13.21	CC
B.10	4.97	16.51	Corte+FD	10.00	14.32	FR	14.01	19.75	CC	7.81	9.68	FR	11.26	FR
B.11	1.84	8.71	Corte	10.00	14.32	FR	13.76	19.41	CC	7.81	9.80	FR	11.26	FR
B.13	3.64	13.54	Corte+FD	10.00	14.31	FR	15.03	21.15	CC	7.81	9.67	FR	11.26	FR
C.1	-----	37.73	Corte+FD	10.00	27.10	FR	10.08	27.19	CC	7.81	22.67	FR	24.18	FR
C.2	-----	42.83	CC+FD	10.00	27.10	FR	10.08	27.19	CC	7.81	22.67	FR	24.18	FR
C.4	-----	49.37	FD	10.00	27.10	FR	10.08	27.19	CC	7.81	22.67	FR	24.18	FR
C.5	5.06	41.14	Corte+FD	10.00	27.10	FR	10.08	27.19	CC	7.81	22.67	FR	24.18	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Fortes (2002)

Tabela A-8 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
VLC1	----	5.79	FD	8.5	6.66	FR	17.00	9.83	FR	6.51	5.58	FR	5.93	FR
VLC2	----	12.53	FD	8.5	10.76	FR	17.00	16.99	FR	6.51	8.61	FR	9.31	FR
VLC3	----	12.98	FD	8.5	15.96	FR	17.00	24.94	FR	6.51	12.74	FR	13.78	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Travassos (2005)

Tabela A-9 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais				FIB						ACI			
					Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2	
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
A12	7.95	95.8	FD	8.05	100.75	FR	16.1	147.95	FR	12.93	117.36	FR	129.02	FR
A32	7.2	92.49	FD	8.05	100.75	FR	16.1	147.95	FR	12.93	117.36	FR	129.02	FR
A14	6.24	61.72	FR	8.05	69.15	FR	16.1	86.48	FR	14.49	78.4	FR	82.84	FR
A33	3.16	60.39	FR	8.05	69.15	FR	16.1	86.48	FR	14.49	78.4	FR	82.84	FR
A11	6.73	66.67	FR	8.05	68.88	FR	16.1	85.93	FR	14.49	77.91	FR	82.34	FR
A34	8.44	68.02	FR	8.05	68.88	FR	16.1	85.93	FR	14.49	77.91	FR	82.34	FR
A21	9.16	174.06	FR	8.05	165.62	FR	13.56	176.34	CC	10.56	165.67	CC	168.75	CC
A31	10.6	92.07	FD	8.05	100.28	FR	16.07	146.61	CC	12.93	116.25	FR	127.82	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Beber (2001)

Tabela A-10 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
VR3	5.569	25.53	SY	7.39	23.41	FR	14.78	27.96	FR	13.3	25.77	FR	26.96	FR
VR4	7.08	24.27	FR	7.39	23.41	FR	14.78	27.96	FR	13.3	25.77	FR	26.96	FR
VR5	7.05	40.01	FD	7.39	35.97	FR	12.05	46.38	CC	10.04	38.03	CC	41.50	CC
VR6	7.52	39.3	FD	7.39	35.97	FR	12.05	46.38	CC	10.04	38.03	CC	41.50	CC
VR7	5.22	48.62	FD	7.39	47.88	FR	9.26	54.87	CC	7.79	44.15	CC	48.74	CC
VR8	5.57	48.55	FD	7.39	47.88	FR	9.26	54.87	CC	7.79	44.15	CC	48.74	CC
VR9	4.75	50.74	FD	7.39	59.20	FR	7.73	60.94	CC	5.88	45.83	FR	50.75	FR
VR10	4.65	53.64	FD	7.39	59.20	FR	7.73	60.94	CC	5.88	45.83	FR	50.75	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Brosens

Tabela A-11 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_r (kN.m)	Modo ruína	M_r (kN.m)	Modo ruína
A1	----	27.93	FDel	7.55	16.8	FR	15.1	26.15	FR	13.03	21.11	FR	23.55	FR
B1	----	33.1	FDel	7.55	20.43	FR	15.1	29.77	FR	13.03	24.7	FR	27.13	FR
C1	----	30.3	FDel	7.55	20.39	FR	15.1	29.65	FR	13.03	24.61	FR	27.03	FR
C2	----	29.7	FDel	7.55	20.39	FR	15.1	26.65	FR	13.03	24.61	FR	27.03	FR
D1	----	29.9	FDel	7.55	20.30	FR	15.1	29.42	FR	13.03	24.40	FR	26.81	FR
E1	----	30.33	FDel	7.55	20.18	FR	15.1	29.14	FR	13.00	24.07	CC	26.44	CC
F1	----	26.38	FDel	7.55	18.85	FR	15.1	28.17	FR	13.03	23.12	FR	25.56	FR
G1	----	35.2	FDel	7.55	24.28	FR	15.1	33.39	FR	13.03	28.34	FR	30.74	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Fortes (2002)

Tabela A-12 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
VM1	----	6.45	FR	7.7	6.93	FR	15.40	10.39	FR	13.86	8.79	FR	9.70	FR
VM2	----	11.93	FR	7.7	11.29	FR	15.40	18.07	FR	13.86	14.91	FR	16.70	FR
VM3	----	13.10	FDel	7.7	16.74	FR	15.40	26.49	FR	13.86	21.86	FR	24.49	FR

- Programa experimental sobre lajes de betão armado de Bonaldo (2005)

Tabela A-13 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
SL03S	14.10	7.31	SY	9.25	4.47	FR	18.50	7.12	FR	6.86	3.46	FR	3.76	FR
SL04S	-----	7.47	----	9.25	4.47	FR	17.07	6.60	CC	6.86	3.44	FR	3.74	FR
SL08S	12.70	7.25	SY	9.25	4.47	FR	18.50	7.17	FR	6.86	3.47	FR	3.77	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Fortes (2002)

Tabela A-14 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
V1R1	15.5	12.68	-----	8.5	8.70	FR	17	11.65	FR	6.51	7.66	FR	8.00	FR
V2R2	12.8	19.73	FDel	8.5	14.91	FR	15.62	19.68	CC	6.51	12.74	FR	13.43	FR
V3R2	12.8	20.59	FDel	8.5	13.36	FR	16.23	18.50	CC	6.51	11.21	FR	11.90	FR
V4R3	10.6	23.84	FDel	8.5	19.56	FR	13.04	24.07	CC	6.51	16.34	FR	17.38	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Kotynia (2005)

Tabela A-15 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
A2	12.44	134.4	FD	8.50	52.30	FR	17.00	81.45	FR	7.27	44.35	FR	48.06	FR
A4	9.12	182.0	FD	8.50	80.30	FR	12.95	108.79	CC	3.63	43.55	FR	47.20	FR
B2	13.66	134.4	FD	8.50	50.70	FR	17.00	78.23	FR	7.27	43.20	FR	46.69	FR
B4	11.12	182.0	FD	8.50	77.06	FR	12.89	103.52	CC	3.63	42.41	FR	45.85	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de Fortes (2002)

Tabela A-16 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
VLI1	----	11.99	FDel	8.5	6.58	FR	17.00	9.66	FR	6.51	5.52	FR	5.86	FR
VLI2	----	14.00	FDel	8.5	10.59	FR	17.00	16.64	FR	6.51	8.50	FR	9.18	FR
VLI3	----	14.49	FDel	8.5	15.71	FR	17.00	24.40	FR	6.51	9.18	FR	12.58	FR

- Programa experimental sobre vigas de betão armado de De Lorenzis (2002)

Tabela A-17 - Resultados experimentais *versus* propostas normativas

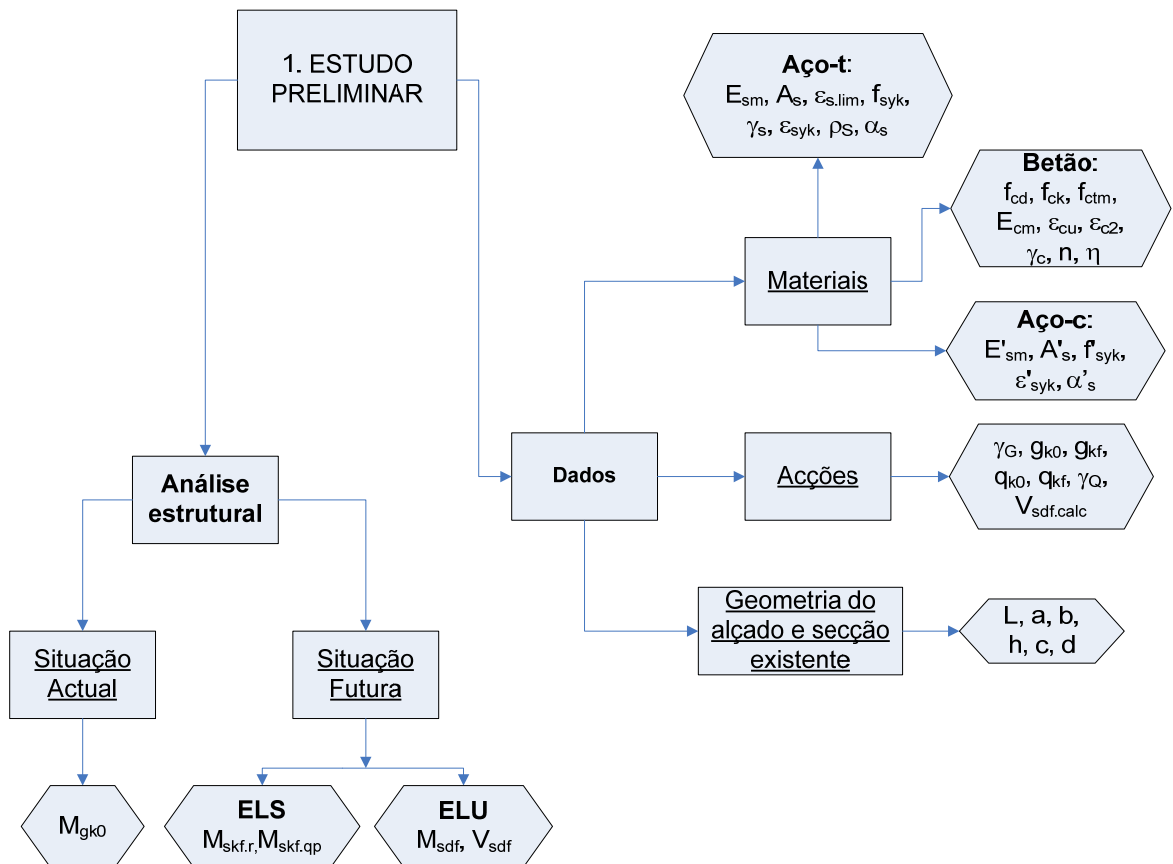
Modelo	Experimentais			FIB						ACI				
				Crit.1			Crit.2			Crit.1		Crit.2		
	ϵ_{fu} (%)	M_u (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	ϵ_f (%)	M_R (kN.m)	Modo ruína	M_R (kN.m)	Modo ruína
BR1-a	7.25	148.23	FD	9.0	76.60	FR	16.92	95.63	CC	1.84	39.85	FR	40.52	FR
BR2-a	7.25	218.93	CC	9.0	97.75	FR	12.22	111.92	CC	1.84	43.44	FR	44.76	FR
BR1-b	10.63	170.28	FD	9.0	110.88	FR	10.96	115.11	CC	1.84	61.51	FR	62.16	FR
BR2-b	7.10	236.95	CC	8.73	128.23	CC	8.73	128.23	CC	1.84	64.91	FR	66.20	FR

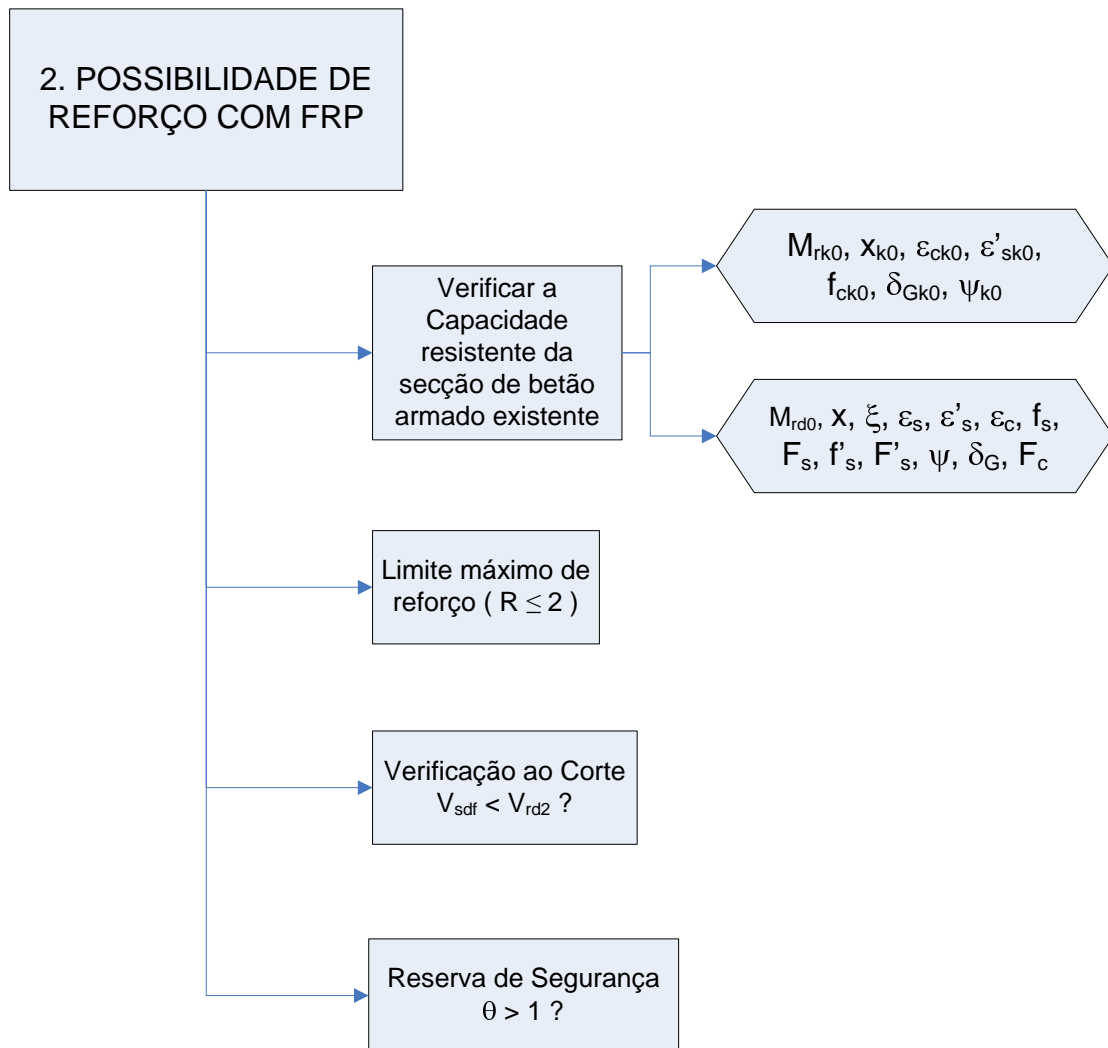
Anexo B

Fluxogramas dos módulos de cálculo

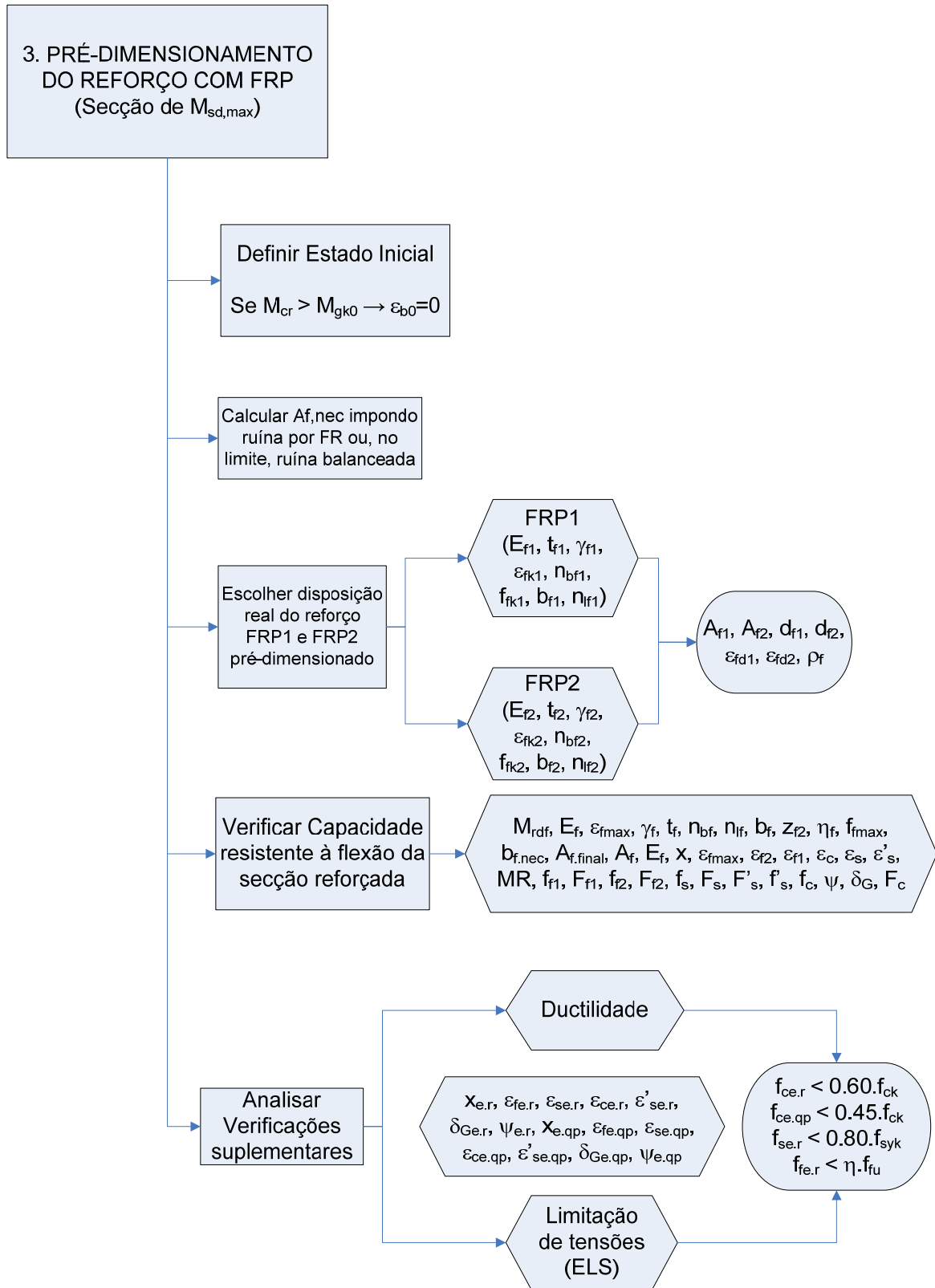
Este anexo contém os fluxogramas dos módulos que constituem a folha de cálculo apresentada no capítulo 4. Através da observação destes fluxogramas, é possível perceber a ordem dos cálculos e as variáveis envolvidas em cada fase.

Módulo 1 – ESTUDO PRELIMINAR

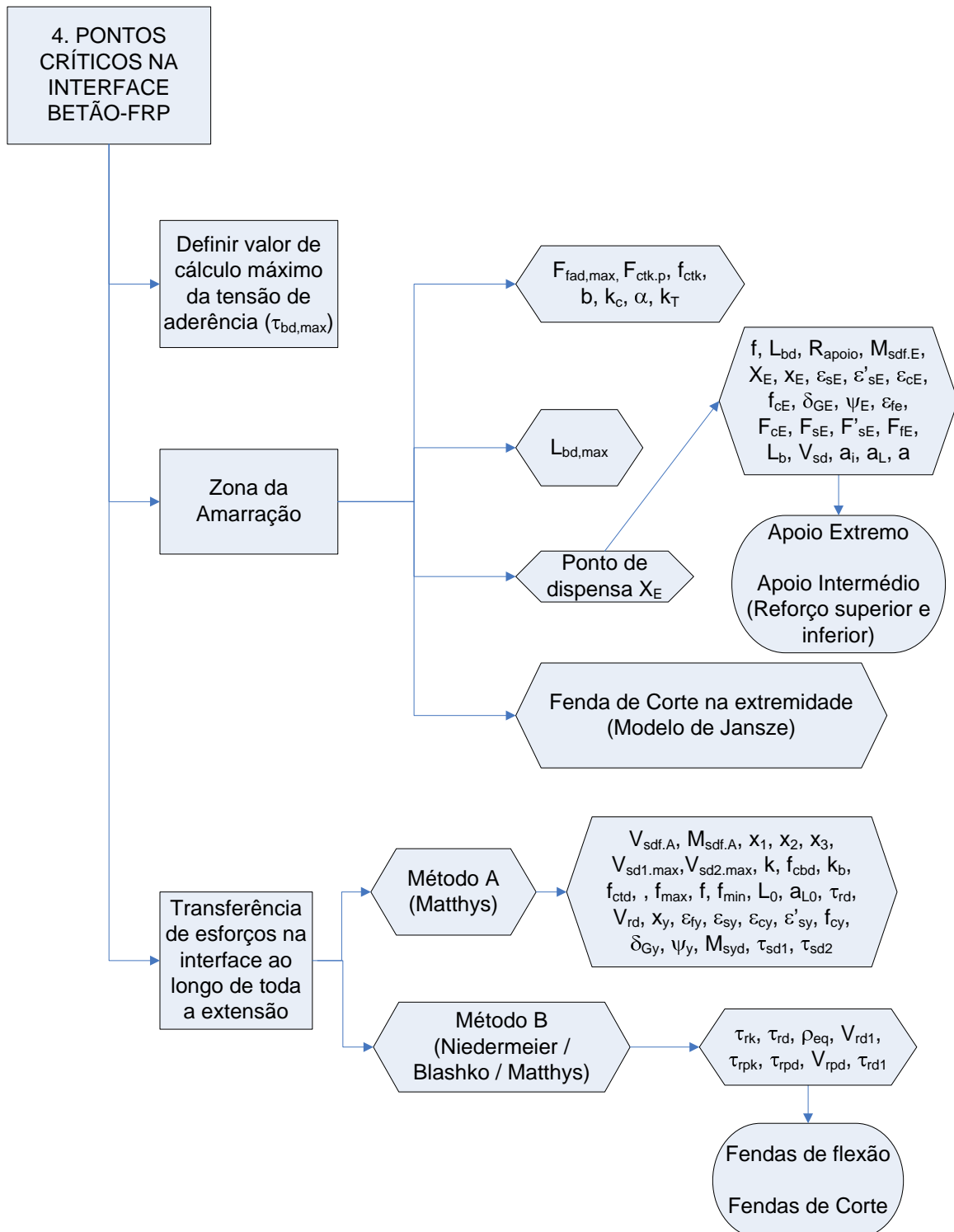


Módulo 2 – POSSIBILIDADE DE REFORÇO

Módulo 3 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM FRP (Secção de $M_{sd,max}$)



Módulo 4 – CONTROLO DOS PONTOS CRÍTICOS NA INTERFACE BETÃO-FRP



Anexo C

Tabelas de dados e resultados dos módulos de cálculo

O anexo C contém tabelas com os dados e resultados que são possíveis extrair da folha de cálculo desenvolvida nesta dissertação. Estas tabelas podem ser usadas para organizar os cálculos ao utilizar uma folha de cálculo semelhante à usada nesta dissertação. No módulo 2 não existe tabela de dados pois trata-se de um módulo em que só se extraem conclusões. Os dados necessários já terão sido incluídos no módulo 1.

Módulo 1 – ESTUDO PRELIMINAR

Dados necessários para o Módulo 1

b (cm)		f_{syk} (MPa)
h (cm)		f'_{syk} (MPa)
d (cm)		$\epsilon_{s,lim}$ (‰)
c (cm)		γ_s
a' (cm)		γ_G
L (m)		g_{k0} (kN/m)
A_s (cm ²)		g_{kf} (kN/m)
$A_{s'}$ (cm ²)		γ_Q
f_{ck} (MPa)		q_{k0} (kN/m)
ϵ_{cu} (‰)		q_{kf} (kN/m)
ϵ_{c2} (‰)		M_{gk0} (kN.m)
n		$M_{skf,r}$ (kN.m)
η		$M_{skf,qp}$ (kN.m)
γ_c		M_{sdf} (kN.m)
E_{sm} (GPa)		V_{sdf} (kN)
E'_{sm} (GPa)		$V_{sdf,calc}$ (kN)

Resultados extraídos do Módulo 1

ρ_s (‰)		ϵ_{syk} (‰)
f_{cd} (MPa)		ϵ'_{syk} (‰)
f_{ctm} (MPa)		α_s
E_{cm} (GPa)		α'_s

Módulo 2 – POSSIBILIDADE DE REFORÇO

Resultados extraídos do Módulo 2

x_{k0} (cm)		F_s (kN)
ε_{ck0} (‰)		f'_s (MPa)
ε'_{sk0} (‰)		F'_s (kN)
f_{ck0} (MPa)		f_c (MPa)
δ_{Gk0}		ψ
Ψ_{k0}		δ_G
M_{rk0} (kN.m)		F_c (kN)
x (cm)		M_{rd0} (kN.m)
ξ		$M_{e.n.0}$ (kN.m)
ε_s (‰)		R
ε'_s (‰)		v
ε_c (‰)		V_{rd2} (kN)
f_s (MPa)		θ

Módulo 3 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO CFRP (Secção de $M_{sdf,max}$)

Dados necessários para o Módulo 3

M_{rdf} (kN.m)		t_{f1} (mm)
E_f (GPa)		n_{bf1}
ε_{fmax} (‰)		n_{lf1}
γ_f		E_{f2} (GPa)
t_f (mm)		γ_{f2}
n_{bf}		ε_{fk2} (‰)
n_{lf}		f_{fk2} (MPa)
b_f (mm)		b_{f2} (mm)
E_{f1} (GPa)		t_{f2} (mm)
γ_{f1}		n_{bf2}
ε_{fk1} (‰)		n_{lf2}
f_{fk1} (MPa)		z_{f2} (cm)
b_{f1} (mm)		η_f

Resultados extraídos do Módulo 3

M_{cr} (kN.m)		MR
x_0 (cm)		f_{f1} (MPa)
ε_{s0} (‰)		F_{f1} (kN)
ε'_{s0} (‰)		f_{f2} (MPa)
ε_{c0} (‰)		F_{f2} (kN)
f_{c0} (MPa)		f_s (MPa)
δ_{G0}		F_s (kN)
ψ_0		f'_s (MPa)
ε_{b0} (‰)		F'_s (kN)
f_{fmax} (MPa)		f_c (MPa)
$A_{f,nec}$ (cm ²)		ψ
$b_{f,nec}$ (mm)		δ_G
$A_{f,final}$ (cm ²)		F_c (kN)
b_f (mm)		M_{rdf} (kN.m)
t_f (mm)		ξ
n_{bf}		$x_{e,r}$ (cm)
n_{lf}		$\varepsilon_{fe,r}$ (‰)
E_f (GPa)		$\varepsilon_{se,r}$ (‰)
A_f (cm ²)		$\varepsilon_{ce,r}$ (‰)
ε_{fd1} (‰)		$\varepsilon'_{se,r}$ (‰)
A_{f1} (cm ²)		$f_{ce,r}$ (MPa)
d_{f1} (cm)		$\delta_{Ge,r}$
ε_{fd2} (‰)		$\psi_{e,r}$
A_{f2} (cm ²)		$f_{se,r}$ (MPa)
d_{f2} (cm)		$f_{fe,r}$ (MPa)
ρ_f (%)		$x_{e,qp}$ (cm)
x (cm)		$\varepsilon_{fe,qp}$ (‰)
ε_{fmax} (‰)		$\varepsilon_{se,qp}$ (‰)
ε_{f2} (‰)		$\varepsilon_{ce,qp}$ (‰)
ε_{f1} (‰)		$\varepsilon'_{se,qp}$ (‰)
ε_c (‰)		$f_{ce,qp}$ (MPa)
ε_s (‰)		$\delta_{Ge,qp}$
ε'_s (‰)		$\psi_{e,qp}$

Módulo 4 – CONTROLO DOS PONTOS CRÍTICOS NA INTERFACE BETÃO-FRP

Dados necessários para o Módulo 4

$f_{ctk,p}$ (MPa)		L_b (cm)
f_{ctk} (MPa)		V_{sd} (kN)
b (mm)		a_i (cm)
k_c		a_L (cm)
α		a (m)
k_T		$V_{sdf,A}$ (kN)
$F_{fad,max}$ (kN)		$M_{sdf,A}$ (kN.m)
A_s (cm ²)		x_1 (m)
f (cm)		x_2 (m)
L_{bd} (cm)		x_3 (m)
R_{apoio} (kN)		$V_{sd1,max}$ (kN)
$M_{sdf,E}$ (kN.m)		$V_{sd2,max}$ (kN)
X_E (m)		k

Resultados extraídos do Módulo 4

f_{cbd} (MPa)		a_{L0} (cm)
k_b		τ_{rd} (MPa)
f_{ctd} (MPa)		V_{rd} (kN)
$F_{fad,max}$ (kN)		x_y (cm)
$L_{bd,max}$ (cm)		ε_{fy} (‰)
X_E (m)		ε_{sy} (‰)
x_E (cm)		ε_{cy} (‰)
ε_{sE} (‰)		ε'_{sy} (‰)
ε'_{sE} (‰)		f_{cy} (MPa)
ε_{cE} (‰)		δ_{Gy}
f_{cE} (MPa)		ψ_y
δ_{GE}		M_{syd} (KN.m)
ψ_E		τ_{sd1} (MPa)
ε_{fE} (‰)		τ_{sd2} (MPa)
F_{cE} (kN)		τ_{rk} (MPa)
F_{sE} (kN)		τ_{rd} (MPa)
F'_{sE} (kN)		ρ_{eq} (%)
F_{fE} (kN)		V_{rd1} (kN)
f_{max} (cm)		τ_{rpK} (MPa)
f (cm)		τ_{rpd} (MPa)
f_{min} (cm)		V_{rpd} (kN)
L_0 (cm)		τ_{rd1} (MPa)