

REPARAÇÃO, REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

ÁLVARO FERNANDO VIEIRA DA SILVA SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

SETEMBRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais, irmãs e à Margarida

O ignorante afirma, o sábio dúvida e o sensato reflecte

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Adão da Fonseca, orientador científico deste trabalho, desejo manifestar a minha gratidão pela disponibilidade, confiança, entusiasmo e ensinamentos prestados ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

À SOPSEC.SA, nas pessoas do Eng.º Diogo Leite e Eng.º Hipólito Sousa, agradeço a flexibilidade horária permitida na recta final de conclusão desta tese.

Agradeço ao Professor José Sena Cruz pela revisão da tese, pelos melhoramentos sugeridos e pela disponibilidade demonstrada em ajudar na versão final desta tese.

Agradeço aos meus pais e à minha irmã Nídia pelo apoio constante que me têm dado ao longo da minha vida e que mais uma vez se fez sentir durante a realização desta tese.

Por fim, agradeço a ti Margarida, simplesmente por teres estado sempre ao meu lado desde o primeiro ao último minuto, dando-me apoio moral, entusiasmo, força e esperança, sem a qual não teria com toda a certeza concluído este trabalho.

RESUMO

O mercado da reabilitação de estruturas em Portugal tem vindo a evoluir favoravelmente ao longo dos últimos anos, não só devido à crescente tomada de consciência das entidades competentes da necessidade de intervir num parque habitacional português cada vez mais deteriorado, mas também como resultado de uma política estruturante que visa estimular o mercado da reabilitação, tendo em conta o seu elevado potencial de crescimento e o carácter dinamizador que poderia imprimir no sector da construção.

Uma intervenção de reabilitação pode passar por uma simples reparação, com o objectivo de repor as condições iniciais de segurança da estrutura, ou por uma intervenção mais profunda que inclui a primeira e adicionalmente outras medidas de reforço que visam elevar os níveis de segurança da estrutura às exigências actuais.

A caracterização do tipo de intervenção requer um conhecimento pormenorizado da estrutura existente, não só ao nível do seu estado de degradação, bem como do seu comportamento estrutural.

Desta forma, o projecto de reabilitação de estruturas de betão armado apresenta algumas particularidades tendo em conta a especificidade do objecto tratado. A definição de uma metodologia de abordagem a um projecto desta natureza, assim como o conhecimento das matérias necessárias à sua prossecução são fundamentais para a qualidade do projecto.

Existe muita informação acerca do tema da reabilitação de estruturas de betão armado. Infelizmente escasseiam documentos onde toda essa informação venha apresentada de uma forma integrada e objectiva.

Atendendo ao referido nos parágrafos anteriores, procurou-se abordar neste trabalho as principais matérias que interessam ao projecto de reabilitação de estruturas de betão armado, nomeadamente as causas da degradação das estruturas de betão, os métodos de avaliação dessa mesma degradação, a definição das etapas de um projecto de reabilitação, e as técnicas de reparação e reforço.

PALAVRAS-CHAVE: Degradação de estruturas, Reparação, Reabilitação, Reforço, Estruturas de betão.

ABSTRACT

The rehabilitation of structures market in Portugal has evolved positively over the past few years, not only because of the growing awareness of the need to intervene in many degraded buildings, but also as a result of a structuring policy aimed at stimulating the rehabilitation market, taking into account its high growth potential and the economic benefit it would bring to the construction industry.

An rehabilitation intervention can go through a simple repair, in order to restore the original terms of safety parameters of the structure or, in a deeper perspective, may be necessary other measures aimed at raise the safety terms of the structures towards the current requirements.

The characterization of the type of intervention requires a detailed knowledge of the existing structure, not only in terms of its degradation state, but also its structural behaviour.

Thus, the rehabilitation of reinforced concrete structures project, has some peculiarities due to the characteristics of the treaty object. The definition of a methodology to approach a project of this nature, and the knowledge of the different matters related to this issue, are critical to the quality of the project.

There is lot's of information related to the rehabilitation of reinforced concrete structures. Unfortunately, lacks documents where all this information comes presented in an integrated manner and objective.

Given the above paragraphs, this works tries to address the main subjects of interest to the rehabilitation project, in particular the causes of deterioration of concrete structures, the methods of evaluation of that degradation, the definition of the project sequence and the techniques for repairing and strengthening.

KEYWORDS: Structures degradation, Repair, Rehabilitation, Strengthening, Concrete structures.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1 ASPECTOS GERAIS	1
1.2 OBJECTIVOS PROPOSTOS	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	2
 2. DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	 3
2.1 INTRODUÇÃO	3
2.2 DETERIORAÇÃO DO BETÃO	3
2.2.1 PROCESSOS MECÂNICOS	3
2.2.2 PROCESSOS FÍSICOS	3
2.2.2.1 Ciclos gelo/degelo	3
2.2.2.2 Erosão por abrasão e cavitação	4
2.2.2.3 Variações de temperatura	4
2.2.2.4 Calor de hidratação	4
2.2.2.5 Altas temperaturas	4
2.2.2.6 Retracção	5
2.2.3 PROCESSOS QUÍMICOS	5
2.2.3.1 Ácidos	5
2.2.3.2 Água descarbonante	5
2.2.3.3 Sais de magnésio	6
2.2.3.4 Sulfatos	6
2.2.4 PROCESSOS BIOLÓGICOS	6
2.3 DETERIORAÇÃO DAS ARMADURAS	6
2.3.1 CORROSÃO DAS ARMADURAS	6
2.3.2 PROCESSOS FÍSICOS	7
2.3.2.1 Altas temperaturas	7

3. AVALIAÇÃO DO ESTADO DE DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	9
3.1 INTRODUÇÃO	9
3.2 ENSAIOS ESTRUTURAIS IN-SITU	11
3.3 ENSAIOS ESTRUTURAIS EM LABORATÓRIO	14
3.4 ENSAIOS DE DURABILIDADE IN-SITU	15
3.5 ENSAIOS DE DURABILIDADE EM LABORATÓRIO	20
4. PROJECTO DE REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	23
4.1 INTRODUÇÃO	23
4.2 ETAPAS DE UM PROJECTO DE REABILITAÇÃO	24
4.3 PRINCIPAL REGULAMENTAÇÃO/DOCUMENTAÇÃO APLICÁVEL	25
4.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES	27
4.5 CARACTERIZAÇÃO DO TIPO DE INTERVENÇÃO	31
4.6 BASES PARA DIMENSIONAMENTO DE REFORÇOS	31
4.7 MATERIAIS DE REFORÇO	33
4.7.1 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS (F.R.P.)	33
4.7.1.1 Constituição	33
4.7.1.2 Matriz polimérica	34
4.7.1.3 Fibras de reforço	34
4.7.1.4 Sistemas de reforço com F.R.P.	37
4.7.1.5 Propriedades dos sistemas F.R.P.	38
4.7.2 BETÃO	41
4.7.3 AÇO	42
4.7.4 RESINAS	42
5. TÉCNICAS DE PROTECÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	43
5.1 INTRODUÇÃO	43
5.2 TÉCNICAS DE PROTECÇÃO SUPERFICIAL	43
5.2.1 IMPREGNAÇÃO	43
5.2.2 REVESTIMENTO SUPERFICIAL	43
5.2.3 MEMBRANAS	44

5.2.4 NOVA CAMADA DE RECOBRIMENTO.....	44
5.2.5 PROTECÇÃO FÍSICA EXTERIOR	44
5.3 TÉCNICAS DE PREVENÇÃO DE CORROSÃO.....	44
5.4 TÉCNICAS DE REPARAÇÃO DE BETÃO DETERIORADO	44
5.4.1 TRATAMENTO DE FENDAS.....	44
5.4.2 ARGAMASSAS E MICROBETÃO	45
 6. TÉCNICAS DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO	 47
6.1 INTRODUÇÃO	47
6.2 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES	48
6.2.1 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES COM BETÃO ARMADO	48
6.2.1.1 Descrição da técnica	48
6.2.1.2 Disposições de armaduras	49
6.2.1.3 Dimensionamento do reforço	52
6.2.2 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES COM CHAPAS METÁLICAS	57
6.2.2.1 Descrição da técnica	57
6.2.2.2 Disposição de armaduras.....	58
6.2.2.1 Dimensionamento do reforço	60
6.2.3 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES COM MATERIAIS COMPÓSITOS	62
6.2.3.1 Descrição da técnica	62
6.2.3.1 Dimensionamento do reforço	64
6.3 REFORÇO POR ADIÇÃO DE ARMADURAS EXTERIORES	67
6.3.1 REFORÇO POR COLAGEM DE CHAPAS METÁLICAS.....	67
6.3.1.1 Descrição da técnica	67
6.3.1.2 Disposição construtivas.....	68
6.3.1.3 Dimensionamento do reforço	72
6.3.2 REFORÇO POR COLAGEM DE FRP	76
6.3.2.1 Descrição da técnica	76
6.3.2.2 Disposição de armaduras.....	77
6.3.2.3 Dimensionamento do reforço	79
 6. CONCLUSÕES	 85
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 3.1 - Extracção de carote em viga [6]	11
Fig. 3.2 - Extracção de carote em laje [6]	11
Fig. 3.3 – Esclerómetro de Schmidt [6]	12
Fig. 3.4 - Ábaco de correlação dureza superficial – resistência a compressão do betão [6]	12
Fig. 3.5 - Ensaio de ultra-sons numa viga [6]	13
Fig. 3.6 - Corte de um varão de uma viga	13
Fig. 3.7 - Instalação de extensómetro para a realização do ensaio de tensões [6]	13
Fig. 3.8 – Mapeamento das armaduras numa laje [6]	14
Fig. 3.9 – Medição da profundidade de carbonatação [6]	16
Fig. 3.10 – Equipamento para determinação do teor de cloretos do betão [6]	16
Fig. 3.11 – Ensaio de determinação de cloretos em curso [6]	16
Fig. 3.12 – Ensaio da detecção de corrosão numa parede de betão armado [6]	17
Fig. 3.13 – Medição da resistividade numa viga [6]	17
Fig. 3.14 – Ensaio da permeabilidade do betão à água [6]	18
Fig. 3.15 – Ensaio da permeabilidade do betão ao ar [6]	18
Fig. 3.16 – Observação termográfica de uma parede [6]	19
Fig. 3.17 – Aparelho rodado dentado [6]	19
Fig. 3.18 – Fissurómetro [6]	20
Fig. 3.19 – Medidor óptico de fissuras [6]	20
Fig. 3.20 – Observação do interior de uma viga [6]	20
Fig. 3.21 – Observação do interior de um pavimento [6]	20
Fig. 4.1 – Fibras de carbono	34
Fig. 4.2 – Fibras de vidro	34
Fig. 4.3 – Fibras de aramida	34
Fig. 4.4 – Comportamento à tracção de vários sistemas FRP e aço [20]	35
Fig. 4.5 – Fio contínuo de fibras	37
Fig. 4.6 – Cordão de FRP	37
Fig. 4.7 – Manta unidireccional de FRP	37
Fig. 4.8 – Manta bidireccional de F.R.P.	37
Fig. 4.9 – Manta multidireccional de F.R.P.	37
Fig. 4.10 – Tecido de F.R.P.	37

Fig. 4.11 – Laminado de F.R.P. pronto a ser cortado	37
Fig. 4.12 – Reforço de viga com laminados em forma de L de F.R.P.	37
Fig. 4.13 – Reforço de laje com laminados de F.R.P.....	37
Fig. 4.14 – Preparação da superfície do betão por picagem	38
Fig. 4.15 – Preparação da superfície do betão por jacto de areia	38
Fig. 4.16 – Preparação da superfície do betão por jacto de areia	38
Fig. 4.17 – Aplicação de primário epóxico de forma a aumentar a resistência superficial [17]	38
Fig. 4.18 – Regularização da superfície com argamassa epóxida aplicada à colher ("putty")	38
Fig. 4.19 – Aplicação da primeira camada de resina epóxida, para colagem.....	38
Fig. 4.20 – Aplicação das mantas ou tecidos	38
Fig. 4.21 – Aplicação de resina de impregnação	38
Fig. 4.22 – Aplicação de revestimento final de protecção.....	38
Fig. 6.1 – Valores mínimos da espessura de material a betonar	48
Fig. 6.2 – Reforço de vigas à flexão	49
Fig. 6.3 – Reforço de viga à flexão e ao esforço transversal	49
Fig. 6.4 – Reforço de vigas à flexão e ao esforço transversal	49
Fig. 6.5 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 1	49
Fig. 6.6 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 2	49
Fig. 6.7 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 3	49
Fig. 6.8 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 4	49
Fig. 6.9 – Reforço de pilares. Solução tipo 1 [24]	51
Fig. 6.10 – Reforço de pilares. Solução tipo 2 [24]	51
Fig. 6.11 – Reforço de pilares. Solução tipo 3 [24]	51
Fig. 6.12 – Reforço de pilares. Solução tipo 4 [24]	51
Fig. 6.13 – Reforço de pilares. Solução tipo 5 [24]	51
Fig. 6.14 – Reforço de pilares. Solução tipo 6 [24]	51
Fig. 6.15 – Modelo de cálculo à flexão de vigas reforçadas por encamisamento com betão armado .	52
Fig. 6.16 – Modelo de cálculo de verificação da segurança da ligação betão novo/betão existente ...	53
Fig. 6.17 – Pilar com encamisamento total	54
Fig. 6.18 – Modelo de cálculo dos esforços resistentes à flexão composta	56
Fig. 6.19 – Pilar rectangular encamisado com chapas metálicas	57
Fig. 6.20 – Pilar circular encamisado com tubo metálico	57
Fig. 6.21 – Efeito de confinamento das chapas metálicas num pilar submetido à flexão composta....	57

Fig.6. 22 – Aspecto de uma resina epóxida com consistência de massa	58
Fig. 6.23 – Sistema base de encamisamento de pilares com chapas metálicas	58
Fig. 6.24 – Encamisamento total de pilar com chapas soldadas nas extremidades [26]	59
Fig. 6.25 – Encamisamento total de pilar com chapas ligadas por parafusos nos cantos [26]	59
Fig. 6.26 – Encamisamento total com chapas metálicas fixas ao betão por buchas químicas [26]	59
Fig. 6.27 – Encamisamento parcial tipo 1 [26]	59
Fig. 6.28 – Encamisamento parcial tipo 2 [26]	59
Fig. 6.29 – Modelo de cálculo à composta de pilares encamisados com chapas metálicas.....	60
Fig. 6.30 – Pilar encamisado com chapas metálicas	61
Fig. 6.31 – Pilar reforçado por encamisamento metálico total	62
Fig. 6.32 – Reforço de pilares com mantas (a), tecidos (b) e fios de FRP (c) [7]	62
Fig. 6.33 – Diagramas tensão – deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento [27].....	63
Fig. 6.34 – Influência da secção no desempenho dos pilares confinados com FRP [27]	63
Fig. 6.35 – Determinação da tensão lateral de confinamento exercida no betão pelo sistema FRP	65
Fig. 6.36 – Nomenclatura utilizada no cálculo da tensão de compressão resistente do betão confinado com FRP	65
Fig. 6.37 – Nomenclatura usada no cálculo da tensão lateral de confinante em pilares quadrados ou rectangulares.....	66
Fig. 6.38 – Betão de um pilar rectangular efectivamente confinado pelo material FRP	66
Fig. 6.39 – Reforço de viga nervura por colagem de chapas metálicas	67
Fig. 6.40 – Remoção de sujidades da superfície de betão com auxilio de jacto de água	68
Fig. 6.41 – Martelo de agulhas	68
Fig. 6.43 – Rotura por deslocamento da chapa [28]	72
Fig. 6.44 – Rotura por destacamento da chapa [28]	72
Fig. 6.45 – Ancoragem por meio de chapa envolvente [28]	72
Fig. 6.46 – Ancoragem por meio de buchas [28]	72
Fig. 6.47 – Modelo de cálculo de viga à flexão pela técnica de reforço com colagem de chapas	73
Fig. 6.48 – Diagrama das forças rasantes na interface do elemento de reforço e elemento a reforçar	74
Fig. 6.49 – Modelo de cálculo de pilares à flexão composta pela técnica de colagem de chapas metálicas [19]	75
Fig. 6.50 – Reforço de laje com colagem de laminados de CFRP [7]	76
Fig. 6.51 – Reforço de viga com colagem de laminados e tecidos de CFRP [7]	76
Fig. 6.52 – Modelo de cálculo à flexão de secções reforçadas por colagem de armaduras de FRP....	81

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Classificação dos ensaios em estruturas.....	10
Quadro 3.2 – Listagem de ensaios estruturais e de durabilidade.....	10
Quadro 3.3 – Carotagem de betão.....	11
Quadro 3.4 – Ensaio esclerométrico.....	12
Quadro 3.5 – Ensaio de aderência por tracção pull-off	12
Quadro 3.6 – Ensaio de ultra-sons.....	13
Quadro 3.7 – Ensaio de tensões.....	13
Quadro 3.8 – Ensaio detector de armaduras	14
Quadro 3.9 – Ensaio de rotura à compressão simples.....	14
Quadro 3.10 – Ensaio brasileiro.....	14
Quadro 3.11 – Ensaio módulo de elasticidade	15
Quadro 3.12 – Ensaio de fluência.....	15
Quadro 3.13 – Ensaio de retracção	15
Quadro 3.14 – Determinação da profundidade de carbonatação.....	16
Quadro 3.15 – Determinação do teor de cloretos do betão	16
Quadro 3.16 – Detector de corrosão.....	17
Quadro 3.17 – Medição da resistividade.....	17
Quadro 3.18 – Determinação da permeabilidade do betão ao ar e à água.....	18
Quadro 3.19 – Levantamentos termográficos.....	19
Quadro 3.20 – Detecção de delaminação superficial do betão	19
Quadro 3.21 – Monitorização da abertura de fendas e fissuras.....	20
Quadro 3.22 – Observação boroscópica de fendas e cavidades	20
Quadro 3.23 – Ensaio de absorção de água por capilaridade.....	21
Quadro 3.24 – Ensaio de absorção de água por imersão	21
Quadro 3.25 – Ensaio de permeabilidade à água.....	21
Quadro 3.26 – Ensaio de permeabilidade ao gás.....	21
Quadro 3.27 – Ensaio de difusão de cloretos	22
Quadro 3.28 – Ensaio de carbonatação acelerada.....	22
Quadro 4.1 – Metodologia a seguir num projecto de reabilitação	24
Quadro 4.2 – Regulamentação portuguesa aplicável ao projecto de reabilitação	25
Quadro 4.3 – Normas europeias aplicáveis ao projecto de reabilitação.....	26

Quadro 4.4 – Normas internacionais aplicáveis ao projecto de reabilitação	26
Quadro 4.5 – Documentos técnicos de apoio ao projecto de reabilitação.....	26
Quadro 4.6 – Sequência de cálculo do valor dos esforços actuantes na verificação	27
Quadro 4.7 – Coeficiente v_R para danos provocados por sismos.....	29
Quadro 4.8 – Coeficiente v_R para danos provocados por incêndios.....	29
Quadro 4.9 – Coeficiente v_R para danos provocados pela corrosão	30
Quadro 4.10 – Relação entre coeficiente de capacidade e o grau da intervenção [13]	31
Quadro 4.11 – Valores de γ_c para betão cofrado em obra	32
Quadro 4.12 – Valores de γ_c para betão projectado.....	32
Quadro 4.13 – Valores de γ_s para o aço.....	32
Quadro 4.14 – Propriedades das matrizes poliméricas [22]	34
Quadro 4.15 – Principais características das fibras de reforço dos materiais F.R.P.....	35
Quadro 4.16 – Principais vantagens e desvantagens das fibras de reforço.....	35
Quadro 4.17 – Diferentes configurações dos feixes de fibras	36
Quadro 4.18 - Propriedades mecânicas de um sistema F.R.P.....	39
Quadro 4.19 – Valores de γ_f propostos pelo FIB [14].....	40
Quadro 4.20 – Valores de γ_f propostos pelo CEB [13]	40
Quadro 4.21 – Valores de CE propostos pelo ACI [15].....	40
Quadro 4.22 – Valores de γ_f propostos pelo CNR [29].....	41
Quadro 4.23 – Valores de η_a propostos pelo CNR [29]	41
Quadro 4.24 – Valores de η_l propostos pelo CNR [29]	41
Quadro 6.1 – Técnicas de reforço de elementos estruturais	47
Quadro 6.2 – Descrição das disposições de armaduras no reforço de vigas.....	50
Quadro 6.3 – Descrição das disposições de armaduras no reforço de pilares.....	51
Quadro 6.4 – Verificação de elementos estruturais aos E.L.U pela técnica de encamisamento com betão	52
Quadro 6.5 – Coeficientes de monolitismo para verificação aos estados limites de utilização	56
Quadro 6.6 – Descrição das disposições de armaduras no reforço de pilares.....	59
Quadro 6.7 – Verificação de pilares aos E.L.U pela técnica de encamisamento com chapas.....	60
Quadro 6.8 – Recomendações para o reforço de vigas à flexão por colagem de armaduras metálicas [13].....	68
Quadro 6.9 – Recomendações para o reforço de vigas ao esforço transversal por colagem de armaduras metálicas	70
Quadro 6.10 – Disposições construtivas no reforço de pilares por colagem de armaduras.....	71

Quadro 6.11 – Verificação aos E.L.U. de vigas e pilares reforçados pela técnica colagem de chapas metálicas	73
Quadro 6.12 – Reforço de vigas à flexão por colagem de armaduras de FRP	77
Quadro 6.13 – Reforço de pilares à flexão por colagem de armaduras de FRP	77
Quadro 6.14 – Tipos de reforço de vigas ao esforço transversal por colagem de armaduras FRP	78
Quadro 6.15 – Sistemas de ancoragem de armaduras de FRP coladas ao betão	78
Quadro 6.16 – Modos de rotura de vigas reforçadas por colagem de sistemas CFRP	79
Quadro 6.17 – Verificações de segurança a efectuar no cálculo de secções de betão armado.....	80
Quadro 6.18 – Valores de k_c	83

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras latinas em maiúsculas

A	–	absorção da água;
A_c^r	–	área do betão de reforço;
A_c^i	–	área do betão existente;
A_c^{cr}	–	área do betão de recobrimento;
A_c^{final}	–	área de betão após encamisamento da secção inicial;
A_s^i	–	área da armadura existente;
$A_{sw/s}^i$	–	área de armadura de esforço transverso por metro da secção existente;
A_s^r	–	área da armadura de reforço;
$A_{sw/s}^r$	–	área de armadura de esforço transverso por metro da secção de reforço;
A_s^{eq}	–	área da armadura equivalente;
C_E	–	coeficiente redutor das propriedades mecânicas do material FRP, proposto pelo ACI;
F_b	–	força resistente de corte de uma bucha;
F_c	–	força de compressão do betão;
F_s^i	–	orça de tracção na armadura existente;
F_s^r	–	força de tracção de reforço;
$K_{inicial}$	–	características iniciais de rigidez;
$K_{residual}$	–	características residuais de rigidez;
L	–	comprimento de um elemento linear;
$L_{b, \text{máx.}}$	–	comprimento de amarração da força de tracção do FRP na zona de ancoragem;
$L_{b, \text{net}}$	–	comprimento de amarrações;
M_1	–	massa inicial de um provete de betão previamente seco;
M_2	–	massa de um provete de betão após imersão em água durante 30 minutos;
M_{Rd}	–	momento resistente da secção reforçada;
N_{Rd}	–	esforço axial resistente;
N_{Sd}	–	esforço axial actuante;
R'_d	–	valor de cálculo do esforço resistente residual;
R_d	–	valor de cálculo do esforço resistente da estrutura reforçada;
$R_{inicial}$	–	características iniciais de resistência;
$R_{residual}$	–	características residuais de resistência;
S_d	–	valor de cálculo do esforço actuante;
$T_{u, \text{máx.}}$	–	força máxima de tracção no FRP que provoca a ruína da ligação entre este e a camada de suporte;
V_{fd}	–	contribuição para a resistência ao esforço transverso do compósito de FRP;

$V_{Rd, \text{máx.}}$ – valor de cálculo do esforço transverso máximo de uma secção, nem que ocorra esmagamento das bielas de betão;

$V_{Rd, s}$ – valor de cálculo do esforço transverso de uma secção com armadura de esforço transverso;

V_{Sd} – valor de cálculo do esforço transverso actuante;

Letras latinas em minúsculas

b – diâmetro da secção de betão confinada pelo sistema FRP;

b_f – largura da lâmina de reforço de FRP;

b_s – largura da chapa de aço de reforço à flexão;

d_i – altura útil da secção reforçada relativamente à armadura existente;

d_r – altura útil da secção reforçada relativamente à armadura de reforço;

$f_{cd, cf}$ – valor de cálculo corrigido da resistência à compressão do betão;

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura à compressão do betão;

$f_{ck, cf}$ – valor característico corrigido da resistência à compressão do betão;

f_{ctm} – tensão de rotura à tracção do betão;

f_f – tensão de tracção de cálculo da fibra perimetral de FRP;

f_l – tensão lateral de cálculo exercida no betão confinado pelo sistema FRP;

f_{le} – tensão lateral efectiva de confinamento de cálculo exercida no betão confinado pelo sistema FRP;

f_{Lud} – tensão de rotura à tracção de cálculo de um FRP;

f_{Luk} – tensão de rotura à tracção característica de um FRP;

f_{Lum} – tensão de rotura à tracção média de um FRP;

f_s^i – tensão de tracção na armadura existente;

f_{syd}^i – tensão de cedência de tracção da armadura existente;

f_{syd}^r – tensão de cedência do aço da armadura de reforço;

h – altura da secção de betão;

h_s – altura da chapa de reforço ao esforço transverso;

k_b – factor que tem em conta a influência da geometria da zona de ancoragem de um sistema FRP;

k_c – factor que tem em conta as condições de execução do reforço da FRP;

k_e – factor correctivo da tensão de confinamento;

k_m – coeficiente para atender roturas prematuras da secção reforçada com sistemas FRP;

n – número de buchas;

n_c – número de camadas de FRP;

r_c – raio das arestas arredondadas de uma secção de betão;

t_f – espessura da fibra perimetral de FRP;

t_g – espessura da resina de colagem;

t_s	–	espessura da chapa de reforço;
w_w	–	percentagem volumétrica de armadura transversal;
x	–	posição do eixo neutro;
z_{eq}	–	braço equivalente de uma secção reforçada;
z_i	–	braço de uma secção de betão relativamente à armadura existente;
z_r	–	braço de uma secção de betão relativamente à armadura de reforço;

Letras gregas em minúsculas:

α	–	ângulo entre a direcção da fibra principal de FRP com a horizontal;
α_{cw}	–	factor que tem que ter em conta o estado de tensão na biela comprimida;
α_f	–	coeficiente redutor para ter em conta a influência das fendas de corte na resistência de aderência;
γ'_c	–	coeficiente de minoração das propriedades resistentes do betão em estruturas existentes;
γ_c	–	coeficiente de minoração das propriedades resistentes do betão em estruturas novas;
γ_f	–	coeficiente de minoração das propriedades resistentes do material FRP;
γ'_g	–	coeficiente de majoração de acções permanentes em estruturas existentes;
γ'_q	–	coeficiente de majoração de acções variáveis em estruturas existentes;
γ_L	–	factor redutor da contribuição do reforço com FRP na resistência à flexão;
$\gamma_{n,R}$	–	coeficiente redutor do monolitismo de estruturas reforçadas;
γ'_s	–	coeficiente de minoração das propriedades resistentes do aço em estruturas existentes;
γ_s	–	coeficiente de minoração das propriedades resistentes do aço em estruturas novas;
ϵ_s^i	–	extensão nas armaduras existentes;
ϵ_s^r	–	extensão nas armaduras de reforço;
ϵ_c	–	extensão do betão;
$\epsilon_{c,0}$	–	deformação instantânea do betão quando sujeito a uma tensão no instante t_0 ;
$\epsilon_{c,t}$	–	deformação do betão no instante t ;
ϵ_{cu}	–	extensão do betão na fibra mais comprimida;
$\epsilon_{f,lim}$	–	extensão limite no laminado de FRP;
$\epsilon_{fd,l}$	–	extensão efectiva do FRP;
ϵ_{fe}	–	extensão efectiva de tracção no FRP;
ϵ_{Lk}	–	módulo de elasticidade característico de um material FRP;
ϵ_{Luk}	–	extensão característica na rotura de um material FRP;
ϵ_{Lum}	–	extensão média na rotura de um material FRP;
ϵ_s	–	extensão efectiva do aço;
ϵ_{sy}	–	extensão de cedência do aço existente;

- η_a – factor de correcção das propriedades resistentes dos materiais de FRP para ter em conta a exposição ambiental;
- η_l – factor de correcção das propriedades resistentes dos materiais de FRP para ter em conta os efeitos a longo prazo;
- ν – factor de eficácia;
- ν_1 – factor redutor da tensão de compressão do betão fendilhado;
- ν_k – coeficiente de correcção da rigidez inicial;
- ν_r – coeficiente de correcção da capacidade resistente inicial;
- σ_c – tensão de compressão do betão;
- $\sigma_{0,005}$ – tensão correspondente a uma deformação de 5‰;
- σ_2 – tensão de confinamento;
- τ_1 – tensão tangencial na secção do betão existente;
- τ_2 – tensão tangencial entre o betão de adição e o betão inicial;
- $\tau_{máx.}$ – tensão tangencial limite;
- Φ – coeficiente de capacidade;
- φ – coeficiente de fluência;
- ψ – coeficiente redutor da contribuição da tensão de tracção do compósito de FRP quando submetido a cargas cíclicas;
- Δ – desvio padrão;

- ACI – American Concrete Institute
- CEB – Comité Euro-Internacional do Betão
- BRI – Building Research Institute
- C.N.R – Consiglio Nazionale delle Ricerche
- CSA – Canadian Standards Association
- EUROCOMP – European Structural Polymeric Composites Group
- FIB – Federation Internationale du beton
- FRP – Fiber Reinforced Polymer
- ISIS – Intelligent Sensing for Innovative Structures Canada Research Network
- ISO – International Organization for Standardization
- J.C.I. – Japan Concrete Institute.
- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
- RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

A realização de uma tese de Mestrado em Estruturas subordinada ao tema de “Reparação, reabilitação e reforço de estruturas de betão armado” deriva não só da vontade do autor em alargar os seus conhecimentos nesta temática, bem como da necessidade real de actualização das competências dos engenheiros de estruturas face às necessidades do mercado, cada vez mais consciencializado da necessidade de reparar, reabilitar e reforçar as estruturas de betão armado que atingiram ou estão a atingir o fim da sua vida útil de projecto.

A partir dos anos 60, a maior parte das estruturas edificadas em Portugal foram executadas em betão armado. As qualidades mecânicas deste material (resistência à compressão), a facilidade de aplicação em obra (material moldável) e a constante depreciação de outros materiais, conduziram à utilização massiva e generalizada do betão armado e à idealização deste material como perfeito.

Contudo, o betão armado também envelhece, sendo necessário prever a sua manutenção ao longo da vida útil da estrutura. Tendo em conta a menor preocupação dada no passado às questões da durabilidade de estruturas, assistimos hoje ao aumento de estruturas degradadas que prejudicam o aspecto, segurança e funcionalidade do edificado, necessitando de reparação, reabilitação e reforço, de forma a responder às exigências actuais ou às eventuais alterações de uso previstas.

Um projecto de intervenção numa estrutura já existente exige uma metodologia de abordagem substancialmente diferente da seguida num projecto de uma estrutura nova. Essa abordagem inicia-se com a recolha pormenorizada de toda a informação disponível acerca das preexistências e culmina na produção de peças escritas e desenhadas que materializam o projecto propriamente dito.

Existem, no entanto, muitas etapas intermédias a cumprir que implicam o conhecimento de variadíssimas temáticas, tais como, métodos de avaliação da segurança de estruturas existentes, regulamentação e documentação de apoio, materiais e técnicas de reparação e reforço, etc.

O meio académico não é alheio às necessidades do mercado, pelo que, tem produzido, ao longo dos últimos anos, diversos estudos em torno da temática da reabilitação de estruturas de betão.

Contudo, em abono da verdade, escasseiam documentos onde se exponha de uma forma integrada toda a informação necessária para a realização de um projecto de reparação/reforço de uma estrutura de betão armado, o que dificulta sobremaneira a produtividade e qualidade do trabalho do projectista, ávido de informação tecnicamente irrepreensível e que resolva os seus problemas na prática.

Desta forma, o presente trabalho tem como objectivo principal produzir um documento capaz de reunir de uma forma integrada grande parte da informação útil ao projectista e, caso se considere necessário, orientar na consulta de informação mais detalhada sobre cada uma das matérias abordadas.

1.2 OBJECTIVOS PROPOSTOS

Tendo como objectivo principal a sistematização da informação acerca do projecto de reparação/reforço de estruturas de betão armado, com especial ênfase nas técnicas de reforço de estruturas, propuseram-se os seguintes objectivos:

- Identificação das principais causas de degradação das estruturas de betão armado;
- Identificação e descrição dos principais ensaios utilizados na avaliação do estado de deterioração de estruturas de betão armado;
- Definição de uma metodologia de abordagem ao projecto de reabilitação, com identificação e descrição de todas as etapas sugeridas e de todos dados de base necessários para o desenvolvimento do projecto;
- Identificação e descrição das principais técnicas de reparação de estruturas de betão armado, baseadas na Norma EN1504;
- Identificação das principais técnicas de reforço de estruturas de betão, incluindo descrição da técnica, disposição de armaduras, e métodos de análise e dimensionamento do reforço.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Tendo em conta os objectivos propostos, organizaram-se capítulos que procuraram agrupar por tema todos os assuntos abordados em cada objectivo. Seguidamente, descrevem-se sumariamente os referidos capítulos.

- Capítulo 1 – Neste primeiro capítulo faz-se uma pequena introdução que procura contextualizar os objectivos propostos para o presente trabalho. Nomeadamente, refere-se a importância da tomada de consciência da necessidade de reparar/reforçar as estruturas de betão armado a atingir o fim da sua vida útil de projecto e ainda a necessidade de reunir de uma forma integrada toda a informação acerca do projecto de reparação/reforço de estruturas de betão armado;
- Capítulo 2 e 3 – Os capítulos 2 e 3 funcionam como auxiliares dos capítulos seguintes, uma vez que abordam questões de base, como sejam as causas de degradação de estruturas de betão armado e ensaios que procuram caracterizar o estado de deterioração das estruturas de betão armado;
- Capítulo 4 – Este capítulo aborda temas relacionados com o projecto de reabilitação de estruturas de betão armado. Começa-se por identificar as etapas a seguir num projecto desta natureza, descrevendo-se posteriormente cada uma delas. São feitas ainda considerações acerca de outros elementos indispensáveis para a realização de um projecto de reabilitação tais como legislação aplicável, dados para dimensionamento e materiais de reparação/reforço.
- Capítulo 5 – Na sequência do capítulo anterior, a intervenção de reabilitação pode resumir-se a uma simples reparação. Neste capítulo descrevem-se algumas técnicas de protecção e reparação de estruturas de betão. Nomeadamente, referem-se as técnicas de prevenção da corrosão, protecção da superfície e reparação de betão deteriorado.
- Capítulo 6 – Neste capítulo apresentam-se as principais técnicas de reforço correntemente utilizadas em estruturas de betão armado, evidenciando para cada uma delas, as suas vantagens e desvantagens, condições de aplicabilidade, disposições construtivas e métodos de dimensionamento.
- Capítulo 7 – Neste capítulo retiram-se conclusões acerca o trabalho desenvolvido.

2

DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.1 INTRODUÇÃO

A deterioração das estruturas de betão armado resulta, basicamente, da degradação do betão e das armaduras, como consequência da acção de agentes agressivos oriundos do meio ambiente ou, em casos mais raros, devido à ocorrência de acidentes, tais como explosões, incêndios, impactos de aviões, etc.

Nos próximos sub-capítulos faz-se uma breve descrição dos principais mecanismos de deterioração do betão e das armaduras.

2.2 DETERIORAÇÃO DO BETÃO

2.2.1 PROCESSOS MECÂNICOS

Os processos mecânicos de deterioração referem-se a solicitações externas, que introduzem no betão um estado de tensão por vezes incompatível com a sua resistência, resultando no aparecimento de fendas e consequente aumento da vulnerabilidade do betão a agentes agressivos.

Como exemplo de acções que provocam fendilhação no betão referem-se as seguintes:

- Impacto de elementos contra estruturas de betão que resultam na instalação de tensões elevadas à superfície deste (p.e. choque de máquinas industriais em pilares, impacto de aviões, etc);
- Carregamento excessivo como resultado de novas cargas solicitantes na estrutura, as quais conduzem a deformações excessivas e/ou esforços superiores aos previstos [2];
- Assentamentos;
- Acções acidentais, tais como explosões;
- Vibrações como resultado da acção do sismo ou de equipamentos mecânicos (ventiladores em coberturas);

2.2.2 PROCESSOS FÍSICOS

2.2.2.1 Ciclos gelo/degelo

Este fenómeno de degradação do betão resulta do aumento do volume da água presente nos poros do betão aquando da passagem desta do estado líquido ao estado sólido, devido à exposição a temperaturas muito baixas. Se este aumento de volume for restringido, geram-se tensões de tracção no interior do betão e, consequente, diminuição da integridade deste.

De referir ainda a vulnerabilidade do betão a sais descongelantes, muitas vezes utilizados em países frios onde a temperatura de betonagem atinge valores negativos (p.e. Rússia).

2.2.2.2 Erosão por abrasão e cavitação

A erosão por abrasão conduz ao desgaste superficial do betão, verificando-se sobretudo em pavimentos rodoviários e pavimentos industriais sujeitos a acções que mobilizam repetitivamente o atrito da superfície dos pavimentos [3].

Os processos de cavitação conduzem igualmente à degradação do betão, assumindo preponderância em estruturas total ou parcialmente submersas sujeitas à acção hidrodinâmica da água a escoar a grandes velocidades.

2.2.2.3 Variações de temperatura

Um elemento estrutural que esteja ligado ao exterior de tal forma que o seu movimento esteja restringido, quando sujeito a uma variação de temperatura, fica submetido a tensões de tracção ou compressão consoante a variação de temperatura seja negativa ou positiva, respectivamente. Essas tensões, quando ultrapassam a tensão resistente de tracção do betão, originam fendilhação.

2.2.2.4 Calor de hidratação

A reacção de hidratação do cimento é exotérmica, pelo que, nas primeiras idades, o desencadeamento desta reacção conduz a um aumento da temperatura no interior do betão. Atendendo à diferença de temperatura entre o exterior e interior entretanto aquecido, a massa interior do betão tenderá a arrefecer até que se atinja um equilíbrio, surgindo tensões de tracção que levarão à fissuração do betão, uma vez que as propriedades resistentes do betão nas primeiras idades não são ainda as ideais.

2.2.2.5 Altas temperaturas

O betão quando sujeito a elevadas temperaturas, o que acontece por exemplo na ocorrência de um incêndio, não arde, não exala gases tóxicos, nem liberta fumo. É um material incombustível, ou seja, não alimenta o fogo, sendo um mau condutor de calor quando comparado com os metais.

Apesar do excelente comportamento, o betão perde gradualmente as suas propriedades resistentes à medida que a temperatura aumenta. A taxa de decréscimo das propriedades mecânicas do material é relativamente baixa até aos 400°C, aumentando consideravelmente a partir dessa temperatura. Do ponto de vista de deformabilidade, à medida que a temperatura aumenta, o betão torna-se cada vez mais dúctil, podendo apresentar na fase de rotura uma extensão acima de 25% para uma temperatura superior a 600°C.

Nas faces expostas ao fogo, o betão fica submetido a elevadas temperaturas, o que propicia a sua deterioração, que se manifesta sob a forma de fissuras, fendas e lascamentos. Durante um incêndio, o calor absorvido pelo betão promove a evaporação da água livre presente na pasta cimento. A massa de ar e vapor então formados migram através da rede porosa, do interior até à superfície do betão para serem libertados, promovendo assim o arrefecimento da peça de betão. No entanto, essa libertação pode ser dificultada caso o betão apresente uma matriz muito compacta que impeça a “livre” circulação do vapor, gerando-se um gradiente de pressões entre o interior e o exterior do betão, que

pode conduzir a destacamentos superficiais explosivos. Este fenómeno designado por “spalling” ocorre numa fase inicial do incêndio, a temperaturas na ordem dos 250 a 300°C.

De salientar ainda que, às temperaturas em que se verifica o “spalling”, a capacidade resistente do betão ainda não está afectada. Assim, mesmo antes da degradação das propriedades resistentes do betão, a acção do fogo pode acarretar danos permanentes no elemento, uma vez que o “spalling” reduz a secção deste.

Os fenómenos de destacamentos superficiais podem ocorrer por outros motivos diferentes dos já referidos.

2.2.2.6 Retracção

A retracção é um dos principais factores que propicia a fendilhação do betão. Existem vários tipos de retracção: autógena, química, plástica e de secagem.

A retracção autógena caracteriza-se pela diminuição da massa dos produtos resultantes da hidratação do cimento. Essa diminuição de massa ocorre devido ao fenómeno de autodessecação (a água que preenche os microporos é pressionada a reagir com o cimento ainda não hidratado, levando ao esvaziamento dos poros e consequente diminuição da massa da pasta de cimento), o qual é mais evidente em betões com relações água/cimento altas.

A retracção química corresponde a uma diminuição global do volume dos produtos hidratados, que é compensado pelo aumento do volume de vazios.

A retracção de secagem consiste na diminuição do volume por diminuição da água ao longo do tempo.

A retracção plástica resulta do facto de, aquando da betonagem, os agregados se dirigirem para o interior do betão e a água para a superfície. Como a velocidade de chegada da água à superfície é inferior à velocidade de evaporação da água que já se encontra à superfície, desenvolvem-se tensões de retracção como resultado dessa evaporação.

2.2.3 PROCESSOS QUÍMICOS

2.2.3.1 Ácidos

Os ácidos são substâncias agressivas provenientes do meio ambiente que, quando reagem com os compostos de cálcio do betão, formam sais muito prejudiciais para a pasta de cimento deste. O ataque de ácidos pode afectar seriamente a resistência do betão.

De entre os ácidos mais perigosos para o betão, referem-se os ácidos sulfúricos, carbónico, nítrico, etc. [3].

2.2.3.2 Água descarbonante

Este fenómeno de degradação química consiste na reacção das águas percolantes pouco mineralizadas com o hidróxido de cálcio do betão, o qual é fundamental na estabilidade dos componentes do cimento hidratado. O arrastamento deste composto conduz à decomposição progressiva da pasta de cimento e à diminuição do pH do meio. [2,3].

2.2.3.3 Sais de magnésio

Os iões magnésio têm a capacidade de desalojar o ião cálcio do seu respectivo hidróxido, formando hidróxido de magnésio, o qual é menos insolúvel e menos alcalino do que o hidróxido de cálcio. Esta reacção conduz à diminuição da concentração de hidróxido de cálcio, o que prejudica a estabilidade da pasta de cimento e diminui o pH do meio [3].

2.2.3.4 Sulfatos

Os iões de sulfato combinam-se com os aluminatos do cimento portland formando um produto designado por etringite. Tratando-se de uma reacção expansiva, geram-se no interior do betão tensões elevadas que afectam a integridade deste e o tornam mais susceptível ao ataque de outras substâncias agressivas.

2.2.3.5 Outras reacções

Podem ocorrer muitas outras reacções químicas que conduzem à formação de produtos que influenciam directa ou indirectamente a qualidade do betão. Não sendo o objectivo do trabalho a descrição pormenorizada dessas reacções, referem-se apenas as reacções mais importantes:

- i. Reacção dos sulfatos com os inertes do betão;
- ii. Reacção álcalis – sílica dos inertes;
- iii. Reacção álcalis com carbonatos dos inertes.

2.2.4 PROCESSOS BIOLÓGICOS

Os processos biológicos de deterioração podem classificar-se como directos ou indirectos.

Dentro dos primeiros, referem-se algumas espécies de bactérias que libertam agentes agressivos, tais como ácidos, os quais provocam reacções químicas que conduzem à deterioração do betão.

O ataque indirecto identifica-se com o desenvolvimento de musgo, líquenes e raízes de plantas, que penetrando através de fendas existentes no betão, provocam a deterioração deste [3].

2.3 DETERIORAÇÃO DAS ARMADURAS

2.3.1 CORROSÃO DAS ARMADURAS

As armaduras do betão armado estão naturalmente protegidas da corrosão, graças à existência de uma fina película passiva na superfície das armaduras. Essa camada alcalina, composta por hidróxido de cálcio, permanece estável para pH superiores a 9.5. A destruição desta película passiva, associada à presença de humidade, propicia a dissolução do aço e consequente formação de um ânodo. Dessa dissolução resulta a libertação de iões ferro e electrões, os quais percorrem o condutor (armaduras) até encontrar um cátodo (zona da armadura com acesso a água e oxigénio) formando hidroxilo (OH-) o qual se combina na zona do ânodo com o oxigénio, água e os iões ferro, formando desta forma óxido de ferro, vulgarmente designado por ferrugem.

O volume ocupado pelos produtos da corrosão não é desprezável e o seu crescimento gera tensões no interior do betão, conduzindo a destacamentos superficiais.

A redução do pH deve-se sobretudo ao ataque dos cloretos ou devido ao fenómeno de carbonatação.

No primeiro caso, os iões cloreto, provenientes de um ambiente exterior agressivo (p.e. zonas marítimas), ultrapassam a camada de recobrimento do betão (já danificada pela acção desse agente), reduzindo o pH do meio. A facilidade de circulação dos iões cloreto pelo interior do betão depende da permeabilidade e do grau de saturação deste.

No segundo caso, a diminuição do pH ocorre devido à reacção do dióxido de carbono proveniente do ar, com os compostos cálcicos (hidróxido de cálcio) do betão, formando carbonato de cálcio.

2.3.2 PROCESSOS FÍSICOS

2.3.2.1 Altas temperaturas

O incêndio não atinge normalmente a temperatura de fusão do aço, que ronda os 1550°C. Os aços utilizados como varões nas secções de betão armado são aços laminados a quente, isto é, são produzidos acima dos 700°C levando ou não a um tratamento após a laminação.

O efeito da temperatura nos aços é bem mais nocivo do que no betão. Enquanto que neste a taxa de aumento da temperatura ao longo da secção transversal é muito lenta, no aço, esta é praticamente instantânea, fazendo com que a temperatura no varão seja uniforme.

À semelhança do betão, verifica-se uma diminuição das propriedades resistentes do aço (módulo de elasticidade, resistência à tracção), pouco significativa até temperaturas na ordem dos 400°C, mas muito pronunciada a partir daí.

Note-se que, numa secção de betão armado, apenas parte da secção de betão virá afectada pelo efeito da temperatura, uma vez que, a propagação do calor para o interior da secção é muito lenta, não ocorrendo temperaturas muito elevadas a não ser na periferia do betão. Já o aço, colocado normalmente na periferia das peças de betão, virá em principio todo ele afectado pelo efeito da temperatura. Realça-se assim a importância do aço enquanto condicionante da segurança de uma peça de betão armado sujeita à acção do fogo.

3

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

3.1 INTRODUÇÃO

A necessidade de reparar ou reforçar uma estrutura resulta normalmente de uma inspecção periódica realizada à estrutura onde se identificam potenciais problemas, ou pela vontade expressa de um dono de obra em reabilitar uma construção visivelmente deteriorada.

Seja qual for a motivação, qualquer projecto de reparação/reforço terá de ser precedido de uma avaliação rigorosa da estrutura existente, seguindo uma metodologia que aparece sistematizada na Norma EN 1504 [1], a qual define os princípios de protecção e reparação de estruturas de betão armado danificadas.

Segundo a norma, uma correcta avaliação de uma estrutura existente deverá contemplar os seguintes aspectos [4]:

- a) Levantamento das condições actuais da estrutura, incluindo registo, visualização e análise de defeitos visíveis ou potenciais, caracterização de propriedades físicas e químicas dos materiais envolvidos, etc;
- b) Recolha de todas as peças escritas e desenhadas do projecto original e as telas finais (caso existam), afim de identificar o sistema estrutural, materiais utilizados, acções consideradas no dimensionamento, etc;
- c) História da estrutura: Identificação de eventuais alterações ao uso da estrutura no decorrer da sua vida útil; registo de anteriores obras de reforço/reparação, etc.
- d) Caracterização das condições de exposição ambiental actuais;
- e) Caracterização das condições actuais de utilização;

O levantamento das condições actuais da estrutura inclui numa primeira fase a observação, registo, mapeamento das anomalias e análise dos defeitos e, numa fase mais avançada, a realização de uma campanha de ensaios não destrutivos e semi-destrutivos afim de caracterizar da melhor forma possível os materiais envolvidos [5].

Este capítulo incide, essencialmente, na identificação e descrição sumária dos ensaios estruturais e de durabilidade *in-situ* e em laboratório, de acordo com a classificação apresentada no quadro 3.1 e sequência listada no quadro 3.2.

Quadro 3.1 – Classificação dos ensaios em estruturas

ENSAIOS	
Estruturais	<i>In-situ</i>
	Laboratório
Durabilidade	<i>In-situ</i>
	Laboratório

Quadro 3.2 – Listagem de ensaios estruturais e de durabilidade

REFERÊNCIA	NOME	TIPO
1.EI	Carotagem de betão	Estrutural in-situ
2.EI	Ensaio esclerométrico	Estrutural in-situ
3.EI	Ensaio de aderência por tracção pull-off	Estrutural in-situ
4.EI	Ensaio de ultra-sons	Estrutural in-situ
5.EI	Ensaio de tensões	Estrutural in-situ
6.EI	Ensaio detector de armaduras	Estrutural in-situ
1.EL	Ensaio de rotura à compressão simples	Estrutural em laboratório
2.EL	Ensaio brasileiro	Estrutural em laboratório
3.EL	Ensaio módulo de elasticidade	Estrutural em laboratório
4.EL	Ensaio de fluência	Estrutural em laboratório
5.EL	Ensaio de retracção	Estrutural em laboratório
1.DI	Determinação da profundidade de carbonatação	Durabilidade in-situ
2.DI	Determinação do teor de cloretos do betão	Durabilidade in-situ
3.DI	Detector de corrosão	Durabilidade in-situ
4.DI	Medição da resistividade do betão	Durabilidade in-situ
5.DI	Determinação da permeabilidade do betão ao ar e à água	Durabilidade in-situ
6.DI	Levantamentos termográficos	Durabilidade in-situ
7.DI	Detecção de delaminação superficial do betão	Durabilidade in-situ
8.DI	Monitorização da abertura de fendas e fissuras	Durabilidade in-situ

9.DI	Observação boroscópica de fendas e cavidades	Durabilidade in-situ
1.DL	Ensaio de absorção de água por capilaridade	Durabilidade em laboratório
2.DL	Ensaio de absorção de água por imersão	Durabilidade em laboratório
3.DL	Ensaio de permeabilidade à água	Durabilidade em laboratório
4.DL	Ensaio de permeabilidade ao gás	Durabilidade em laboratório
5.DL	Ensaio de difusão de cloretos	Durabilidade em laboratório
6.DL	Ensaio de carbonatação acelerada	Durabilidade em laboratório

3.2 ENSAIOS ESTRUTURAIS *IN-SITU*

Os ensaios estruturais *in-situ* têm como objectivo principal a determinação das características estruturais dos materiais envolvidos, bem como a análise do comportamento da estrutura em condições de serviço.

Nos quadros que se seguem, apresentam-se sucintamente os ensaios estruturais *in-situ* mais correntes.

Quadro 3.3 – Carotagem de betão

ENSAIO 1.EI	Carotagem de betão.
Parâmetro medido	Resistência à compressão, módulo de elasticidade, de fluência e de retracção do betão <i>in-situ</i> a partir do ensaio em laboratório de carotes de betão recolhidos <i>in-situ</i> .
Equipamento	Caroteadora.
Cuidados especiais	Identificação prévia da localização de armaduras.



Fig. 3.1 – Extracção de carote em viga [6]



Fig. 3.2 – Extracção de carote em laje [6]

Quadro 3.4 – Ensaio esclerométrico

ENSAIO 2.EI	Ensaio esclerométrico.
Parâmetro medido	Dureza superficial do betão, a qual se correlaciona com a tensão de rotura por compressão do betão, a partir do gráfico representado na figura 3.4. Este é um ensaio muito utilizado devido à facilidade de manuseamento do aparelho e facilidade de obtenção de resultados.
Equipamento	Esclerómetro do tipo de Schmidt.
Cuidados especiais	Os resultados são representativos apenas de uma camada superficial de betão de 5cm, pelo que se podem considerar pouco fiáveis.

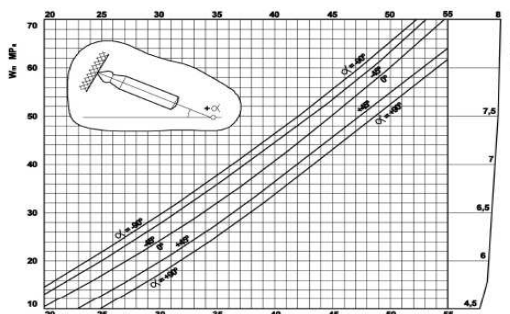


Fig. 3.3 – Esclerómetro de Schmidt [6]

Fig. 3.4 – Ábaco de correlação dureza superficial – resistência a compressão do betão [6]

Quadro 3.5 – Ensaio de aderência por tracção pull-off

ENSAIO 3.EI	Ensaio de aderência por tracção pull-off.
Parâmetro medido	Resistência à tracção do betão ou aderência entre betões de idades diferentes. Para o primeiro caso, aplica-se uma força de arrancamento e regista-se a força máxima a que uma carote não retirada rompe. No segundo caso, aplica-se uma força de arrancamento e observa-se a secção pela qual o provete rompeu. Se o destacamento ocorre pela superfície de ligação entre os materiais trata-se de um arrancamento por aderência, se a superfície pertence a um dos materiais trata-se de um arrancamento por tracção.
Equipamento	Carotadora portátil, coroa diamantada, caixa diferencial, aparelho mecânico de aderência, peças metálicas, cola epoxídica, extensão monofásica.
Cuidados especiais	Tendo em conta o carácter superficial do ensaio, consideram-se os resultados pouco fiáveis.

Quadro 3.6 – Ensaio de ultra-sons

ENSAIO 4.EI	Ensaio de ultra-sons.
Parâmetro medido	Velocidade de propagação dum impulso ultra-sónico entre dois pontos, a qual se relaciona com os seguintes parâmetros: i. Módulo de elasticidade do betão; ii. Tensão de compressão do betão; iii. Qualidade do betão (existência de fendas, vazios, profundidade de fissuras, etc).
Equipamento	Gerador de impulsos eléctricos, circuito de leitura e transdutores.
Cuidados especiais	Ensaios devem ser realizados em superfícies lisas.



Fig. 3.5 – Ensaio de ultra-sons numa viga [6]

Quadro 3.7 – Ensaio de tensões

ENSAIO 5.EI	Ensaio de tensões.
Parâmetro medido	Varição da leitura num extensómetro previamente colocado nas armaduras, após o corte de um varão. Essa variação relaciona-se com a tensão instalada nas armaduras.
Equipamento	Rebardadora e extensómetro.



Fig. 3.6 – Corte de um varão de uma viga

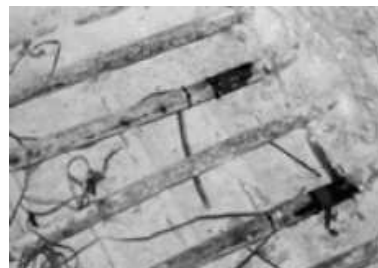


Fig. 3.7 – Instalação de extensómetro para a realização do ensaio de tensões [6]

Quadro 3.8 – Ensaio detector de armaduras

ENSAIO 6.EI	Ensaio detector de armaduras.
Parâmetro medido	Localização, direcção e diâmetro das armaduras no interior do betão. Determina-se ainda a espessura do betão de recobrimento.
Equipamento	Pacómetro.



Fig. 3.8 – Mapeamento das armaduras numa laje [6]

3.3 ENSAIOS ESTRUTURAIS EM LABORATÓRIO

Os ensaios estruturais em laboratório desenvolvem-se paralelamente aos ensaios in-situ e funcionam como complementares destes, tendo em conta que por vezes resultam resultados substancialmente diferentes. Seguidamente descrevem-se alguns dos ensaios estruturais em laboratório mais correntemente utilizados.

Quadro 3.9 – Ensaio de rotura à compressão simples

ENSAIO 1.EL	Ensaio de rotura à compressão simples.
Parâmetro medido	Tensão resistente à compressão simples do betão de um determinado número de carotes recolhidas “in-situ”.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.
Cuidados especiais	O número de carotes a recolher deverá fazer-se de acordo com o grau de representatividade pretendido.

Quadro 3.10 – Ensaio brasileiro

ENSAIO 2.EL	Ensaio brasileiro.
Parâmetro medido	Tensão resistente à tracção do betão a partir da compressão diametral de carotes recolhidas “in-situ”. O princípio baseia-se em submeter o provete a uma força de compressão numa zona estreita ao longo do seu comprimento, a qual origina tensões ortogonais que vão levar à rotura do provete por tracção.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.11 – Ensaio módulo de elasticidade

ENSAIO 3.EL	Ensaio módulo de elasticidade.
Parâmetro medido	Módulo de elasticidade do betão, a partir do registo das deformações e tensões axiais das amostras recolhidas quando submetidas a uma compressão elástica uniaxial.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.12 – Ensaio de fluência

ENSAIO 4.EL	Ensaio de fluência.
Parâmetro medido	Coeficiente de fluência. Os provetes de betão são submetidos a tensões de compressão constantes ao longo de vários meses, sob condições de temperatura e humidade controladas. São registadas as deformações elásticas iniciais e as deformações em diversos instantes t. O coeficiente de fluência no instante t, ϕ, é determinado pela relação entre o quociente entre a deformação total nesse instante, $\epsilon_{c,t}$, e a deformação elástica inicial, $\epsilon_{c,0}$, menos 1, ou seja: $\phi = \frac{\epsilon_{c,t}}{\epsilon_{c,0}} - 1$
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.13 – Ensaio de retracção

ENSAIO 5.EL	Ensaio de retracção.
Parâmetro medido	Deformação de retracção em instantes t. Os provetes são submetidos a um estado de deformação livre num ambiente controlado. Em cada instante t, é possível medir a deformação por retracção (encurtamento) dos provetes, e assim aferir o efeito deste fenómeno.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

3.4 ENSAIOS DE DURABILIDADE *IN-SITU*

Os ensaios de durabilidade *in-situ* destinam-se a caracterizar as características dos materiais que influenciam a durabilidade da estrutura (permeabilidade, teor de cloretos, etc).

Nos quadros que se seguem, descrevem-se sucintamente alguns dos ensaios estruturais mais correntemente realizados *in-situ*.

Quadro 3.14 – Determinação da profundidade de carbonatação

ENSAIO 1.DI	Determinação da profundidade de carbonatação.
Parâmetro medido	Profundidade das zonas de betão carbonatado. A medição realiza-se a partir da visualização da coloração das paredes internas de um furo realizado na superfície do betão junto a uma armadura, o qual foi previamente borrifado com um corante rosado (fenolftaleína). A zona não carbonatada permanece rosada enquanto que a zona carbonatada se torna incolor.
Equipamento	Berbequim, martelo e escopro, aspersor, régua graduada em milímetros, solução alcoólica de fenolftaleína a 0,1%.
Cuidados especiais	Prévia localização das armaduras e espessura do betão de recobrimento, garantindo desta forma que os furos não interceptam as armaduras; Limpeza do furo.



Fig. 3.9 – Medição da profundidade de carbonatação [6]

Quadro 3.15 – Determinação do teor de cloretos do betão

ENSAIO 2.DI	Determinação do teor de cloretos do betão.
Parâmetro medido	Percentagem de iões cloro presentes em amostras de pó de betão recolhidas <i>in-situ</i> a partir da realização de 3 furos a profundidades diferentes (perto da superfície, ao nível das armaduras e 3 cm abaixo das armaduras).
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.
Cuidados especiais	Localização prévia da posição das armaduras.



Fig. 3.10 – Equipamento para determinação do teor de cloretos do betão [6]



Fig. 3.11 – Ensaio de determinação de cloretos em curso [6]

Quadro 3.16 – Detector de corrosão

ENSAIO 3.DI	Detector de corrosão.
Parâmetro medido	Potencial eléctrico da superfície de betão relativamente a um eléctrodo de referência. Desta forma identificam-se as áreas onde a corrosão está ou pode vir a estar presente.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.



Fig. 3.12 – Ensaio da detecção de corrosão numa parede de betão armado [6]

Quadro 3.17 – Medição da resistividade

ENSAIO 4.DI	Medição da resistividade do betão.
Parâmetro medido	Resistividade do betão nas áreas com grande probabilidade de corrosão. Resistividades superiores a $12\text{k}\Omega\text{m}$ associa-se a taxas de corrosão baixas e resistividades inferiores a $5\text{k}\Omega\text{m}$ indiciam taxas de corrosão elevadas.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.
Cuidados especiais	-



Fig. 3.13 – Medição da resistividade numa viga [6]

Quadro 3.18 – Determinação da permeabilidade do betão ao ar e à água

ENSAIO 5.DI	Determinação da permeabilidade do betão ao ar e à água.
Parâmetro medido	Permeabilidade ao ar: Executa-se um furo no betão o qual é tapado de seguida e com uma bomba de vácuo reduz-se a pressão do vácuo. Posteriormente mede-se o tempo que necessário para a pressão de vácuo voltar ao valor inicial. Permeabilidade à água: Executa-se um furo no betão o qual é tapado de seguida injecta-se água no furo com auxílio de uma seringa. Com o auxílio de um instrumento, mede-se o tempo que o betão demora a absorver 0.01ml de água. Os tempos medidos anteriormente relacionam-se com a capacidade de protecção das armaduras pelo betão.
Equipamento	Unidade central com comandos, dispositivo de leitura e pontos de ligação de tubos de circulação do ar e da água, agulha hipodérmica, tubos flexíveis para água e ar, bomba de pressão com válvula de vácuo, seringa, filtro de ar e tampões de borracha.

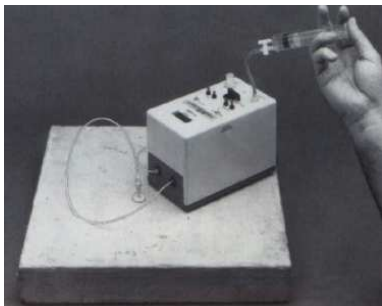


Fig. 3.14 – Ensaio da permeabilidade do betão à água [6]

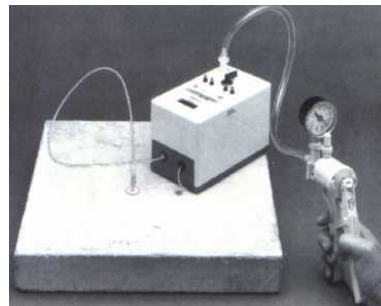


Fig. 3.15 – Ensaio da permeabilidade do betão ao ar [6]

Quadro 3.19 – Levantamentos termográficos

ENSAIO 6.DI	Levantamentos termográficos.
Parâmetro medido	Radiação térmica emitida por elementos. Com esta técnica é possível fazer um levantamento de vários pormenores do elemento observado uma vez que diferentes materiais reagem de forma diferente às solicitações térmicas.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

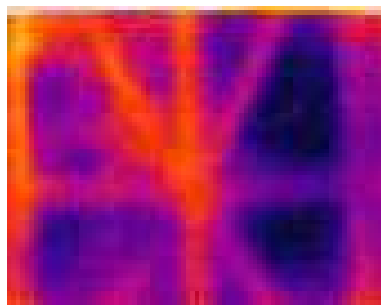


Fig. 3.16 – Observação termográfica de uma parede [6]

Quadro 3.20 – Detecção de delaminação superficial do betão

ENSAIO 7.DI	Detecção de delaminação superficial do betão.
Parâmetro medido	Delaminação superficial do betão a partir da análise qualitativa do som emitido pela superfície do betão quando percutida. Se “soar a oco” será uma zona delaminada.
Equipamento	Martelo ou aparelho rodado denteado.



Fig. 3.17 – Aparelho rodado dentado [6]

Quadro 3.21 – Monitorização da abertura de fendas e fissuras

ENSAIO 8.DI	Monitorização da abertura de fendas e fissuras
Parâmetro medido	Variação da abertura das fendas ou fissuras (fissurómetro) e abertura de fendas e fissuras propriamente dita (comparador de fissuras e medidor óptico).
Equipamento	Fissurómetro, comparador de fissuras, medidor óptico de fissuras

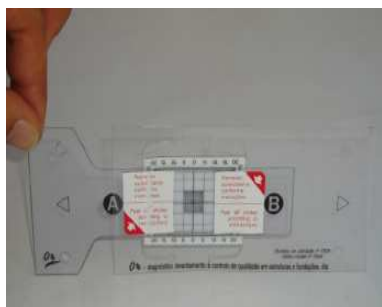


Fig. 3.18 – Fissurómetro [6]



Fig. 3.19 – Medidor óptico de fissuras [6]

Quadro 3.22 – Observação boroscópica de fendas e cavidades

ENSAIO 9.DI	Observação boroscópica de fendas e cavidades.
Parâmetro medido	Visualização e registo fotográfico e de vídeo do interior de elementos estruturais com o auxílio de um boroscópio
Equipamento	Boroscópio.

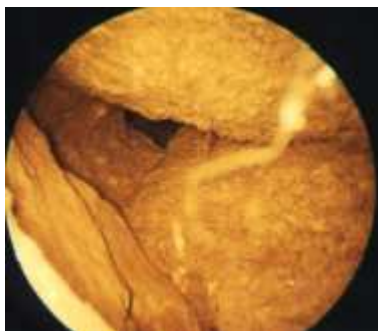


Fig. 3.20 – Observação do interior de uma viga [6]



Fig. 3.21 – Observação do interior de um pavimento [6]

3.5 ENSAIOS DE DURABILIDADE EM LABORATÓRIO

Os ensaios de durabilidade em laboratório realizam-se complementarmente aos ensaios in-situ e com estes permitem uma caracterização bastante pormenorizada das características dos materiais que influenciam a durabilidade da estrutura.

Nos quadros que se seguem, descrevem-se sucintamente alguns dos ensaios de durabilidade mais correntemente realizados em laboratório.

Quadro 3.23 – Ensaio de absorção de água por capilaridade

ENSAIO 1.DL	Ensaio de absorção de água por capilaridade.
Parâmetro medido	Coeficiente de absorção de água. Uma face dos provetes é colocada dentro de água (até 5mm) durante 4 horas, sendo que a área molhada vai aumentando ao longo do tempo. O coeficiente de absorção de água determina-se a partir de uma relação entre a absorção de água por unidade de área e o tempo.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.24 – Ensaio de absorção de água por imersão

ENSAIO 2.DL	Ensaio de absorção de água por imersão.
Parâmetro medido	Absorção de água. Os provetes são inicialmente secos durante 72 horas a uma temperatura de 105°C, e posteriormente pesados (M1). Seguidamente são imersos em água durante 30 minutos e pesados novamente após esse período de tempo (M2). A absorção de água, A, determina-se a partir da seguinte relação: $A = (M2 - M1) / M1$
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.25 – Ensaio de permeabilidade à água

ENSAIO 3.DL	Ensaio de permeabilidade à água.
Parâmetro medido	Volume de água que atravessa uma amostra submetida a uma pressão de água numa face.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.26 – Ensaio de permeabilidade ao gás

ENSAIO 4.DL	Ensaio de permeabilidade ao gás.
Parâmetro medido	Volume de gás que atravessa uma amostra submetida a uma pressão de oxigénio numa face.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.27 – Ensaio de difusão de cloretos

ENSAIO 5.DL	Ensaio de difusão de cloretos.
Parâmetro medido	Coeficiente de difusão de cloretos. Ensaio tipo 1 – Coloca-se uma amostra de betão na fronteira entre duas câmaras, uma saturada com cloretos e outra sem cloretos. Após algum tempo, determina-se o coeficiente de difusão de cloretos, medindo a concentração de cloretos em ambas as câmaras. Ensaio tipo 2 – Coloca-se uma amostra de betão em água saturada com cloretos e, após algum tempo, determina-se a percentagem de cloretos na amostra a diferentes profundidades. Com estes valores é possível determinar o coeficiente de difusão de cloretos.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

Quadro 3.28 – Ensaio de carbonatação acelerada

ENSAIO 6.DL	Ensaio de carbonatação acelerada.
Parâmetro medido	Profundidade da carbonatação ao longo do tempo numa amostra de betão colocada numa câmara com ambiente controlado e com uma percentagem de CO ₂ de 5%. A profundidade de carbonatação relaciona-se com o coeficiente de carbonatação a partir da lei da difusão.
Equipamento	Equipamento diverso a definir pelo operador qualificado.

4

PROJECTO DE REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO**4.1 INTRODUÇÃO**

A necessidade de reabilitação das estruturas de betão armado tem vindo a crescer consideravelmente ao longo dos anos, como resultado de um conjunto de causas que, em conjunto ou separadamente, determinam uma intervenção. De entre as diversas causas, referem-se as seguintes:

- i. Degradação da estrutura motivada pelo envelhecimento natural, pelas deficiências de projecto/construção ou pela falta de manutenção;
- ii. Degradação da estrutura como resultado de causas acidentais, tais como incêndios, explosões e sismos. Nestes casos, a par das acções de reparação que visam repor as condições de segurança iniciais, poderá ser necessário adequar os níveis de segurança da estrutura às acções regulamentares actuais ou mesmo a alterações de uso previstos para a estrutura;
- iii. Alteração do sistema estrutural por supressão de elementos estruturais. Nestes casos, a redistribuição de esforços poderá introduzir esforços incompatíveis com a resistência de determinados elementos;
- iv. Alteração da sobrecarga de utilização (p.e. substituição de máquinas em indústrias alimentares);
- v. Prolongamento da vida útil da estrutura.

Antes de avançar, convém desde já definir alguns conceitos em torno da área da reabilitação de estruturas que procuram classificar o tipo de intervenção a realizar.

Entende-se por reparação todas as acções que visam repor os níveis de desempenho da estrutura para os padrões inicialmente previstos ou, acções que visam corrigir e prevenir os efeitos da degradação da estrutura. Por exemplo, uma das técnicas de reparação mais correntes consiste na injeção de fendas de flexão com resinas epóxicas. Com a aplicação desta técnica, repõe-se a rigidez de flexão inicial do elemento, mas não se aumenta a sua resistência à flexão [7].

Uma intervenção de reforço define-se como uma acção que incide sobre o comportamento estrutural da estrutura, visando o aumento da resistência ou ductilidade dos seus elementos, melhorando assim o desempenho da estrutura relativamente ao seu estado inicial [7].

O conceito de reabilitação abrange as situações em geral, envolvendo acções de reparação, reforço ou uma combinação das duas. Desta forma, pode ser entendida como a acção necessária para habilitar novamente a estrutura para cumprir as suas funções iniciais ou mesmo responder às novas exigências de desempenho e segurança.

O projecto de reabilitação de uma estrutura existente requer uma abordagem substancialmente diferente do projecto de uma estrutura nova, sobretudo ao nível da sequência das etapas a cumprir, a qual é discutível e difícil de sistematizar, uma vez que cada projecto apresenta especificidades e condicionantes próprias, que o tornam único. Refira-se ainda que a falta de regulamentação (salvo para alguns tipos de intervenção) relacionada com o projecto de reforço, a inexistência de documentação que aborde de forma integrada o projecto e execução das acções de reabilitação, e a consequente falta de informação do meio técnico, introduzem dificuldades em todo o processo.

Este capítulo e os próximos pretendem dar um contributo para a difusão pelo meio técnico de informação relacionada com o projecto de reabilitação de estruturas de betão, com especial ênfase no reforço de estruturas, procurando-se apresentar a informação que se considera fundamental para um projecto desta natureza de uma forma sintética e integrada.

4.2 ETAPAS DE UM PROJECTO DE REABILITAÇÃO

Embora seja difícil propor uma sequência de etapas aplicável a todos os casos de projectos de reabilitação, sugere-se a abordagem sintetizada no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Metodologia a seguir num projecto de reabilitação

FASE A – AVALIAÇÃO DO ESTADO DA ESTRUTURA	
A1. Recolha de informação	
A1.1 Elementos de projecto	i. Peças desenhadas; ii. Peças escritas;
A1.2 Elementos de obra	i. Telas finais; ii. Registos da fiscalização; iii. Livro de obra;
A1.3 História da estrutura	i. Registo de alterações de uso da estrutura; ii. Registo de anteriores intervenções de reparação/reforço;
A1.4 Levantamento da geometria da estrutura actual	i. Recolha da dimensão real dos elementos estruturais; ii. Verificação da introdução/supressão de elementos estruturais; iii. Verificação da conformidade do sistema estrutural do projecto/obra;
A2. Inspeção da estrutura	
A.2.1 Abordagem nível 1	Registo, visualização, análise e eventual quantificação de defeitos visíveis e potenciais nos elementos estruturais (fendilhação, deformação, deterioração do betão, deterioração do aço, etc.);

A.2.2 Abordagem nível 2	i. Quantificação das propriedades mecânicas do betão e do aço através de ensaios “in-situ” ou em laboratório; ii. Quantificação das anomalias registadas na <i>abordagem nível 1</i> através de ensaios “in-situ” ou em laboratório
FASE B – AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA	
A2.1 Verificação da segurança da estrutura face às condições iniciais de projecto	i. Verificação aos estados limites últimos; ii. Verificação aos estados limites de utilização;
A2.2 Verificação da segurança da estrutura face às novas exigências de utilização	i. Verificação aos estados limites últimos; ii. Verificação aos estados limites de utilização;
FASE C – CARACTERIZAÇÃO DO TIPO E OBJECTIVOS DA INTERVENÇÃO	
Face aos resultados da fase A e B, deverá adoptar-se uma das seguintes estratégias:	
i. Não intervir; ii. Reparar em pequena escala; iii. Reparar e eventualmente reforçar; iv. Reforçar; v. Demolir;	
FACE D – PROJECTO DE REABILITAÇÃO	

4.3 PRINCIPAL REGULAMENTAÇÃO/DOCUMENTAÇÃO APLICÁVEL

À semelhança do projecto de uma estrutura nova, o projecto de reabilitação de estruturas de betão existentes deve ter em consideração os regulamentos portugueses actuais bem como os códigos europeus em vigor.

Na falta de regulamentação aplicável a determinados casos, deverá se recorrer a documentos técnicos de referência emitidos por entidades reconhecidas para o efeito.

Nos Quadros 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5 indicam-se os principais documentos aplicáveis no projecto de reabilitação de estruturas de betão armado.

Quadro 4.2 – Regulamentação portuguesa aplicável ao projecto de reabilitação

REGULAMENTOS PORTUGUESES
Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSA [8]
Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – REBAP [9]

Quadro 4.3 – Normas europeias aplicáveis ao projecto de reabilitação

NORMAS EUROPEIAS
Eurocódigo 1 – Bases de projecto e acções em estruturas [10]
Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão [11]
Eurocódigo 8 – Parte 1-4: Reforço e recuperação de edifícios [12]
EN1504 – Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão [1]

Quadro 4.4 – Normas internacionais aplicáveis ao projecto de reabilitação

NORMAS INTERNACIONAIS
ISO 13822: Bases for design of structures – Assessment of existing structures

Quadro 4.5 – Documentos técnicos de apoio ao projecto de reabilitação

DOCUMENTOS TÉCNICOS
Boletim de informação n.º 162 (1983) – “Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)” [13]. Comité Euro-Internacional do Betão (CEB).
Boletim de informação n.º14 – “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”. Technical report, October 2001. [14] Emitido pela Federação Internacional do Betão (FIB).
Boletim de informação n.º18 – “Management, maintenance and strengthening of concrete structures”. Technical report, April 2001. Emitido pela FIB.
“Guidelines for the design and construction of externally F.R.P. systems for strengthening concrete structures”, A.C.I. Comité 440, Sub-Comité 440F [15]. Emitido pelo Instituto Americano do Betão (ACI – American Concrete Institute).
Manual N.º 4 – “Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers (F.R.P.s)”. Emitido pelo “Intelligent Sensing for Innovative Structures Canada Research Network” (ISIS Canada)
CAN/CSA-S806-02 (R2007) F - “Design and Construction of Building Components with Fibre - Reinforced Polymers”. Emitido pela “Canadian Standards Association” (C.S.A.)
J.C.I. TC952, 1998, “Continuous fiber reinforced concrete” [16]. Emitido pelo Instituto Japonês do Betão (J.C.I. – Japan Concrete Institute).
“Practical Guideline for Investigation, Repair and Strengthening of Cracked Concrete Structures”, 2003. Emitido pelo J.C.I.
“Design guidelines of F.R.P. reinforced concrete building structures”, 1993. Emitido pelo “Building Research Institute” (B.R.I.) pertencente ao Ministério da Construção Japonês.
“Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures”, 2004. Emitido pelo C.N.R. (Consiglio Nazionale delle Ricerche).
Fichas técnicas dos produtores de F.R.P tais como: S&P, SIKa, MBT, etc.

4.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES

A verificação da segurança de estruturas existentes consiste na construção de um modelo de comportamento estrutural adequado à realidade das preexistências, que permita a verificação da segurança relativamente aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização.

A verificação da segurança da estrutura consiste no estabelecimento da seguinte equação:

$$S_d \leq R'_d \quad (4.1)$$

onde S_d representa o valor de cálculo do esforço actuante na estrutura e R'_d corresponde ao valor de cálculo do esforço resistente residual do elemento.

Na determinação do valor de cálculo dos esforços actuantes deverá ter-se em consideração o facto de se estar a analisar uma estrutura existente eventualmente danificada e com uma história de carga.

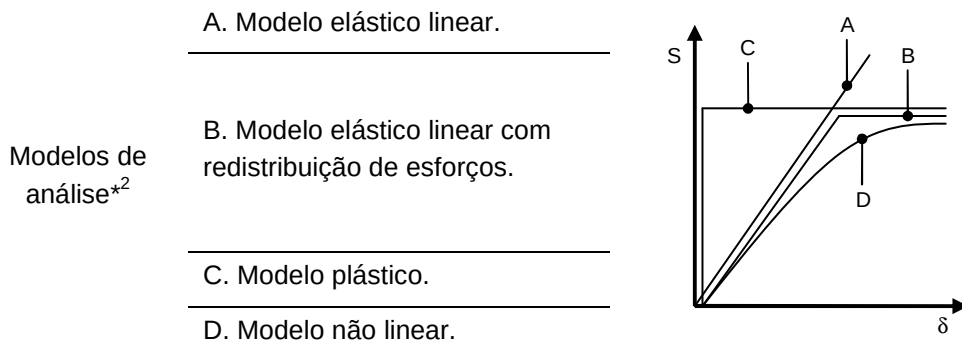
No Quadro 4.6 sintetizam-se os procedimentos a levar a efeito no cálculo dos esforços actuantes para verificação da estrutura aos estados limites últimos.

Quadro 4.6 – Sequência de cálculo do valor dos esforços actuantes na verificação de segurança aos E.L.U. em estruturas existentes

A) Modelação da estrutura existente		
DADOS		OBTENÇÃO DA INFORMAÇÃO
Materiais	Propriedades mecânicas	i. Ensaaios estruturais "in-situ" e em laboratório; ii. Projecto de estabilidade.
	Arranjo estrutural	i. Levantamento estrutural em obra; ii. Projecto de estabilidade.
Estrutura	Secção transversal dos elementos estruturais	i. Levantamento estrutural em obra; ii. Projecto de estabilidade.
	Quantificação das acções	i. Regulamentos em vigor (RSA [8], EC1 [10]); ii. Acções específicas.
Acções	Coeficientes majoração das acções	$\gamma'_g = \begin{cases} 1.1 \times (\gamma_g - 0.1) \Rightarrow \text{Estruturas danificadas} \\ 1.0 \times (\gamma_g - 0.1) \Rightarrow \text{Estruturas sãs} \end{cases},$
		$\gamma'_q = \begin{cases} 1.1 \times \gamma_q \Rightarrow \text{Estruturas danificadas} \\ 1.0 \times \gamma_q \Rightarrow \text{Estruturas sãs} \end{cases}_{*1}$ γ'_g = coeficiente de majoração de acções permanentes em estruturas existentes; γ'_q = coeficiente de majoração de acções

variáveis em estruturas existentes.

*¹ No caso de estruturas existentes a incerteza quanto à importância de uma dada acção na resposta de uma estrutura danificada é maior relativamente a uma estrutura nova [17], pelo que deverão ser adoptados os coeficientes de segurança propostos no Boletim n.º 162 do C.E.B. [13].



*² Tendo em conta a história de tensões e o efeito da fendilhação do betão na distribuição dos esforços dever-se-ia adoptar um modelo de análise não linear. No entanto, adopta-se geralmente o modelo B, tendo em conta a facilidade de aplicação deste modelo. O modelo A não deverá ser utilizado, uma vez que se encontra muito afastado da realidade da estrutura. O modelo C raramente é utilizado tendo em conta a sua complexa aplicação.

B) Cálculo

Recorrendo a um programa de cálculo automático de estruturas corrente e configurando convenientemente as hipóteses de cálculo de acordo com o descrito anteriormente, obtêm-se os valores de cálculo dos esforços actuantes, S_d .

Na determinação dos esforços resistentes deve-se ter em consideração as características mecânicas residuais dos elementos existentes, ou seja, as características mecânicas remanescentes da estrutura pós-danificada, as quais podem ser determinadas a partir dos seguintes métodos [13]:

- Estimativa analítica – Realiza-se uma estimativa das propriedades mecânicas dos materiais a partir de gráficos apresentados pelo CEB [13] que ilustram a evolução dessas propriedades com o grau de corrosão, sismos e incêndios [18];
- Ensaio de carga – Consiste na realização de ensaios de carga da estrutura devidamente monitorizados;
- Estimativa empírica – Consiste na multiplicação das propriedades iniciais dos materiais por coeficientes redutores que procuram ter em conta o efeito dos danos da estrutura existente.

Em termos práticos, o método iii. apresenta vantagens significativas, uma vez que se obtêm rapidamente os valores característicos residuais das propriedades dos materiais a partir da aplicação dos coeficientes já referidos na descrição desse método.

Assim, segundo este método, o valor característico das propriedades mecânicas residuais de um elemento estrutural pode ser obtido a partir das seguintes expressões:

$$R_{\text{residual}} = v_R \times R_{\text{inicial}} \quad (4.2)$$

$$K_{\text{residual}} = v_K \times K_{\text{inicial}} \quad (4.3)$$

sendo:

R_{inicial} e K_{inicial} – Características iniciais de resistência e de rigidez respectivamente;

R_{residual} e K_{residual} – Características residuais de resistência e de rigidez respectivamente;

v_R e v_K – Coeficientes de correcção da capacidade resistente e de rigidez;

Nos Quadros 4.7, 4.8 e 4.9 indicam-se os valores dos coeficientes v_R preconizados pelo CEB [13].

Quadro 4.7 – Coeficiente v_R para danos provocados por sismos

CONSTRUÇÃO	NÍVEL DE DANOS			
	Nível A	Nível B	Nível C	Nível D
Nova	0.95	0.75	0.45	0.15
Antiga	0.80	0.60	0.30	0
Nível A	Fissuras de flexão isoladas com larguras inferiores a 1 – 2 mm, desde que um cálculo simples demonstre que estas fissuras não são devidas a deficiência da armadura para as acções de dimensionamento, mas sim devidas a efeitos localizados (juntas de construção, acções térmicas iniciais, retracções, etc.).			
Nível B	Várias fissuras de flexão largas, ou fissuras de corte diagonais isoladas com larguras inferiores a cerca de 0.5 mm, não existindo deslocamentos residuais.			
Nível C	Fissuras de corte bi-diagonais e/ou esmagamento localizados no betão devidos a corte e compressão, não existindo deslocamentos residuais apreciáveis; ocorrência de fendilhação em nós de ligação viga/pilar.			
Nível D	Rotura do núcleo de betão do elemento, encurvadura dos varões (o elemento perdeu a continuidade mas não colapsou), existindo apenas pequenos deslocamentos residuais (verticais e horizontais); ocorrência de danos severos em nós de ligação pilar/viga.			

Quadro 4.8 – Coeficiente v_R para danos provocados por incêndios

CONSTRUÇÃO	NÍVEL DE DANOS			
	Nível A	Nível B	Nível C	Nível D
Nova	0.95	0.80	0.65	0.40
Antiga	0.90	0.75	0.60	0.30
Nível A	Sem danos, excepto algum descasque mínimo do acabamento e/ou do betão.			

Nível B	Acabamento bastante afectado, algum descasque do betão; microfissuração generalizada da superfície do betão e eventual corrosada, o que dependerá dos agregados.
Nível C	Arranque generalizado do acabamento, descasque significativo do betão e eventual cor cinzento avermelhado/esbranquiçado; os varões ainda estão aderentes ao betão, sem que mais que um varão no caso de pilares ou até 10% da armadura principal no caso de vigas e lajes, tenha encurvado.
Nível D	Danos severos, descasque generalizado do betão deixando à vista praticamente toda a armadura; o betão possui uma cor amarelo acastanhado; mais do que um varão no caso de pilares ou até 50% da armadura principal no caso de vigas e lajes encurvou, podendo existir distorção dos pilares; eventuais fissuras de corte com poucos mm de largura dos pilares; eventuais fissuras de flexão/corte com vários mm de largura nas vigas e lajes e possíveis flechas apreciáveis

Quadro 4.9 – Coeficiente ν_R para danos provocados pela corrosão

CONSTRUÇÃO	NÍVEL DE DANOS			
	Nível A	Nível B	Nível C	Nível D
Nova	0.95	0.80	0.60	0.35
Antiga	0.85	0.70	0.50	0.25

Nível A	Manchas de ferrugem, alguma fendilhação longitudinal, perda de secção de armadura < 1%.
Nível B	Manchas de ferrugem, alguma fendilhação longitudinal e transversal, algum descasque do betão, perda de secção da armadura a < 5%.
Nível C	Manchas de ferrugem, fendilhação extensa, descasque significativo do betão, perda de secção da armadura a < 10%.
Nível D	Manchas de ferrugem, fendilhação extensa, descasque do betão em algumas zonas deixando a armadura à vista, perda de secção da armadura a < 25%, eventuais deslocamentos residuais.

Os valores de cálculo das propriedades dos materiais obtêm-se a partir dos seus valores característicos pela aplicação dos coeficientes de minoração das propriedades dos materiais. De acordo com o CEB [13] estes coeficientes poderão ser inferiores aos utilizados no cálculo de estruturas novas, não indicando contudo um valor para os mesmos.

De acordo com Ripper [17] caso se disponha de informação rigorosa acerca dos materiais realmente aplicados na estrutura (dados do projecto, registos de ensaios realizados aquando da construção, registo de ensaios complementares, etc) poderão se admitir os seguintes coeficientes de segurança:

$$\begin{aligned}\gamma'_c &= \frac{\gamma_c}{1.10} \geq 1.20 \\ \gamma'_s &= \frac{\gamma_s}{1.10} \geq 1.05\end{aligned}\quad (4.4)$$

sendo γ'_c e γ'_s os coeficiente de minoração das propriedades do betão e do aço existentes, respectivamente.

Caso não se disponha de informação, aplicam-se os coeficientes de segurança de minoração das propriedades dos materiais habituais em estruturas de betão armado.

Os estados limites de utilização deverão ser verificados tendo em consideração, do lado das acções, os esforços actuantes em combinações de serviço e, do lado da resistência, elementos estruturais com as suas características de rigidez (rigidez flexional e rigidez axial) reduzidos de um coeficiente η_K correspondente a 80% dos valores indicados nos Quadros 4.7, 4.8 e 4.9 [13].

4.5 CARACTERIZAÇÃO DO TIPO DE INTERVENÇÃO

Na caracterização do tipo de intervenção a levar a efeito, define-se o chamado *coeficiente de capacidade*, Φ , definido pela seguinte expressão:

$$\phi = \frac{R'_d}{S_d} \quad (4.5)$$

A tomada de decisão quanto à natureza da intervenção, baseia-se nos critérios indicados no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Relação entre coeficiente de capacidade e o grau da intervenção [13]

COEFICIENTE DE CAPACIDADE, Φ	ACÇÃO
$\Phi \geq 1$	Não reforçar
$0,67 < \Phi < 1$	Reparar e eventualmente reforçar
$0,50 < \Phi < 2/3$	Reforçar
$\Phi \leq 0,50$	Demolir

4.6 BASES PARA DIMENSIONAMENTO DE REFORÇOS

O dimensionamento de elementos reforçados deve ser baseado na filosofia dos estados limites, de acordo com a regulamentação portuguesa e europeia em vigor para estruturas novas.

As acções a considerar no dimensionamento deverão ser as previstas nos regulamentos consoante o tipo de utilização da estrutura, ou outras acções específicas que se apliquem ao projecto de reforço em causa. Os coeficientes de majoração das acções deverão ser os já indicados no sub-capítulo 4.4.

Os coeficientes de segurança de minoração das propriedades dos materiais existentes (γ'_c e γ'_s) poderão ser reduzidos, caso se disponha de informação rigorosa acerca dos materiais realmente aplicados na

estrutura (ver sub-captítulo 4.4). Caso contrário, deverão adoptar-se os coeficientes de segurança habituais em estruturas de betão armado.

Relativamente aos materiais de reforço, os coeficientes de minoração a aplicar deverão ser os adequados ao tipo de material e sistema de reforço aplicado, forçando os materiais a “trabalharem” a tensões mais baixas, compatíveis com a transmissão de esforços a ser feita [17]. No caso dos materiais betão e aço, o CEB [13] recomenda os valores indicados nos Quadros 4.11, 4.12 e 4.13.

Quadro 4.11 – Valores de γ_c para betão cofrado em obra

Controlo de qualidade e inspecção	Espessura adicional			
	< 100mm		> 100mm	
	Acessibilidade			
	Baixa	Normal	Baixa	Normal
Alto	1.80	1.65	1.50	1.50
Médio	1.95	1.80	1.65	1.50

Quadro 4.12 – Valores de γ_c para betão projectado

Controlo de qualidade e inspecção	Acessibilidade	
	Baixa	Normal
Alto	1.95	1.80
Médio	2.10	1.95

Quadro 4.13 – Valores de γ_s para o aço

Controlo de qualidade e inspecção	Armaduras novas
Alto	1.40
Médio	

Quando se considera um estado limite último, deverá verificar-se que:

$$S_d \leq R_d \quad (4.6)$$

em que S_d é o valor de cálculo de um esforço actuante, calculado de acordo com o já descrito no sub-capítulo 4.4, e R_d o valor de cálculo do esforço resistente da estrutura reforçada.

Na determinação dos esforços resistentes da secção de betão armado reforçada, poderão se adoptar uma das seguintes estratégias:

- Aplicação do chamado “Método dos coeficientes globais”, que consiste no cálculo da resistência da peça, adoptando os modelos de comportamento das secções de betão armado novas, admitindo a inexistência de danos, a ligação perfeita entre materiais e a inexistência de estados de tensão prévios (antes da aplicação do reforço). Posteriormente, aplica-se um coeficiente redutor de monolitismo, $\gamma_{n,R}$, o qual depende da técnica de

reforço utilizada e procura ter em consideração a imperfeição da ligação entre o elemento de betão armado e o reforço. Adoptando-se esta estratégia, o esforço resistente passa a ser dado por:

$$R_d = \gamma_{n,R} \times R_d \quad (4.7)$$

- ii. Modelação da estrutura danificada e análise das tensões iniciais. Incorporação no modelo do reforço incluindo a modelação da interface entre elementos existentes e elementos de reforço.

Com a aplicação do “Método dos coeficientes globais” admite-se um comportamento monolítico da secção, impondo desta forma um diagrama de extensões lineares ao longo da secção reforçada.

No cálculo das secções de betão armado reforçadas, assumem-se ainda as seguintes hipóteses:

- a) As secções planas mantêm-se planas após o carregamento;
- b) É satisfeito o princípio de equilíbrio de forças na secção;
- c) A resistência à tracção do betão é desprezada;

Para que os métodos descritos em i. e ii. sejam verosímeis, a estrutura deverá ser escorada e aliviada de todas as cargas que possam ser removidas durante a execução do reforço, garantindo desta forma níveis de tensão baixos e mobilização do reforço para as cargas de serviço [19].

Quanto aos métodos de análise estrutural sugere-se uma análise linear com redistribuição de esforços, ou uma análise não linear. A utilização deste tipo de análise justifica-se pela necessidade de consideração do carregamento prévio da estrutura, o qual conduziu já a uma redistribuição de esforços, de acordo com a rigidez relativa entre elementos fissurados e não fissurados.

4.7 MATERIAIS DE REFORÇO

4.7.1 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS (F.R.P.)

4.7.1.1 Constituição

De acordo com a ISO 8930 (EUROCOMP, 1996) a sigla F.R.P. refere-se a uma família de materiais compósitos designada por “Fiber Reinforced Polymer” cuja tradução portuguesa será “Polímeros Reforçados por Fibras”.

Os materiais compósitos de F.R.P. são constituídos, essencialmente, por fibras de reforço embebidas numa matriz polimérica. Adicionalmente, acrescentam-se cargas de enchimento designadas por “fillers”, de forma a tornar o material mais económico e, eventualmente, aditivos com funções específicas [20].

A utilização de F.R.P. como armaduras não metálicas torna-se cada vez mais atractiva, tendo em conta as excelentes propriedades que estes materiais apresentam, tais como, a elevada resistência à tracção, a resistência à corrosão, a elevada resistência à fadiga, o bom amortecimento ao choque e isolamento electromagnético [20].

As propriedades de um compósito de F.R.P. dependem, essencialmente, dos seguintes factores:

- i. Propriedades das fibras;
- ii. Propriedades da matriz;
- iii. Razão fibra/matriz no compósito;
- iv. Orientação das fibras na estrutura do compósito;

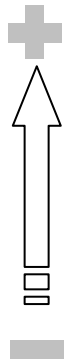
4.7.1.2 Matriz polimérica

A matriz polimérica consiste numa resina que envolve e aglutina as fibras de reforço, protegendo-as da agressividade do meio e garantindo a transmissão de esforços internos entre fibras. [20, 21].

A matriz polimérica pode ser materializada por uma resina termoendurecível ou termoplástica. A diferença fundamental entre estas duas resinas consiste no facto de a primeira, quando curada pela acção de calor ou de tratamento químico, se tornar num produto infusível e insolúvel, enquanto que a segunda se pode tornar repetidamente num produto plástico quando aquecido e rígido quando arrefecido.

No Quadro 4.14 caracteriza-se qualitativamente as propriedades dos diferentes tipos de matrizes.

Quadro 4.14 – Propriedades das matrizes poliméricas [22]

MATRIZ POLIMÉRICA		PROPRIEDADES	
<i>Resina termoplástico</i>	<i>Resina termoendurecível</i>		i. Mecânicas ii. Características de adesão à fibra iii. Comportamento reológico iv. Resistência a ambientes agressivos v. Dar forma ao compósito
Poliamidas	Poliéster insaturado		
PP	Epóxido		
PET/PT	Vinil-éster		
Policarbonatos	Fenólica		
PPE/PO	Furânica		
Estirénicos	Melamina		

As resinas contribuem significativamente para a resistência ao corte e à compressão do material compósito, e menos na resistência à tracção, a qual é assegurada pelas fibras de reforço.

As resinas mais utilizadas nos sistemas F.R.P. são as resinas termoendurecíveis do tipo epóxido.

4.7.1.3 Fibras de reforço

As fibras de reforço são responsáveis pela resistência e rigidez do F.R.P..

As fibras contínuas mais correntes nos materiais F.R.P. para aplicações em engenharia civil são as fibras de carbono (C), vidro (G) e poliamida aromática (aramida A), das quais são produzidos os respectivos compósitos reforçados denominados internacionalmente por C.F.R.P. (Carbon Fiber Reinforced Polymer), G.F.R.P. (Glass Fiber Reinforced Polymer) e A.F.R.P. (Aramid Fiber Reinforced Polymer).



Fig. 4.1 – Fibras de carbono



Fig. 4.2 – Fibras de vidro



Fig. 4.3 – Fibras de aramida

Comparativamente aos metais, realça-se a elevada resistência à tracção, os elevados módulos de elasticidade, e o comportamento perfeitamente elástico destes materiais até à ruptura, conforme se pode verificar na figura 4.4.

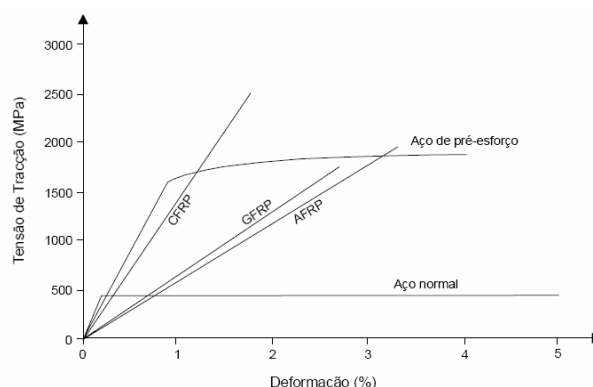


Fig. 4.4 – Comportamento à tracção de vários sistemas FRP e aço [20]

No quadro 4.15 apresentam-se as principais características das fibras, de acordo com uma classificação proposta pelo Instituto Japonês do Betão (Japan Concrete Institute, J.C.I.) numa das suas publicações técnicas (J.C.I. TC952, 1998) [16].

Quadro 4.15 – Principais características das fibras de reforço dos materiais F.R.P.

Tipo de fibras		Res. tracção (MPa)	Mod. Elast. (GPa)	Alongamento último (%)	Peso específico
Carbono (C)	elevada resistência	3430 - 4900	230 - 240	1.5 - 2.1	1.8
	elevado mód. elast.	2940 - 4600	392 - 640	0.45 - 1.2	1.8 - 2.1
Aramida (A)	elevado mód. elast.	2900	111	2.4	1.45
	elevada resistência	3500	74	4.6	1.39
Vidro (G)	vidro-E	3500	74	4.7	2.6

No Quadro 4.16 apresenta-se uma análise qualitativa das principais vantagens e desvantagens de cada uma das fibras referidas anteriormente [22].

Quadro 4.16 – Principais vantagens e desvantagens das fibras de reforço

FIBRA	VANTAGENS	DESvantagens
Carbono	i. Grande resistência à tracção, compressão e fadiga; ii. Grande resistência a altas temperaturas e à acção de agentes químicos; iii. Boa condutividade térmica e eléctrica; iv. Imunes à corrosão.	i. Sensibilidade ao choque e abrasão; ii. Corrosão do tipo galvânico; iii. Cor negra; iv. Dez vezes mais caras do que as fibras de vidro.
Vidro	i. Grande resistência à temperatura;	i. Susceptível a danos na superfície;

	ii. Boa aderência à matriz polimérica; iii. Transparente; iv. Boas características eléctricas; v. Boa relação qualidade/preço.	ii. Características mecânicas inferiores aos das outras fibras; iii. Maior peso específico.
Aramida	i. Baixa densidade; ii. Resistência à tracção elevada; iii. Excelente resistência ao choque, desgaste e vibrações; iv. Bom comportamento ao fogo e boa resistência química.	i. Baixa resistência à compressão; ii. Sensibilidade à fluência, à acção de raios ultravioletas, e a temperaturas elevadas; iii. Dificuldade de moldagem; iv. Absorção de humidade.

A selecção do tipo de fibras a utilizar num sistema F.R.P. deverá ser feita em função da resistência, rigidez e durabilidade requeridas pela técnica de reforço projectada.

Os sistemas reforçados com fibras de carbono (C.F.R.P.) são os mais usados em reforço de estruturas de betão armado por colagem de armaduras não metálicas, tendo em conta a elevada resistência à tracção, elevado módulo de elasticidade e baixo peso específico das fibras de carbono, quando comparadas com as restantes fibras disponíveis no mercado.

As fibras de reforço apresentam-se sob forma de filamentos de pequeno diâmetro que, quando enrolados sob tensão, formam feixes que constituem a unidade base para outras configurações (Quadro 4.17 [22]) As diferentes orientações que as fibras podem assumir na estrutura do compósito, introduzem um carácter anisotrópico ao material resultante, o qual poderá classificar-se como unidireccional, bidireccional ou multidireccional consoante essa mesma disposição.

Quadro 4.17 – Diferentes configurações dos feixes de fibras

CONFIGURAÇÃO	DESCRIÇÃO	ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS	FIGURA
Fio contínuo	Ligação de feixes paralelos	Unidireccional	4.5
Cordão	União de feixes com torção conjunta	Unidireccional	4.6
Manta (ou folhas)	Troços de fios ou feixes, dispostos num plano segundo direcções aleatórias, mantidos em conjunto por um aglutinado fraco.	Unidireccional	4.7
		Bidireccional	4.8
		Multidireccional	4.9
Tecido	Entrecruzamento de fios ou cordões segundo duas direcções perpendiculares	Unidireccional	4.10
		Multidireccional	



Fig. 4.5 – Fio contínuo de fibras



Fig. 4.6 – Cordão de FRP



Fig. 4.7 – Manta unidireccional de FRP



Fig. 4.8 – Manta bidireccional de F.R.P.



Fig. 4.9 – Manta multidireccional de F.R.P.

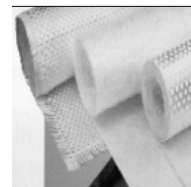


Fig. 4.10 – Tecido de F.R.P.

4.7.1.4 Sistemas de reforço com F.R.P.

Existem basicamente dois sistemas de aplicação de materiais compósitos do tipo F.R.P. em reforço de estruturas: sistemas pré-fabricados e sistemas curados “in-situ”.

Os sistemas pré-fabricados consistem em produtos terminados de F.R.P., com dimensão e secção transversal definidos e prontos a serem colados (com adesivo ou cola) ao elemento de betão armado a reforçar. Nas figuras que se seguem ilustram-se exemplos de estruturas reforçadas com laminados unidireccionais (forma comercial mais corrente).



Fig. 4.11 – Laminado de F.R.P. pronto a ser cortado



Fig. 4.12 – Reforço de viga com laminados em forma de L de F.R.P.



Fig. 4.13 – Reforço de laje com laminados de F.R.P.

A aplicação destes sistemas deve ser precedida pela preparação da superfície de betão, a qual consiste essencialmente nas seguintes tarefas:

- i. Limpeza e aumento da rugosidade da superfície do betão por picagem (Fig.4.14), jacto de areia (Fig. 4.15) ou jacto de água (Fig.4.16);
- ii. Limpeza da secção e aplicação de primário epoxido de forma a melhorar a resistência superficial e limitar a absorção pelo betão do adesivo epoxido [7];

- iii. Regularização da superfície com uma argamassa epóxida de forma a garantir a espessura de resina aplicada não é superior à especificada.

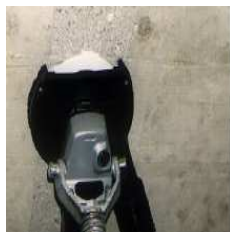


Fig. 4.14 – Preparação da superfície do betão por picagem



Fig. 4.15 – Preparação da superfície do betão por jacto de areia



Fig. 4.16 – Preparação da superfície do betão por jacto de areia

Nos sistemas curados “in-situ” o fabrico do material F.R.P. é efectuado na zona do elemento a reforçar. Simplificadamente, estes sistemas baseiam-se na aplicação directa de fios, mantas ou tecidos secos ou pré-impregnados sob uma resina epóxida de impregnação, previamente aplicada na superfície do material a reforçar. Existem actualmente múltiplas técnicas de aplicação destes sistemas, propostas pelos diferentes fabricantes, embora na sua essência apenas defiram nos produtos aplicados. Nas figuras seguintes ilustra-se a sequência de aplicação de um sistema de reforço curado “in-situ”.



Fig. 4.17 – Aplicação de primário epóxido de forma a aumentar a resistência superficial [17]

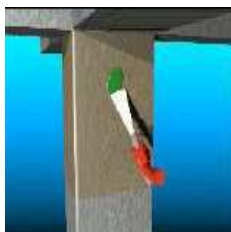


Fig. 4.18 – Regularização da superfície com argamassa epóxida aplicada à colher (“putty”)

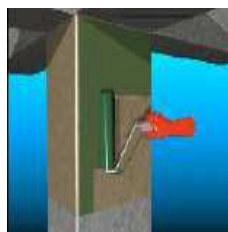


Fig. 4.19 – Aplicação da primeira camada de resina epóxida, para colagem

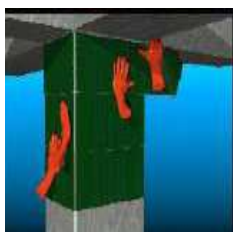


Fig. 4.20 – Aplicação das mantas ou tecidos

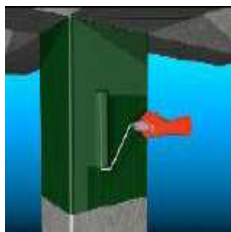


Fig. 4.21 – Aplicação de resina de impregnação

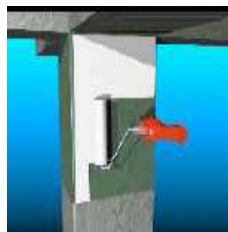


Fig. 4.22 – Aplicação de revestimento final de protecção

4.7.1.5 Propriedades dos sistemas F.R.P.

As propriedades iniciais de um sistema F.R.P. variam consoante a sua composição e são normalmente fornecidas pelos fabricantes.

O conhecimento da evolução destas propriedades ao longo da vida útil da estrutura é ainda parco, tendo em conta a relativamente curta história de aplicação destes sistemas em reforço de estruturas.

Desta forma, os valores de cálculo das propriedades dos sistemas de F.R.P. são obtidos a partir dos seus valores característicos afectados por coeficientes de minoração que procura ter em consideração os efeitos da exposição ambiental, história de carga (fluência, relaxação e fadiga) e do tipo de aplicação nas propriedades do sistema de F.R.P.

De referir ainda que os materiais de F.R.P. são extremamente sensíveis à acção do fogo. De facto, quando submetidos a altas temperaturas as propriedades resistentes e de rigidez do sistema compósito reduzem-se drasticamente, conduzindo a uma degradação prematura e ao colapso. A ligação entre o sistema compósito e o suporte de betão é igualmente seriamente afectada. Assim, chama-se a atenção para a necessidade de prever um revestimento final de protecção ao fogo do sistema compósito.

No Quadro 4.18 sintetiza-se o procedimento para obtenção do valor de cálculo da tensão resistente à tracção, f_{Lud} , da deformação de rotura, ϵ_{Lud} , e do módulo de elasticidade do sistema, E_L .

Quadro 4.18 - Propriedades mecânicas de um sistema F.R.P.

PROPRIEDADE	FÓRMULA	COMENTÁRIOS
Tensão de rotura à tracção média	f_{Lum}	Fornecido pelo fabricante
Tensão de rotura à tracção característica	$f_{Luk} = f_{Lum} - 3\Delta$	Δ = Desvio padrão
Tensão de rotura à tracção de cálculo	$f_{Lud} =$ Pr oposta FIB [14] = $\frac{f_{Luk}}{\gamma_f}$ Pr oposta CEB [13] = $\frac{f_{Luk}}{\gamma_f}$ Pr oposta ACI [15] = $C_E \times f_{Luk}$ Pr oposta CNR [29] = $\eta_a \times \eta_l \times \frac{f_{Luk}}{\gamma_f}$	Coeficientes γ_f , C_E , η_a e η_l indicados nos Quadros 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.23 e 4.24
Valor médio da extensão na rotura	$\epsilon_{Luk} = \epsilon_{Lum} - 3\Delta$	Fornecido pelo fabricante
Valor característico da extensão na rotura	$\epsilon_{Luk} = \epsilon_{Lum} - 3\Delta$	Δ = Desvio padrão
Valor de cálculo da extensão na rotura	$\epsilon_{Lud} =$ Pr oposta FIB [14] = $\frac{\epsilon_{Luk}}{\gamma_m}$ Pr oposta CEB [13] = $\frac{\epsilon_{Luk}}{\gamma_m}$ Pr oposta ACI [15] = $C_E \times \epsilon_{Luk}$ Pr oposta CNR [29] = $\eta_a \times \eta_l \times \frac{\epsilon_{Luk}}{\gamma_m}$	Coeficientes γ_f , C_E , C_E , η_a e η_l indicados nos Quadros 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.23 e 4.24

Módulo de elasticidade característico [23]	$E_{Lk} = \sigma_{0.005}/0.005$	-
Módulo de elasticidade de cálculo	$E_L = f_{Lud}/\varepsilon_{Lud}$	-

Quadro 4.19 – Valores de γ_f propostos pelo FIB [14]

Tipo de fibra	Tipo de sistema F.R.P.	γ_f
Carbono	Pré-fabricado	1.20
	“In-situ”	1.35

Quadro 4.20 – Valores de γ_f propostos pelo CEB [13]

Tipo de fibra	Sistemas pré-fabricados ou sistemas curados in-situ com grande controlo de qualidade	Sistemas curados in-situ com normal controlo de qualidade ou quaisquer sistemas de reforço sob condições de difícil execução
Carbono	1.20	1.35
Aramida	1.25	1.45
Vidro	1.30	1.50

Quadro 4.21 – Valores de C_E propostos pelo ACI [15]

Condições de exposição	Tipo de sistema de F.R.P.	Valor de C_E
Interior	Carbono	0.95
	Vidro	0.75
	Aramida	0.85
Exterior	Carbono	0.85
	Vidro	0.65
	Aramida	0.75
Ambientes agressivos	Carbono	0.85
	Vidro	0.50
	Aramida	0.70

Quadro 4.22 – Valores de γ_f propostos pelo CNR [29]

Tipo de rotura	Sistemas certificados com controlo de qualidade	Sistemas não certificados
Rotura do FRP	1.10	1.25
Deslizamento do FRP	1.20	1.50

Quadro 4.23 – Valores de η_a propostos pelo CNR [29]

Condições de exposição	Tipo de fibra	η_a
Interno	Vidro	0.75
	Aramida	0.85
	Carbono	0.95
Externo	Vidro	0.65
	Aramida	0.75
	Carbono	0.85
Agressivo	Vidro	0.50
	Aramida	0.70
	Carbono	0.85

Quadro 4.24 – Valores de η_I propostos pelo CNR [29]

Natureza da carga	Tipo de fibra	η_I
Contínua (fluência e relaxação)	Vidro	0.30
	Aramida	0.50
	Carbono	0.80
Cíclica (fadiga)	Todas	0.50

4.7.2 BETÃO

O betão utilizado na reabilitação de estruturas deverá ser de boa qualidade e apresentar características específicas que o torne compatível com o betão existente, entre as quais se destacam:

- i. Boa resistência mecânica à compressão;
- ii. Boa aderência;
- iii. Boa trabalhabilidade;
- iv. Baixa retracção e fluência;
- v. Módulo de elasticidade semelhante ao do betão existente (parâmetro de deformabilidade);

- vi. Coeficiente de dilatação térmica e coeficiente de Poisson semelhantes ao betão existente (parâmetros de deformabilidade).

A necessidade de aplicação de um betão com parâmetros de deformabilidade semelhantes ao existente prende-se com a necessidade de evitar deformações diferenciais que introduzem tensões significativas na interface entre o betão de reforço e o betão existente.

Recomenda-se ainda o uso de betões compactos, de baixa porosidade e com agregados de pequenas dimensões.

4.7.3 AÇO

No reforço de estruturas de betão utilizam-se varões, chapas e perfis metálicos.

No caso dos varões, a classe de resistência do aço deverá ser igual à classe da armadura existente, tendo somente a preocupação de utilizar aços com características e soldabilidade especiais.

O aço dos perfis metálicos não deverá ser de resistência muito elevada, a modo a não ser necessária uma grande deformação para mobilizar a sua capacidade resistente [19].

4.7.4 RESINAS

As resinas são materiais sintéticos utilizados para a colagem dos elementos de reforço ao betão. As resinas utilizadas no reforço de estruturas são normalmente bicomponentes, sendo o primeiro componente uma resina pura normalmente do tipo epóxida e o segundo componente um acelerador de endurecimento da resina.

As resinas a aplicar deverão ter uma elevada resistência ao corte e à tracção, assim com um baixo módulo de elasticidade, de forma a garantir a transferência das formas de corte sem escorregamento. [17].

Outro aspecto importante prende-se com o controlo da espessura de resina aplicada. De facto, se a espessura aplicada exceder exageradamente a especificada no projecto, corre-se o risco de não ocorrer a transmissão de esforços do betão existente para o elemento de reforço, dada a deformabilidade da resina.

5

TÉCNICAS DE PROTECÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

5.1 INTRODUÇÃO

Após uma inspecção realizada a uma estrutura de betão é possível avaliar o seu estado de deterioração e concluir acerca da necessidade de reparação e/ou reforço da mesma, conforme já se referiu no capítulo anterior.

Existem várias técnicas de protecção ou reparação de estruturas de betão, as quais se aplicam consoante os objectivos que se pretendam alcançar com a intervenção [4].

A este propósito o Comité Técnico CEN/TC 104 produziu a norma EN1504 [1] a qual define os princípios de protecção e reparação de estruturas de betão armado danificadas.

As várias técnicas descritas na norma EN1504 [1] agrupam-se de acordo com o objecto da intervenção. Desta forma, existem técnicas de protecção superficial do betão, técnicas de prevenção da corrosão e técnicas de reparação de betão deteriorado. Nos parágrafos que se seguem, descrevem-se de uma forma sucinta as principais técnicas de protecção e reparação de estruturas, preconizadas pormenorizadamente na norma EN1504 [1].

5.2 TÉCNICAS DE PROTECÇÃO SUPERFICIAL

5.2.1 IMPREGNAÇÃO

A técnica de impregnação consiste na penetração superficial no betão de determinados produtos que tornam o betão menos poroso (impregnação simples) ou repelente à água (impregnação hidrofóbica), obtendo-se desta forma um betão mais resistente a agentes agressivos.

No caso da impregnação simples, os produtos usados são as resinas sintéticas, tais como as tintas acrílicas ou as epoxys de baixa viscosidade. No caso de impregnação hidrofóbica, utilizam-se silanos ou siloxanos.

5.2.2 REVESTIMENTO SUPERFICIAL

Os revestimentos superficiais consistem na aplicação de um revestimento por pintura ou com ligantes minerais e mistos sobre toda a superfície de betão, com o objectivo de reduzir a porosidade e permeabilidade do betão.

5.2.3 MEMBRANAS

As membranas consistem num tipo de revestimento superficial flexível de base polimérica, betuminosa ou de cimento o qual garante a total impermeabilidade à água e aos gases do betão. O recurso a este tipo de protecção superficial justifica-se em casos especiais, nomeadamente em ambientes quimicamente agressivos ou em casos de grande pressão hidrostática.

5.2.4 NOVA CAMADA DE RECOBRIMENTO

Utiliza-se uma nova camada de recobrimento de forma a proteger o betão, podendo esta variar entre os 5 e 60mm de espessura. Para esta gama de espessuras, a camada de recobrimento realiza-se com uma argamassa à base de cimento com polímeros ou cimento Portland (excepto quando a deterioração advém de ataque químico ou quando existam fendas activas na estrutura), a qual pode ser armada com malha de aço ou fibras. Para espessuras superiores a 60mm utiliza-se microbetão (argamassa com agregados de pequena dimensão), ao qual se pode adicionar sílica de fumo, de forma a melhorar as propriedades deste betão.

5.2.5 PROTECÇÃO FÍSICA EXTERIOR

Esta técnica consiste basicamente na colocação de elementos construtivos protectores sobre toda a superfície do betão, tais como painéis de betão pré-fabricados, placas de aço, painéis de madeira, etc.

Esta técnica tem como grande desvantagem o facto de ser bastante inestética.

5.3 TÉCNICAS DE PREVENÇÃO DE CORROSÃO

As técnicas de protecção do aço contra a corrosão procuram impedir o desencadeamento da reacção de dissolução do aço, entretanto despassivado pela acção de agentes agressores (cloretos, carbono), evitando assim a transformação do aço em ânodo e, conseqüentemente, a formação de um campo eléctrico que conduz à formação de hidróxido de ferro na zona do ânodo.

Utilizam-se sobretudo duas técnicas. A primeira consiste em revestir os varões de aço com pinturas que contêm pigmentos activos ou com revestimentos que funcionam como barreiras. Os pigmentos das pinturas utilizados (normalmente zinco) têm um potencial eléctrico inferior ao do aço, funcionando desta forma como ânodos e o varão como cátodo (atrai os electrões do pigmento entretanto dissolvido) [4]. No caso dos revestimentos, isola-se o aço da água existente no betão circundante. É evidente que esta técnica só é efectiva se o revestimento for contínuo e abrangente da superfície do varão.

A segunda técnica consiste na utilização de inibidores de corrosão no betão. A eficácia desta técnica não está ainda comprovada pelo que não será aqui apresentada.

5.4 TÉCNICAS DE REPARAÇÃO DE BETÃO DETERIORADO

5.4.1 TRATAMENTO DE FENDAS

O tratamento de fendas inclui o seu preenchimento com produtos adequados ao tipo de fenda em presença (activa ou passiva), selagem superficial e/ ou reforço de fendas [4].

Os materiais de preenchimento de fendas mais correntemente utilizados são os de origem mineral ou inorgânicos, como as caldas de cimento ou cal, e os poliméricos ou orgânicos, tais como as resinas de

epoxy ou de poliuretano. As caldas utilizam-se normalmente na colmatação de fendas passivas com aberturas superiores a 0.3 mm, dado que são pouco flexíveis e pouco fluidas. Por sua vez, as resinas utilizam-se para colmatar fendas muito finas, na medida em que se tratam de materiais muito fluidos. Dada a rigidez elevada destas resinas não se aplicam a fendas activas [4].

A selagem de fendas aplica-se nos casos de pequenas fendas passivas, cuja reparação basta ser superficial, ou em casos de fendas activas com amplitudes de abertura assinaláveis. Utilizam-se normalmente materiais como mástiques ou produtos de silicone ou poliuretano.

5.4.2 ARGAMASSAS E MICROBETÃO

Quando uma peça de betão armado se encontra muito deteriorada à superfície, a melhor solução de reparação consiste na remoção da camada afectada, limpeza das armaduras e colocação de uma nova camada de revestimento realizada com uma argamassa de cimento (no caso de pequenas espessuras) ou com microbetão (nos caso de espessuras superiores a 6 cm).

Deve-se procurar garantir que os novos materiais aplicados apresentam características mecânicas semelhantes aos existentes, evitando desta forma uma redistribuição de esforços pelos elementos mais rígidos e consequente concentração de tensões nestes.

6

TÉCNICAS DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

6.1 INTRODUÇÃO

A aplicação de qualquer técnica de reforço pressupõe a necessidade de melhorar a resistência à flexão, ao corte, à compressão ou à tracção [23].

No Quadro 6.1 resumem-se as principais técnicas correntemente aplicadas no reforço de estruturas de betão armado, agrupadas por filosofia de intervenção.

Quadro 6.1 – Técnicas de reforço de elementos estruturais

Grupo	Técnica de reforço	Referência
Encamisamento de secções	Encamisamento de secções com betão armado	R.1
	Encamisamento de secções com chapas metálicas	R.2
	Encamisamento de secções com materiais compósitos F.R.P.	R.3
Adição de armaduras exteriores	Colagem de chapas metálicas	R.4
	Colagem de materiais compósitos F.R.P.	R.5
Aplicação de pré-esforço exterior não aderente	-	R.6
Adição de novos elementos estruturais	-	R.7

Na selecção do sistema de reforço deverá ter-se em conta os seguintes factores:

- Custo da intervenção;
- Condicionantes arquitectónicas;
- Vida útil da estrutura após reforço;
- Condições de exposição ambiental;
- Disponibilidade de mão-de-obra qualificada;
- Natureza da intervenção (reforço à flexão, corte, compressão) e das novas acções de dimensionamento;

6.2 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES

6.2.1 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES COM BETÃO ARMADO

6.2.1.1 Descrição da técnica

A técnica de encamisamento de secções com betão armado, consiste no aumento da secção do elemento a reforçar através da adição de uma nova camada de betão que envolve a secção existente e na qual se inserem as novas armaduras [24].

Esta técnica aplica-se no reforço de vigas à flexão e ao esforço transversal, pelo aumento de área de armadura resistente. No caso de pilares, para além do reforço à flexão e ao esforço transversal, é ainda possível aumentar a resistência à compressão e ductilidade devido ao efeito de confinamento conferido pela nova armadura transversal.

O encamisamento poderá ser realizado com argamassa ou betão, os quais deverão possuir as seguintes características:

- i. Baixa retracção;
- ii. Elevada resistência à compressão;
- iii. Boa aderência;
- iv. Boa trabalhabilidade;
- v. Módulo de elasticidade e coeficiente de dilatação térmica semelhantes com o betão existente;

O betão ou argamassa de encamisamento poderá ser aplicada por projecção, com auxílio de cofragem ou directamente à colher, sendo a primeira hipótese a mais aconselhada tendo em conta a boa aderência que proporciona entre o elemento a reforçar e o reforço. Na figura 6.1 indicam-se os valores mínimos da espessura a betonar em função do tipo de material utilizado.

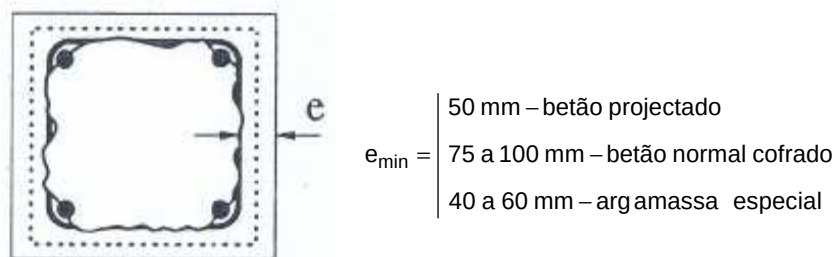


Fig.6.1 – Valores mínimos da espessura de material a betonar

Um aspecto fundamental, que determina a eficácia desta técnica, relaciona-se com ligação entre o betão existente e o betão ou argamassa a adicionar. A correcta materialização dessa ligação assegura um funcionamento conjunto entre os dois materiais, e pode ser substancialmente melhorada com uma pintura com resina epóxida (com período de eficácia da colagem elevado) na superfície de contacto previamente preparada.

Esta técnica apresenta como principais vantagens o facto de recorrer a materiais correntes, ser de fácil aplicação e ser eficiente. Como principal desvantagem refere-se o grande impacto arquitectónico que implica.

6.2.1.2 Disposições de armaduras

Nas figuras que se seguem, ilustram-se os principais tipos de disposição das armaduras aplicados no reforço de vigas. Ilustram-se ainda os mecanismos de ancoragem das armaduras adicionais.

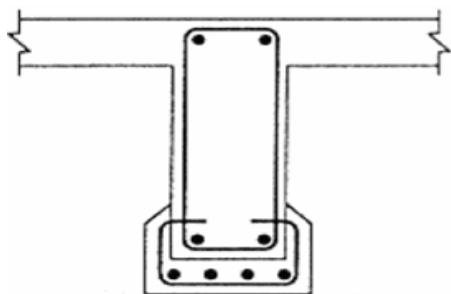


Fig. 6.2 – Reforço de vigas à flexão

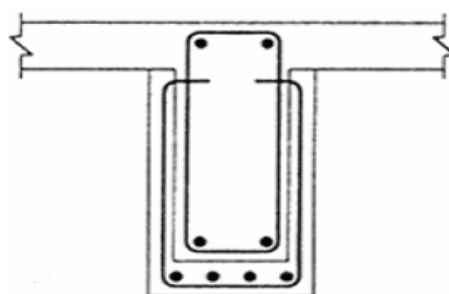


Fig. 6.3 – Reforço de viga à flexão e ao esforço transversal

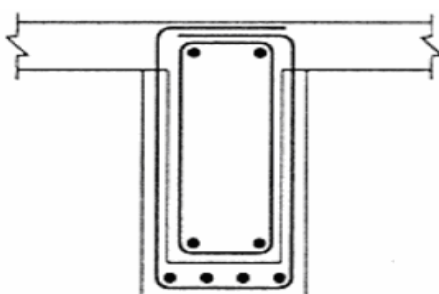


Fig. 6.4 – Reforço de vigas à flexão e ao esforço transversal

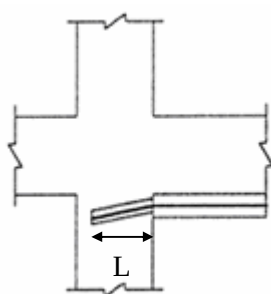


Fig. 6.5 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 1

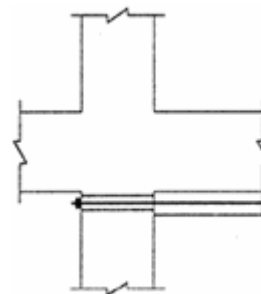


Fig. 6.6 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 2

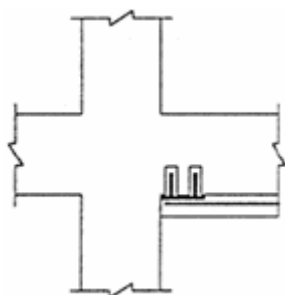


Fig. 6.7 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 3

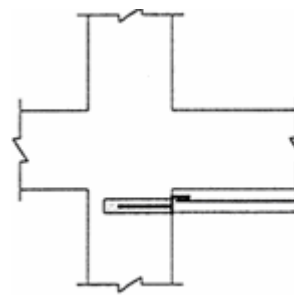


Fig. 6.8 – Ancoragem dos varões longitudinais de reforço. Solução tipo 4

No Quadro 6.2 faz-se uma descrição sumária das disposições de armaduras em vigas recorrendo à técnica em estudo.

Quadro 6.2 – Descrição das disposições de armaduras no reforço de vigas

FIGURA	COMENTÁRIO
6.2	Disposição adequada para reforço de vigas à flexão. A execução deste reforço implica a prévia furacão da alma da viga para amarração da armadura transversal, a qual deverá ser selada com uma argamassa fluída não retráctil.
6.3	Disposição adequada para o reforço de vigas à flexão e ao esforço transverso. Esta solução implica igualmente a furacão da alma da viga para amarração da armadura de esforço transverso de reforço.
6.4	Relativamente à solução anterior, esta disposição apenas difere na localização da amarração da armadura de esforço transverso. Neste caso será necessário furar o banzo e abrir uma cavidade na face superior da viga para amarração dos varões. Apesar de esta disposição ser a mais adequada no reforço de vigas ao esforço transverso (tendo em conta o modelo da treliça de Morch, as forças de tracção estão a ser conduzidas até ao banzo superior da treliça), é mais trabalhosa e limita a utilização do edifício (requer intervenção no piso inferior e superior do elemento estrutural).
6.5	Esta figura refere-se à amarração da armadura longitudinal nos nós. Neste caso, a amarração é realizada através da selagem dos varões em furos previamente executados no pilar. A selagem poderá ser realizada com uma argamassa não retráctil ou com uma resina normalmente de base epóxida. Os comprimentos de amarração deverão ser os seguintes [24]: ▪ $L \geq L_{b,net}$ das estruturas novas, no caso da selagem ser realizada com argamassa; ▪ $L = 20\Phi$ no caso da selagem ser realizada com resinas;
6.6	Neste caso a amarração dos varões longitudinais, previamente roscados nas pontas, é realizada por aparafusamento dos varões conforme ilustrado na figura.
6.7 e 6.8	Nestes casos, a amarração realiza-se a partir da fixação à viga ou ao pilar de um elemento metálico de transição (chapa metálica ou perfil) com o auxílio de buchas mecânicas, e posterior soldadura dos varões longitudinais a esse elemento.

No caso de reforço de pilares, as disposições de armaduras mais correntes são as ilustradas nas figuras que se seguem.

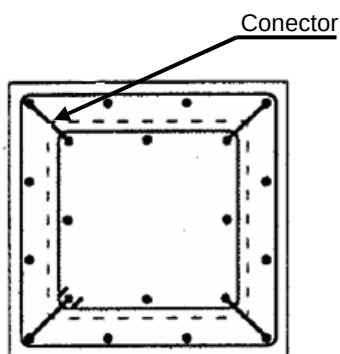


Fig. 6.9 – Reforço de pilares.
Solução tipo 1 [24]

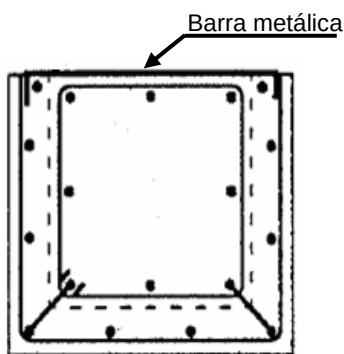


Fig. 6.10 – Reforço de pilares.
Solução tipo 2 [24]

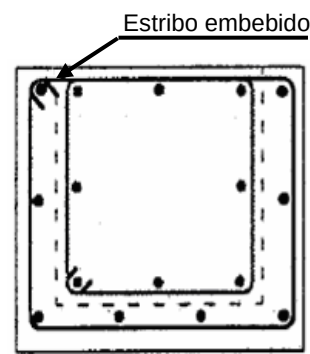


Fig. 6.11 – Reforço de pilares.
Solução tipo 3 [24]

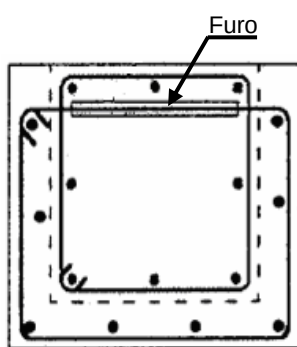


Fig. 6.12 – Reforço de pilares.
Solução tipo 4 [24]

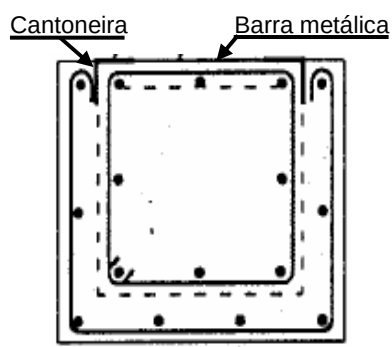


Fig. 6.13 – Reforço de pilares.
Solução tipo 5 [24]

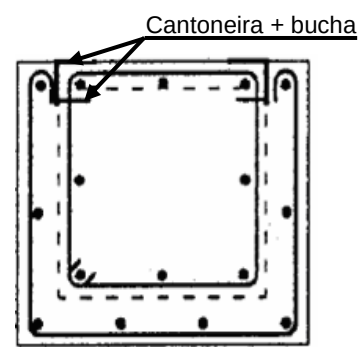


Fig. 6.14 – Reforço de pilares.
Solução tipo 6 [24]

No Quadro 6.3 faz-se uma descrição sumária das disposições de armaduras em pilares recorrendo à técnica em estudo.

Quadro 6.3 – Descrição das disposições de armaduras no reforço de pilares

FIGURA	COMENTÁRIO
6.9	Nesta figura representa-se o encamisamento de todas as faces do pilar. Para melhorar a ligação entre a armadura existente e a armadura de reforço introduz-se pontualmente conectores soldados às armaduras.
6.10	Nesta figura e nas restantes, o encamisamento é realizado apenas em três faces do pilar. No caso ilustrado, as cintas são soldadas a uma barra metálica colocada na face exterior do pilar não reforçada.
6.11	Conforme se ilustra na figura, executam-se pequenas cavidades na face do pilar não reforçada, nas quais são embebidas as novas cintas.
6.12	Neste caso, as cintas são introduzidas em furos previamente realizados no pilar, sendo posteriormente seladas com uma argamassa não retráctil.
6.13 e 6.14	Nestas duas figuras, as cintas são soldadas a duas cantoneiras as quais são fixas ao pilar com buchas metálicas (Fig.6.14) ou unidas entre si por barras metálicas soldadas às referidas cantoneiras (Fig.6.13).

6.2.1.3 Dimensionamento do reforço

No Quadro 6.4 ilustram-se os cálculos e verificações de segurança a efectuar no dimensionamento aos estados limites últimos de elementos reforçados com esta técnica.

Quadro 6.4 – Verificação de elementos estruturais aos E.L.U pela técnica de encamisamento com betão

VERIFICAÇÃO ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS
A) VIGAS E LAJES

A.1) Dimensionamento à flexão

As equações de dimensionamento à flexão estabelecem-se assumindo o modelo de comportamento representado na figura 6.15 e todos os pressupostos já referidos no capítulo 4. Tal como no cálculo de secções de estruturas novas, estabelece-se como critério de rotura, a cedência do aço e posterior esmagamento do betão.

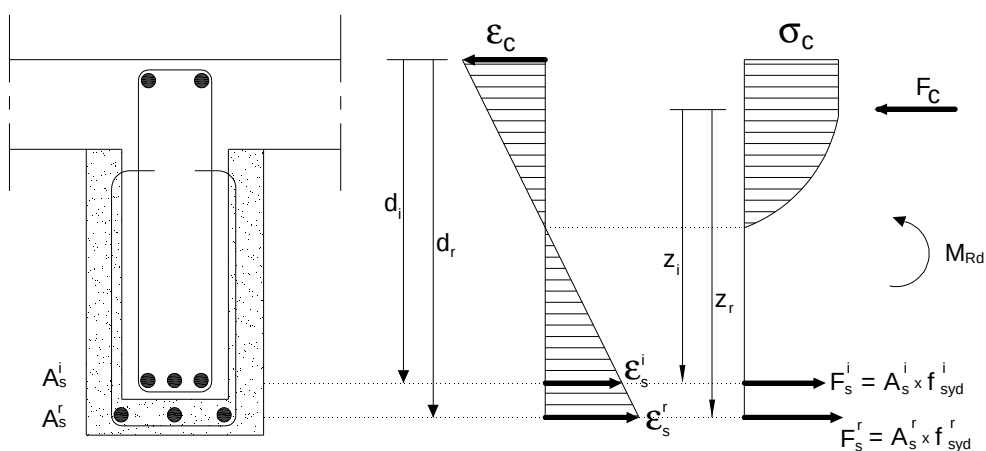


Fig. 6.15 – Modelo de cálculo à flexão de vigas reforçadas por encamisamento com betão armado

A.1.1) Cálculo do momento resistente M_{Rd}

$$M_{Rd} = \gamma_{n,R} \times (A_s^{eq} \times z_{eq} \times f_{sydi}^i) \quad (6.1)$$

com:

$A_{s,eq}$ – Área de armadura equivalente, calculada a partir da expressão:

$$A_s^{eq} = A_s^i + A_s^r \times \frac{f_{sydr}^r}{f_{sydi}^i} \quad (6.2)$$

$$z_{eq} = \frac{A_s^i \times z_i \times f_{sydi}^i + A_s^r \times z_r \times f_{sydr}^r}{A_s^i \times f_{sydi}^i + A_s^r \times f_{sydr}^r} \quad (6.3)$$

onde f_{sydi}^i representa a tensão de cedência do aço da armadura existente.

Admitindo $z \approx 0.9d$ vem,

$$M_{Rd} = \gamma_{n,R} \times (A_s^{eq} \times 0.9 \times d_{eq} \times f_{sydi}^i) \quad (6.4)$$

Com a utilização de tabelas correntes de dimensionamento de armaduras determina-se A_s^{eq} e posteriormente a área de reforço a partir da seguinte expressão:

$$A_s^r = \frac{f_{syd}^i}{f_{syd}^r} \times \left(A_s^{eq} \times \frac{d_{eq}}{d_r} - A_s^i \times \frac{d_i}{d_r} \right) \quad (6.5)$$

onde f_{syd}^r representa a tensão de cedência do aço da armadura de reforço.

A.1.2) Verificação da segurança da ligação betão de adição/betão existente

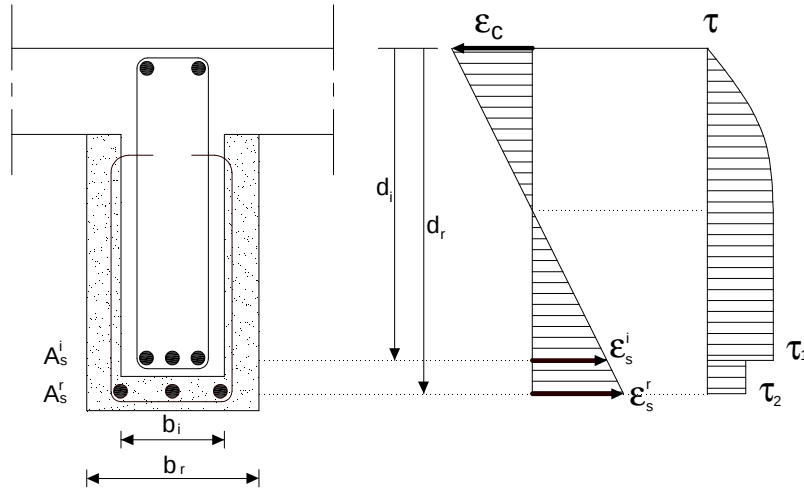


Fig. 6.16 – Modelo de cálculo de verificação da segurança da ligação betão novo/betão existente

$$\tau_1 = \frac{V_{Sd}}{b_r \times z_{eq}} \quad (6.7)$$

$$\tau_2 = \frac{V_{Sd}}{b_r \times z_{eq}} \times \frac{A_s^r \times f_{syd}^r}{A_s^r \times f_{syd}^r + A_s^i \times f_{syd}^i} \quad (6.8)$$

Verificação da segurança da ligação:

$$\tau_2 \leq \tau_{m\acute{a}x} = \frac{1}{\gamma_c} \times \frac{2}{3} \times f_{ctm} \quad (6.9)$$

Com:

γ_c = coeficiente parcial de segurança do betão;

$$f_{ctm} = \text{Resistência à tracção média do betão} = \min \left\{ \begin{matrix} f_{ctm}^{novo} \\ f_{ctm}^{existente} \end{matrix} \right\}.$$

A expressão para determinação do valor de $\tau_{m\acute{a}x}$ vem sugerida em [13].

A.1.3) Coeficientes de monolitismo $\gamma_{n,R}$

Vigas – $\gamma_{n,R} = 0.90$ [12]

Lajes – $\gamma_{n,R} = 1.00$ [12]

A.2) Dimensionamento ao esforço transverso

O dimensionamento ao esforço transverso poderá ser realizado recorrendo ao modelo das bielas de inclinação variável, tendo em atenção, por uma lado, a consideração o aumento do esforço resistente de compressão das bielas de betão graças ao incremento da largura da secção e, por outro, a contribuição para a resistência dos novos estribos adicionados. Refere-se ainda que o cálculo ao esforço transverso se baseia igualmente no método dos coeficientes globais.

A.2.1) Esforço transverso máximo, $V_{Rd,max}$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_i \times z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} + \frac{\alpha_{cw} \times (b_i - b_r) \times z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.10)$$

Sendo b_i a largura da secção da viga inicial, θ o ângulo das bielas do betão, v_1 um factor redutor da tensão de compressão do betão fendilhado e α_{cw} um factor que tem em conta o estado de tensão na biela comprimida de betão. Os valores destes coeficientes encontram-se identificados no eurocódigo 2 [11].

A.2.2) Esforço transverso resistente de cálculo, $V_{Rd,s}$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,s} = \gamma_{n,R} \times \left(z_i \times \frac{A_{sw}^i}{s} \times \cot g \theta \times f_{yd}^i \right) + \gamma_{n,R} \times \left(z_r \times \frac{A_{sw}^r}{s} \times \cot g \theta \times f_{yd}^r \right) \quad (6.11)$$

Sendo A_{sw}^i/s a área armadura de esforço transverso inicial por metro e A_{sw}^r/s a área armadura de esforço transverso adicional por metro

A.2.3) Coeficiente de monolítismo $\gamma_{n,R}$

$$\gamma_{n,R} = 0.80 \quad [12]$$

B) PILARES

Segundo o CEB [13] se $A_c^{final} = A_c^r + A_c^i > 2 \times A_c^i$, a contribuição da secção inicial de betão para a resistência da peça poderá ser desprezada. Na figura 6.17 ilustra-se a nomenclatura utilizada.

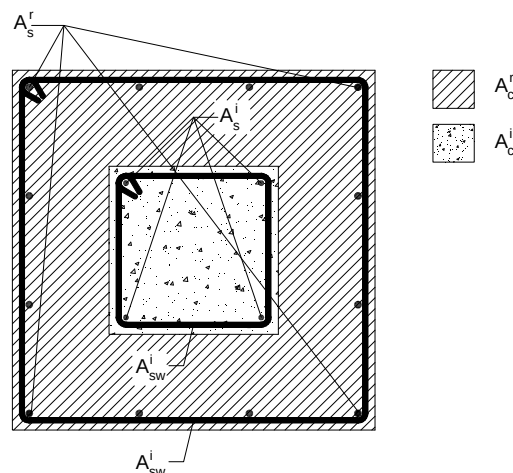


Fig. 6.17 – Pilar com encamisamento total

No reforço de pilares por encamisamento da secção a resistência à flexão vem incrementada pela introdução de novas armaduras longitudinais. A resistência à compressão e a ductilidade são igualmente melhoradas tendo em conta o estado de tensão multiaxial a que o betão fica submetido quando vê a sua deformação transversal impedida pela armadura transversal constituída por sucessivas cintas ou por armadura em forma helicoidal. Refira-se ainda que a tensão de confinamento oferecida pelo aço varia de uma forma não linear em consonância com a lei de comportamento do material.

Vários autores têm proposto diferentes modelos que procuram explicar o comportamento do betão confinado e que permitam a estimativa da sua resistência de compressão e extensão máximas. De entre esses modelos, seleccionou-se o proposto pelo Model Code 90 [25]. De acordo com este documento o valor corrigido da resistência à compressão do betão, $f_{ck,cf}$, quantifica-se a partir de uma das seguintes expressões:

$$f_{ck,cf} = f_{ck} \times (1.000 + 5.0 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}}) \text{ quando } \sigma_2 < 0.05 \times f_{ck} \quad (6.12)$$

$$f_{ck,cf} = f_{cd} \times (1.125 + 2.5 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}}) \text{ quando } \sigma_2 > 0.05 \times f_{ck} \quad (6.13)$$

em que:

$f_{ck,cf}$ – valor característico corrigido da resistência à compressão do betão;

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura à compressão do betão;

σ_2 – tensão de confinamento, dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \times \alpha_n \times \alpha_s \times \omega_w \quad (6.14)$$

sendo:

ω_w – percentagem volumétrica de armadura transversal, definida por:

$$\omega_w = \frac{\text{Volume de armadura transversal}}{\text{Volume de betão}} \quad (6.15)$$

α_n – Coeficiente redutor para ter em conta a área de betão em planta efectivamente confinada. Os valores deste coeficiente encontram-se definidos no Model Code 90 [25];

α_s – Coeficiente redutor para ter em conta a área de betão em altura efectivamente confinada. Os valores deste coeficiente encontram-se definidos no Model Code 90 [25];

Este método aplica-se tanto a secção circulares como secções rectangulares de pilares confinadas por armaduras em forma de cintas ou helicóides passivas sujeitas a uma carregamento de compressão axial.

B.1) Dimensionamento à compressão simples

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \gamma_{n,R} \times (A_c^i \times f_{cd,cf} + A_s^i \times f_{syd}^i) + \gamma_{n,R} \times ((A_c^r - A_c^{cr}) \times f_{cd,cf} + A_s^r \times f_{syd}^r) \quad (6.16)$$

Sendo A_c^{cr} a área do betão de recobrimento que não se considera confinado.

B.2) Dimensionamento à flexão e compressão

O dimensionamento à flexão composta realiza-se tendo em conta modelos e pressupostos de cálculo semelhantes aos efectuados no cálculo de secções novas à flexão composta.

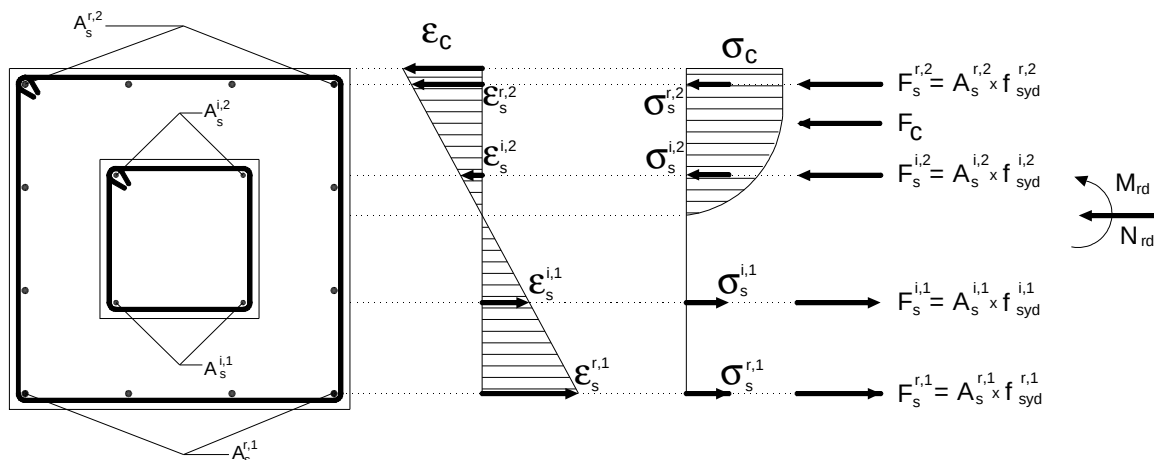


Fig. 6.18 – Modelo de cálculo dos esforços resistentes à flexão composta

Tal como já foi referido no caso da área da nova secção de betão for superior ao dobro da inicial, a contribuição da secção inicial pode ser desprezada e o cálculo é semelhante ao cálculo de uma secção nova. Caso contrário, e as armaduras forem próximas, o cálculo poderá ser realizado com uma armadura equivalente A_s^{eq} , com uma resistência de cálculo f_{syd}^i e posicionada no centro mecânico dessas armaduras.

O momento e esforço axial resistentes finais deverão ser afectados pelo coeficiente de monolitismo correspondente.

$$N_{Rd}^{Final} = N_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (6.17)$$

$$M_{Rd}^{Final} = M_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (6.18)$$

B.3) Coeficiente de monolitismo, $\gamma_{n,R} = 0,90$ [12]

A verificação aos diferentes estados limites de utilização deverá ser realizada tendo em conta as novas dimensões e armaduras dos elementos estruturais, adoptando a mesma filosofia do método dos coeficientes globais com a aplicação dos coeficientes de monolitismo relativos à rigidez, $\gamma_{n,R}$ (Quadro 6.5).

Quadro 6.5 – Coeficientes de monolitismo para verificação aos estados limites de utilização

Elemento estrutural	$\gamma_{n,R}$ [12]
Viga	0,85
Laje	1,00

6.2.2 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES COM CHAPAS METÁLICAS

6.2.2.1 Descrição da técnica

A técnica de encamisamento de secções com chapas metálicas (Steel Jacketing), aplica-se sobretudo ao reforço de pilares e consiste no envolvimento da secção deste por chapas metálicas. Esse envolvimento poderá ser total ou apenas em secções críticas que se pretendam reforçar (p.e. nós de pórtico, zonas de emenda de varões, etc).

Nas figuras 6.19 e 6.20 ilustram-se alguns exemplos de pilares encamisados com chapas metálicas.

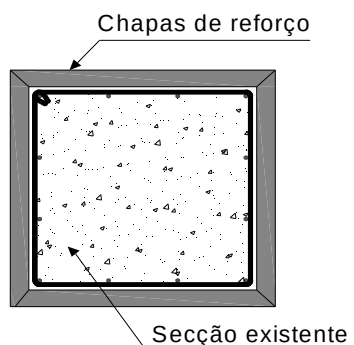


Fig. 6.19 – Pilar rectangular encamisado com chapas metálicas

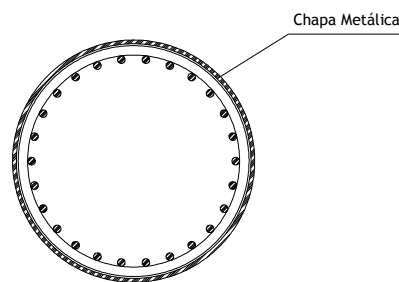


Fig. 6.20 – Pilar circular encamisado com tubo metálico

A introdução de chapas de aço nas faces dos pilares permite o aumento da resistência à flexão e ao esforço transversal por adição de área de armadura resistente, garante um aumento da rigidez e da ductilidade do elemento reforçado e, por fim, propicia um incremento da resistência à compressão do betão por confinamento das chapas.

Num pilar submetido à compressão simples, as chapas oferecem reacção à deformação transversal do betão, submetendo o elemento a um estado de tensão multiaxial, o que conduz a um aumento significativo da tensão resistente de compressão do pilar. Num pilar submetido à flexão composta, a zona comprimida da secção transversal sofre uma expansão, a qual é contrariada pelas chapas metálicas que confinam o elemento [26] (Fig.6.21).

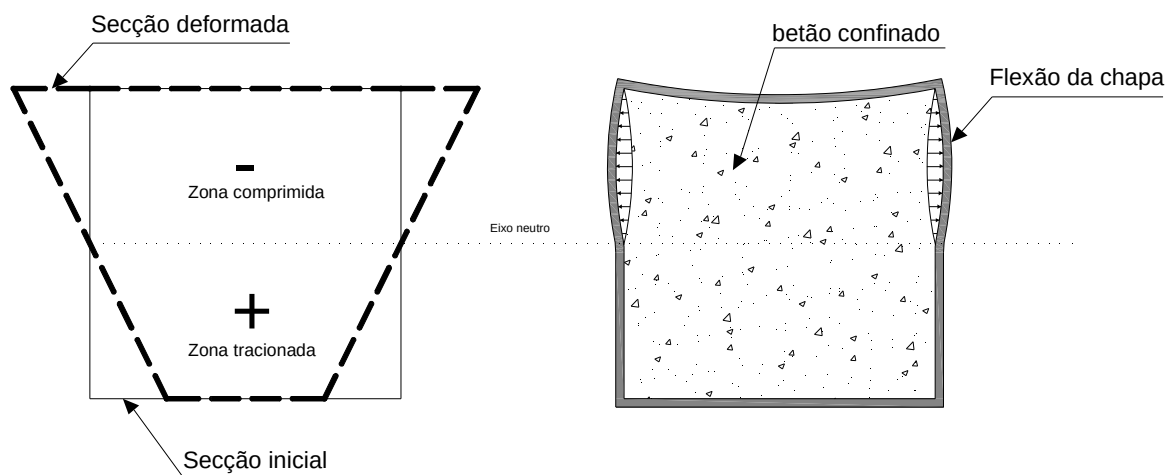


Fig. 6.21 – Efeito de confinamento das chapas metálicas num pilar submetido à flexão composta

Todas as considerações anteriormente referidas são válidas tendo como pressuposto a perfeita ligação entre o material de reforço e a secção existente. De facto, a eficácia desta técnica depende essencialmente da efectividade dessa união e ainda da correcta união entre as fronteiras das chapas de reforço.

Quando os reforços são pontuais, a ligação entre as chapas metálicas de reforço e o betão existente realiza-se através da colagem destas à superfície do betão com uma resina epóxida ou com uma argamassa igualmente epóxida (Fig.6.22). Tratando-se de reforços contínuos a ligação entre materiais é assegurada a partir da injeção de uma calda cimentícia não retráctil ou de uma resina epóxida líquida no espaço deixado entre a superfície de betão e as chapas de reforço.



Fig.6. 22 – Aspecto de uma resina epóxida com consistência de massa

A aplicação desta técnica tem como principais vantagens o facto de utilizar materiais correntes, ser de fácil aplicação e não impedir a utilização da estrutura. Como principais desvantagens referem-se a dificuldade de manuseamento das chapas (devido ao seu peso) e a sensibilidade à corrosão que qualquer armadura metálica apresenta quando se encontra em contacto directo com o meio ambiente.

6.2.2.2 Disposição de armaduras

As chapas de reforço apresentam normalmente uma espessura entre 8 a 15 mm, devendo levar uma protecção contra à corrosão e à acção do fogo. A sua disposição no elemento a reforçar depende da profundidade da intervenção, a qual se pode classificar como total ou parcial conforme as chapas envolvem totalmente ou parcialmente o elemento a reforçar.

Nas figuras que se seguem, ilustram-se alguns exemplos de soluções de encamisamento total e parcial e no Quadro 6.6 tecem-se alguns comentários relativamente aos conteúdos das figuras apresentadas.

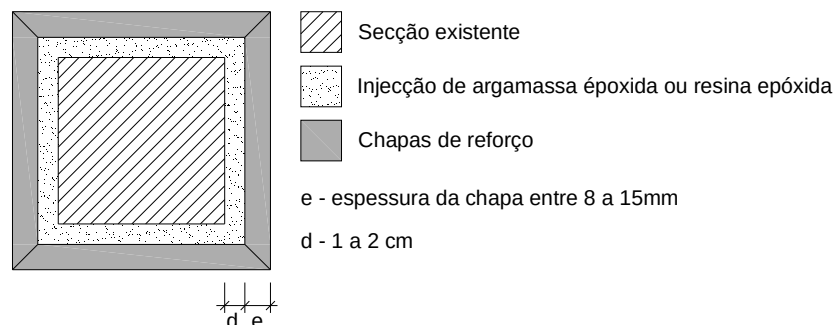


Fig. 6.23 – Sistema base de encamisamento de pilares com chapas metálicas

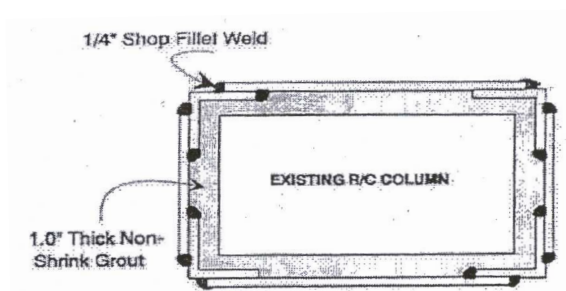


Fig. 6.24 – Encamisamento total de pilar com chapas soldadas nas extremidades [26]

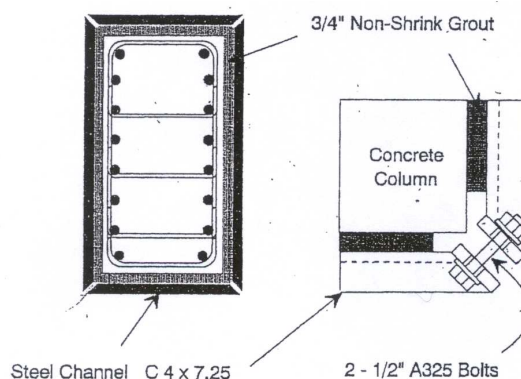


Fig. 6.25 – Ensamamento total de pilar com chapas ligadas por parafusos nos cantos [26]

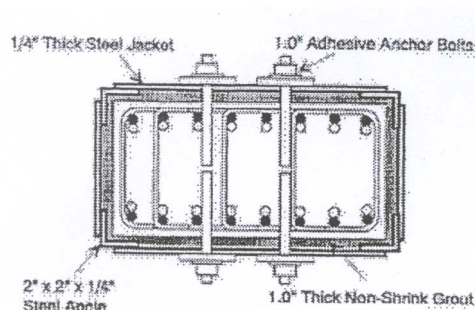


Fig. 6.26 – Encamisamento total com chapas metálicas fixas ao betão por buchas químicas [26]

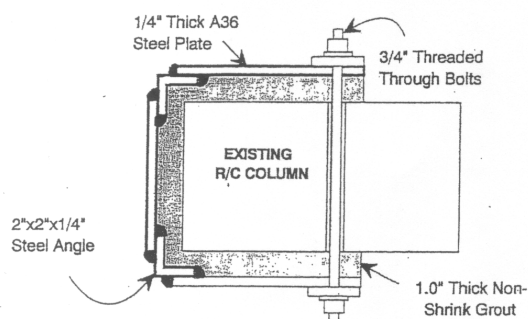


Fig. 6.27 – Encamisamento parcial tipo 1 [26]

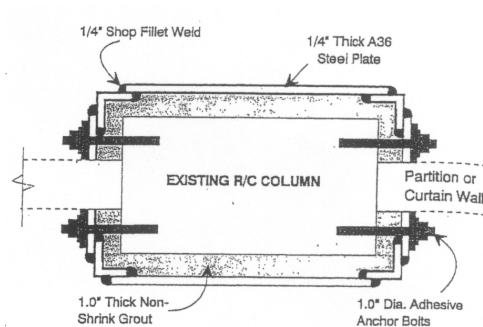


Fig. 6.28 – Encamisamento parcial tipo 2 [26]

Quadro 6.6 – Descrição das disposições de armaduras no reforço de pilares

FIGURA	COMENTÁRIO
6.24 e 6.25	Este tipo de reforço aplica-se quando é possível aceder a todas as faces do pilar. No caso da figura 6.24, as chapas são soldadas em toda o seu comprimento, enquanto que na figura 6.25, as chapas são unidas por um sistema de parafusos aplicados nos cantos destas.
6.26	Quando os pilares apresentam dimensões consideráveis, poderá ser mais vantajosos recorrer à solução de encamisamento total ilustrado nesta

	figura. Neste caso, as chapas de reforço são fixas ao betão por buchas distribuídas ao longo da altura do pilar.
6.27	Na impossibilidade de aceder a todas as faces do pilar, apenas se poderá executar um reforço parcial, conforme se ilustra nesta figura. Neste caso, no canto não acessível, as chapas metálicas são unidas por aparafusamento de varões galvanizados roscados em ambas as pontas. Estes varões são posteriormente selados com uma argamassa não retráctil.
6.28	Nesta figura ilustra-se outro exemplo de encamisamento parcial. Neste caso, as chapas metálicas são fixas às faces acessíveis do pilar com o auxílio de buchas.

6.2.2.1 Dimensionamento do reforço

No Quadro 6.7 ilustram-se os cálculos e verificações de segurança a efectuar no dimensionamento aos estados limites últimos e verificação aos estados limites de utilização.

Quadro 6.7 – Verificação de pilares aos E.L.U pela técnica de encamisamento com chapas metálicas

VERIFICAÇÃO ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A.1) Dimensionamento à flexão composta

Todos os pressupostos de cálculo são idênticos aos já descritos anteriormente.

As equações de dimensionamento à flexão composta estabelecem-se assumindo o modelo de comportamento representado na figura 6.29 e todos os pressupostos de cálculo usualmente adoptados no cálculo de secções de betão armado novas à flexão composta.

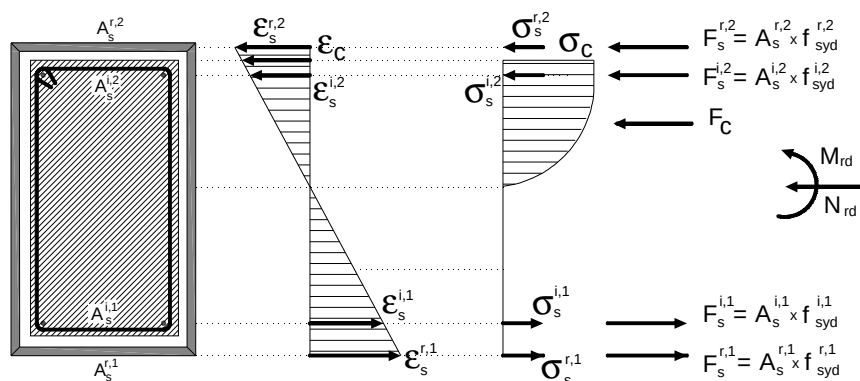


Fig. 6.29 – Modelo de cálculo à flexão composta de pilares encamisados com chapas metálicas

Para simplificação dos cálculos, poderá adoptar-se uma armadura equivalente A_s^{eq} , com uma resistência de cálculo f_{syd}^i e posicionada no centro mecânico das armaduras. Com a utilização de tabelas correntes de dimensionamento de armaduras determina-se A_s^{eq} e posteriormente a área de reforço.

B) Dimensionamento ao esforço transversal

Ao contrário da técnica descrita no sub-capítulo anterior, neste caso não se actua no reforço do esforço resistente de compressão das bielas de betão, mas apenas na parcela contributiva das

armaduras na resistência ao esforço transverso.

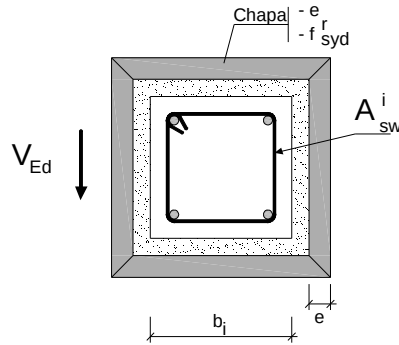


Fig. 6.30 – Pilar encamisado com chapas metálicas

B.1) Esforço transversal máximo, $V_{Rd,max}$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_i \times z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.19)$$

B.2) Esforço transversal resistente de cálculo, $V_{Rd,s}$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} = z_i \times \frac{A_{sw}^i}{s} \times \cot \theta \times f_{sydi} + 2 \times e \times f_{sydr} \quad (6.20)$$

C) Dimensionamento à compressão simples

Tal como já foi referido, no cálculo da resistência à compressão do pilar, poderá se entrar em consideração com o valor corrigido da resistência à compressão do betão, $f_{ck,cf}$, obtido pelas expressões já descritas na secção 6.2.1.3.

O dimensionamento realiza-se a partir da seguinte expressão:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A_c^i \times f_{cd,cf} + A_s^i \times f_{sydi} + A_s^r \times f_{sydr} \quad (6.21)$$

com,

$\gamma_{n,M}$ - Coeficiente de monolitismo;

$f_{cd,cf}$ - Tensão de cálculo resistente de compressão corrigida;

f_{sydi} - Tensão de cedência do aço das armaduras iniciais;

f_{sydr} - Tensão de cedência do aço das chapas de reforço;

A_c^i - Área de betão da secção inicial;

A_s^i - Área de armadura longitudinal da secção inicial;

A_s^r - Área total das chapas de reforço.

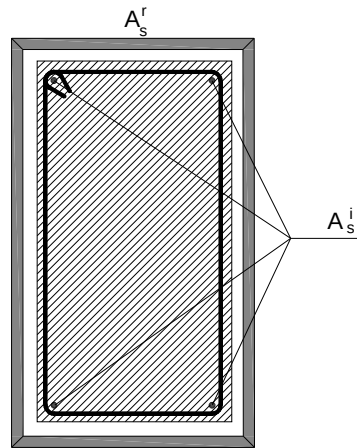


Fig. 6.31 – Pilar reforçado por encamisamento metálico total

A verificação aos diferentes estados limites de utilização deverá ser realizada usando a área das chapas transformadas em área de aço em varão por meio do coeficiente de homogeneização ($\beta = f_{syd}^r / f_{syd}^i$).

6.2.3 ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES COM MATERIAIS COMPÓSITOS

6.2.3.1 Descrição da técnica

A técnica de encamisamento de secções com materiais compósitos aplica-se sobretudo no reforço de pilares e consiste no envolvimento da secção destes por coletes contínuos de FRP, conforme se exemplifica na figura 6.32.



a)



b)



c)

Fig. 6.32 – Reforço de pilares com mantas (a), tecidos (b) e fios de FRP (c) [7]

A aplicação destes materiais é geralmente executada de um modo contínuo ou parcial, sendo as fibras dispostas perpendicularmente ou helicoidalmente em relação ao eixo longitudinal do pilar, sob a forma de mantas ou tecidos [21]. No sub-capítulo 4.7 do capítulo 4 encontra-se ilustrado a sequência de aplicação desta técnica no reforço de pilares.

Estudos desenvolvidos sobre esta técnica permitiram concluir a efectividade deste tipo de reforço na melhoria da ductilidade e no aumento da resistência à compressão do elemento reforçado, para além das vantagens evidentes de protecção das armaduras do pilar contra a corrosão e contra agentes ambientais agressivos.

O aumento resistência à compressão e deformação na rotura relaciona-se com o confinamento externo contínuo do betão proporcionado pelo colete de FRP. Na figura 6.33 ilustram-se os diagramas de tensão-deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento, tornando-se evidente que a presença de confinamento com FRP tem um efeito muito favorável quer na resistência quer na ductilidade da peça.

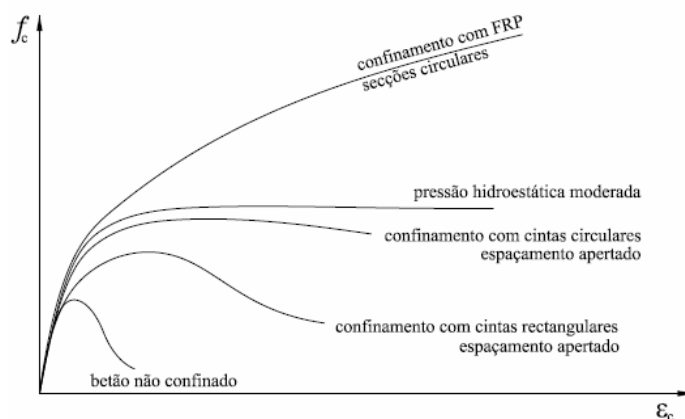


Fig. 6.33 – Diagramas tensão - deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento [27]

O efeito favorável do confinamento na resistência à compressão é mais evidente em secções com os cantos arredondados. Desta forma a eficiência do confinamento cresce com a evolução de secções rectangulares para secções circulares, conforme constatou Raquel de Paula [27] a partir de ensaios realizados aquando da sua tese de mestrado.

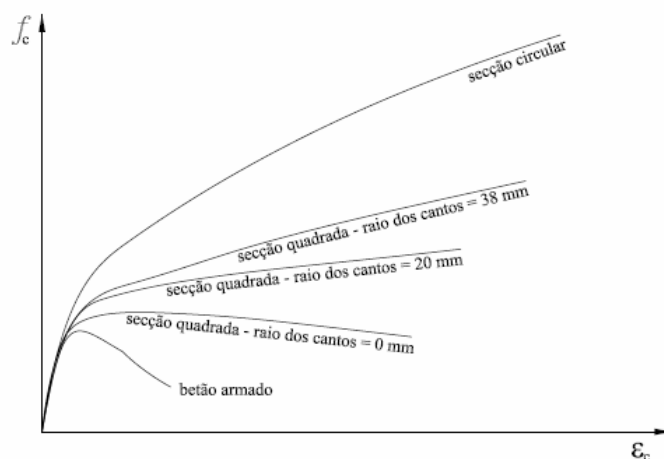


Fig. 6.34 – Influência da secção no desempenho dos pilares confinados com FRP [27]

Este sistema de reforço apresenta como principais vantagens a leveza, a relativa facilidade de aplicação, o baixo impacto arquitectónico e o facto de não exigir juntas de ligação.

6.2.3.1 Dimensionamento do reforço

A equação de dimensionamento à compressão simples deverá ser a seguinte:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A_c^i \times f_{cd,cf} + A_s^i \times f_{syd} \quad (6.22)$$

sendo $f_{cd,cf}$ a tensão de cálculo de compressão do betão corrigida tendo em conta o efeito do confinamento.

Ao contrário das armaduras metálicas, os coletes contínuos de FRP garantem um confinamento crescente até à rotura tendo em conta o carácter elástico linear da sua lei constitutiva [27].

Têm sido propostos diversos modelos que procuram explicar o comportamento do betão confinado por sistemas de FRP e estimar o valor da tensão máxima resistente do betão confinado, assim como da extensão última. Luiz Carneiro compilou grande parte dos modelos propostos na sua tese de douturamento [21]. De entre todos os modelos apresenta-se o proposto pelo ACI [15].

O procedimento proposto pelo ACI [15] traduz a relação entre o aumento da resistência à compressão do betão confinado e o nível de confinamento introduzido pelo FRP a partir da seguinte expressão:

Secções circulares:

$$f_{cd,cf} = f_{cd} \times \left(2.25 \times \sqrt{1 + 7.9 \times \frac{f_l}{f_{cd}}} - 2 \times \frac{f_l}{f_{cd}} - 1.25 \right) \quad (6.23)$$

em que:

$f_{cd,cf}$ - tensão resistente de compressão de cálculo do betão confinado;

f_{cd} - tensão resistente de compressão de cálculo do betão não confinado;

f_l - tensão lateral de confinamento de cálculo exercida no betão confinado pelo sistema FRP, determinada a partir da seguinte expressão (figura 6.35):

$$f_l = \frac{2 \times t \times f_f}{b} \quad (6.24)$$

sendo:

b – diâmetro da secção de betão confinada (figura 6.35);

t – espessura da fibra perimetral de FRP (figura 6.36);

f_f – tensão de tracção de cálculo da fibra perimetral de FRP, determinada a partir da seguinte expressão:

$$f_f = \psi \times E_{Lk} \times \varepsilon_{Lud} \quad (6.25)$$

com:

E_{Lk} – Módulo de elasticidade característico do compósito de FRP;

ε_{Lud} – extensão última de tracção da fibra perimetral;

ψ – coeficiente redutor da contribuição da tensão de tracção do compósito de FRP quando submetido a cargas cíclicas. Os materiais compósitos quando sujeitos a cargas de longa duração (rotura por fluência) ou a cargas cíclicas (rotura por fadiga) têm tendência a romperem subitamente. Desta forma, com a aplicação destes coeficientes, pretende-se afastar a tensão última de tracção dos limites

recomendados para os tipos de rotura referidos anteriormente [23]. O ACI [15] propõe os seguintes valores: 0.20, 0.30, ou 0.55 para sistemas com fibras de vidro, aramida e carbono, respectivamente.

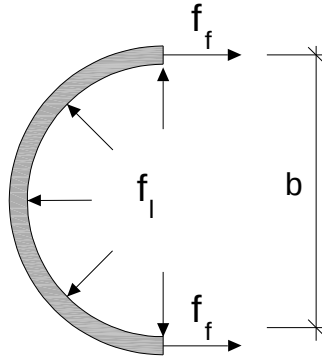


Fig. 6.35 – Determinação da tensão lateral de confinamento exercida no betão pelo sistema FRP

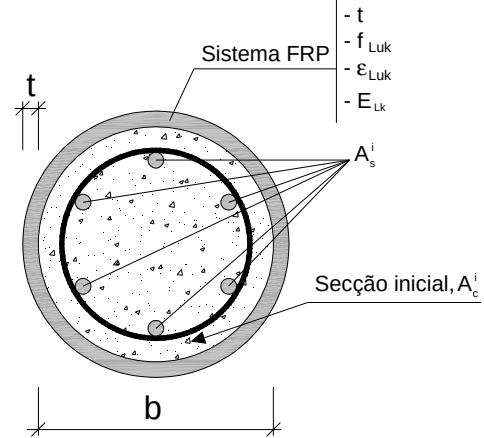


Fig. 6.36 – Nomenclatura utilizada no cálculo da tensão de compressão resistente do betão confinado com FRP

Secções quadradas ou rectangulares:

$$f_{cd,cf} = f_{cd} \times \left(2.25 \times \sqrt{1 + 7.9 \times \frac{f_{le}}{f_{cd}}} - 2 \times \frac{f_{le}}{f_{cd}} - 1.25 \right) \quad (6.26)$$

em que:

f_{le} – tensão lateral efectiva de confinamento de cálculo exercida no betão confinado pelo sistema FRP, determinada a partir da seguinte expressão:

$$f_l = k_e \times f_l \quad (6.27)$$

sendo:

f_l – tensão lateral de confinamento de cálculo em secções rectangulares ou quadradas, obtida a partir da seguinte expressão:

$$f_l = \frac{t \times f_f \times (b_x + b_y)}{b_x \times b_y} \quad (6.28)$$

com:

b_x e b_y – dimensões da secção transversal do betão confinado (figura 6.37), devendo verificar-se as seguintes condições:

$$\frac{b_x}{b_y} \leq 1.50 \quad (6.29)$$

$$b_x \text{ ou } b_y \leq 900 \text{ mm} \quad (6.30)$$

k_e – factor correctivo da tensão de confinamento de forma a ter em conta a área de betão efectivamente confinada, sendo determinado a partir da seguinte expressão:

$$k_e = \left[1 - \frac{(b_x - 2 \times r_c)^2 + (b_y - 2 \times r_c)^2}{3 \times b_x \times b_y} \right] \leq 1.0 \quad (6.31)$$

onde:

r_c – Raio das arestas arredondadas, supondo que se executa este arredondamento para facilitar a colocação do compósito e melhorar a sua eficácia. (figura 6.38).

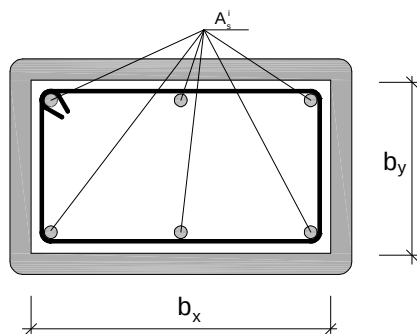


Fig. 6.37 – Nomenclatura usada no cálculo da tensão lateral de confinante em pilares quadrados ou rectangulares

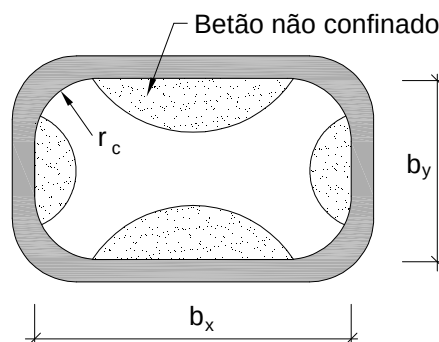


Fig. 6.38 – Betão de um pilar rectangular efectivamente confinado pelo material FRP

6.3 REFORÇO POR ADIÇÃO DE ARMADURAS EXTERIORES

6.3.1 REFORÇO POR COLAGEM DE CHAPAS METÁLICAS

6.3.1.1 Descrição da técnica

A técnica de reforço de secções por adição de chapas metálicas consiste na colocação de chapas metálicas na superfície do elemento a reforçar, fixas ao betão por colagem e/ou buchas.

Esta técnica aplica-se sobretudo quando se consideram insuficientes as armaduras existentes e adequadas as dimensões e qualidade do betão existente. Na figura 6.39 ilustra-se um exemplo de reforço de uma viga nervura de uma laje fungiforme com recurso a esta técnica.



Fig. 6.39 – Reforço de viga nervura por colagem de chapas metálicas

Devido à facilidade e rapidez de execução, à pequena perturbação nas dimensões arquitectónicas e ao facto de recorrer a materiais correntes, esta técnica tem vindo a ser aplicada crescentemente no reforço de estruturas desde os anos 60 do século passado. No entanto, com a utilização de chapas de aço exteriormente ao betão, aumenta-se a vulnerabilidade da estrutura à acção do fogo e à corrosão. Para além destes dois factores, indicam-se ainda como desvantagens desta técnica a dificuldade de manuseamento das chapas metálicas devido ao seu peso, a limitação do comprimento das chapas e o custo da cola [28].

As chapas metálicas são ligadas à superfície do betão por colagem com resina epoxy e complementarmente por buchas metálicas. Tendo em conta a extrema importância desta ligação na efectividade do reforço, considera-se indispensável a preparação das superfícies dos dois elementos a ligar, a qual inclui, resumidamente, as seguintes etapas [19]:

Tratamento da superfície do betão:

- i. Limpeza de impurezas depositadas com auxílio de jacto de água (Fig. 6.40);
- ii. Remoção do betão deteriorado;
- iii. Aumento da rugosidade da superfície com auxílio de martelo de agulhas (Fig. 6.41);

Tratamento das chapas:

- i. Decapagem das chapas após fabrico;
- ii. Colocação de película plástica para o seu transporte e manuseamento;
- iii. Remoção da película plástica e limpeza da chapa para remoção de óleos e gorduras;



Fig. 6.40 – Remoção de sujidades da superfície de betão com auxílio de jacto de água



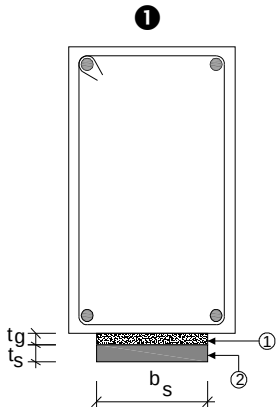
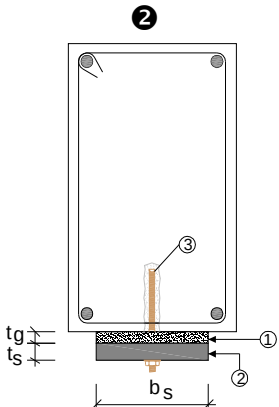
Fig. 6.41 – Martelo de agulhas

6.3.1.2 Disposição construtivas

Tal como se referiu anteriormente, as chapas de aço são coladas ao betão através de uma resina époxy, e, na maior parte dos casos, fixam-se ainda buchas metálicas para elevar os níveis de confiança relativamente ao comportamento monolítico da secção mista.

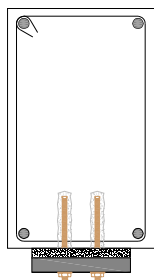
Nos Quadros 6.8, 6.9 e 6.10 indicam-se algumas recomendações quanto às espessuras mínimas e máximas a adoptar para os materiais envolvidos no reforço, assim como se ilustram algumas disposições construtivas relativamente à colocação das armaduras consoante a natureza do reforço.

Quadro 6.8 – Recomendações para o reforço de vigas à flexão por colagem de armaduras metálicas [13]

REFORÇO DE VIGAS À FLEXÃO	
Recomendações	
	
1 – Resina epoxy	1 – Resina epoxy
2 – Chapa de reforço	2 – Chapa de reforço
$t_g \leq 2 \text{ mm}$	3 – Bucha metálica
$t_s \leq 4 \text{ mm}$	$t_g \leq 2 \text{ mm}$
$b_s \geq 50 \text{ mm}$	$t_s \leq 12 \text{ mm}$
	$b_s \geq 80 \text{ mm}$

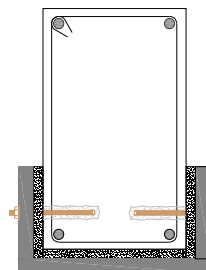
Disposição de armaduras

3



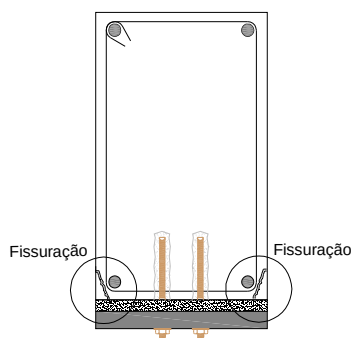
Solução mais corrente

4



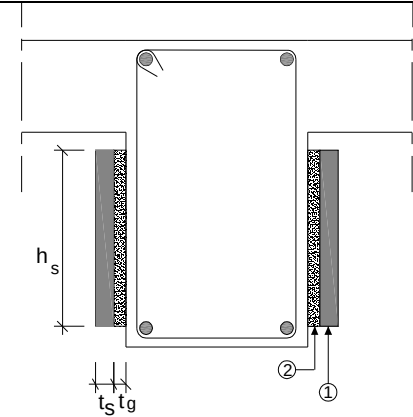
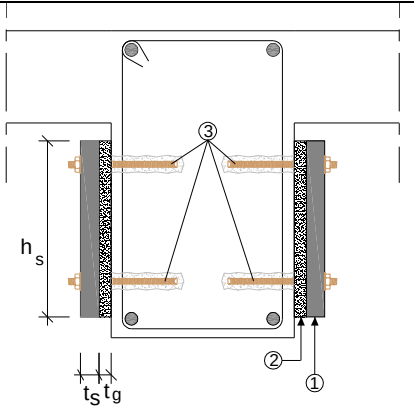
Solução a executar quando área a área de armadura de reforço é elevada

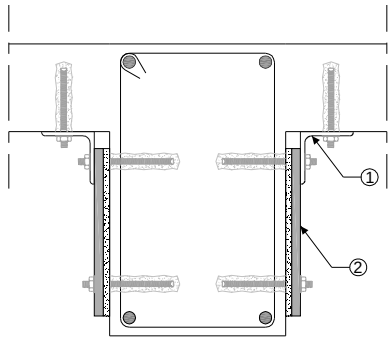
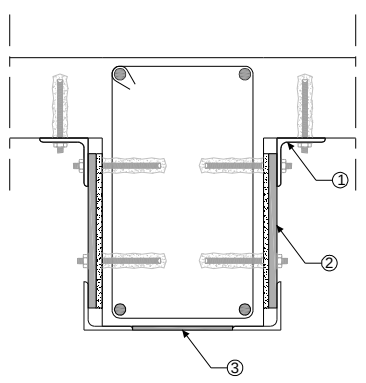
5



Solução a evitar uma vez que conduz a fendilhação nos cantos

Quadro 6.9 – Recomendações para o reforço de vigas ao esforço transverso por colagem de armaduras metálicas

REFORÇO DE VIGAS ESFORÇO TRANSVERSO	
Recomendações	
	
1 – Chapa de reforço; 2 – Resina époxy $t_g \leq 2 \text{ mm}$; $t_s \leq 3 \text{ mm}$; $h_s \geq 100 \times t_s$	1 – Chapa de reforço 2 – Resina époxy 3 – Bucha metálica $t_g \leq 2 \text{ mm}$; $t_s \leq 8 \text{ mm}$; $h_s \geq 100 \times t_s$

Disposição de armaduras	
6  1 – Cantoneira fixa à face inferior da laje por intermédio de buchas; 2 – Chapa metálica contínua em toda a face da viga. Esta solução tem como inconveniente o manuseamento das chapas e o grande área de superfície de betão a tratar.	7  1 – Cantoneira fixa à face inferior da laje por intermédio de buchas e ligada ao nível da face inferior da laje por barras metálicas; 2 – Chapa metálica descontínua (tiras distribuídas na face da viga);

Quadro 6.10 – Disposições construtivas no reforço de pilares por colagem de armaduras

REFORÇO DE PILARES

Zona B – Solução 1 [2]



O reforço é realizado com cantoneiras dispostas nos cantos, coladas ao betão com uma resina epoxy injectada e fixas à armadura principal por soldadura [2]. As cantoneiras são ligadas entre si por barras soldadas ao perfil.

Zona B – Solução 2 [2]



Neste caso, a diferença relativamente à solução anterior reside no facto de se colocarem buchas. Esta solução será adequada quando as cantoneiras apresentam dimensões consideráveis [19]

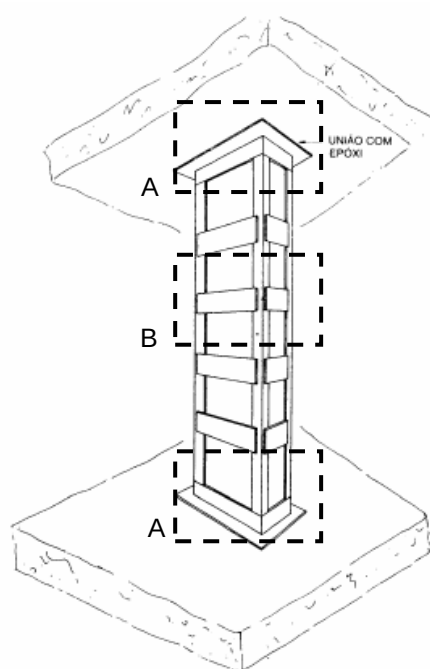
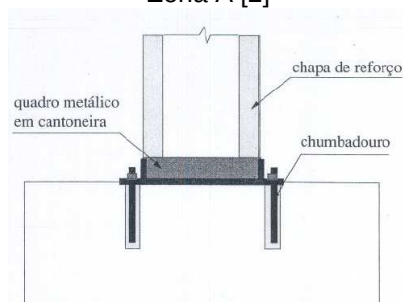


Fig. 6.42 - Pilar reforçado com armaduras exteriores

Zona A [2]



A ligação dos perfis à fundação realiza-se através de esquadros metálicos soldados aos perfis, fixos à fundação por chumbadouros selados ao betão com uma argamassa não retráctil fluida.

Um dos principais problemas que ocorrem em vigas reforçadas com esta técnica prende-se com a possibilidade de ocorrência de rotura por descolamento ou destacamento da chapa conforme se ilustra nas figuras 6.43 e 6.44.

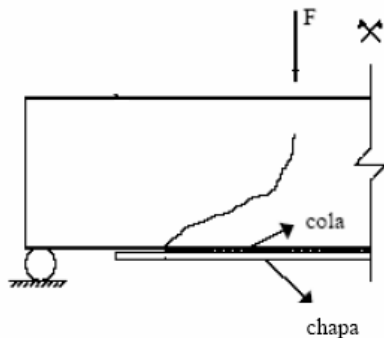


Fig. 6.43 – Rotura por deslocamento da chapa [28]

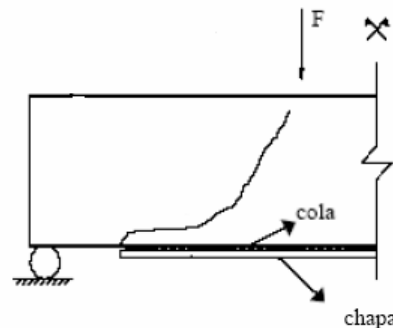


Fig. 6.44 – Rotura por destacamento da chapa [28]

Para prevenir este tipo de roturas, utilizam-se as seguintes estratégias:

- Limitação da tensão tangencial na interface chapa-betão [13];
- Terminar as chapas na proximidade dos apoios;
- Ancoragem das chapas com chapas envolventes (figura 6.45);
- Ancoragem das chapas com buchas mecânicas (figura 6.46).

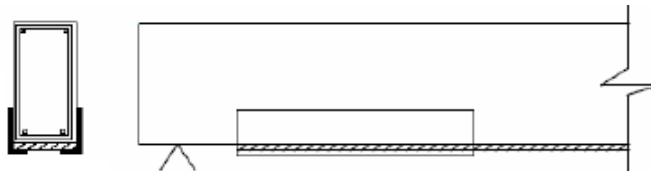


Fig. 6.45 – Ancoragem por meio de chapa envolvente [28]

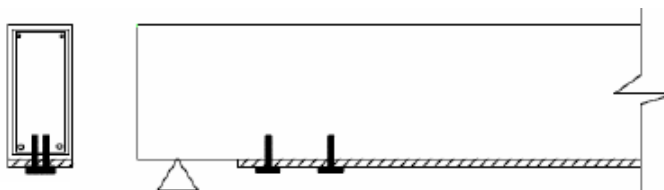


Fig. 6.46 – Ancoragem por meio de buchas [28]

6.3.1.3 Dimensionamento do reforço

A utilização desta técnica permite o reforço de vigas à flexão e ao esforço transversal e o reforço de pilares à flexão composta e compressão simples.

No caso da flexão e do esforço transversal o reforço é garantido pela adição de novas armaduras e no caso do esforço de compressão, o reforço é garantido não só pela armadura longitudinal adicional,

bem como pelo aumento da tensão resistente de compressão do betão confinado pelas barras metálicas transversais adicionais.

No Quadro 6.11 ilustram-se os cálculos e verificações de segurança a efectuar no dimensionamento aos estados limites últimos e verificação aos estados limites de utilização.

Quadro 6.11 – Verificação aos E.L.U. de vigas e pilares reforçados pela técnica colagem de chapas metálicas

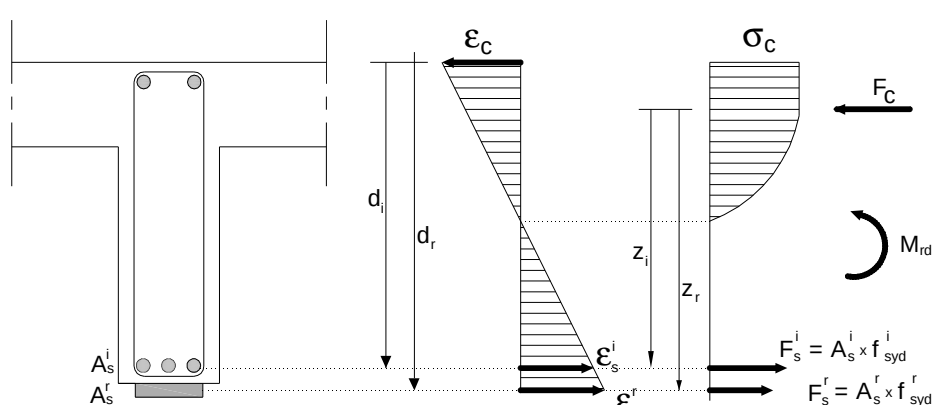
VERIFICAÇÃO ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	
A) VIGAS E LAJES	
A.1) Dimensionamento à flexão	
O dimensionamento da secção à flexão realiza-se adoptando os mesmos pressupostos e procedimentos que têm vindo a ser descritos em intervenções desta natureza. Chama-se apenas à atenção para a importância da verificação da segurança da ligação entre o material de reforço e o elemento a reforçar, tendo em conta o carácter decisivo desta ligação no comportamento da secção reforçada.	
	

Fig. 6.47 – Modelo de cálculo de viga à flexão pela técnica de reforço com colagem de chapas

A.1.1) Cálculo do momento resistente M_{Rd}

As equações de dimensionamento à flexão são em tudo semelhantes às já apresentadas no subcapítulo 6.2 aquando da apresentação da técnica de reforço de elementos estruturais por encamisamento de secções, pelo que se considera desnecessário a sua reprodução.

A.1.2) Verificação da segurança da ligação entre material de reforço e betão existente

Quando a ligação entre a chapa de reforço e o betão existente se realiza apenas por colagem, a transmissão de esforços é assegurada exclusivamente pela aderência entre cola/betão e cola/aço.

Caso a ligação seja complementada por buchas, conta-se ainda com a resistência ao corte dos parafusos.

Supondo uma viga simplesmente apoiada, o diagrama da força de corte na interface reforço/betão ao longo da viga apresenta a configuração ilustrada na figura 6.48.

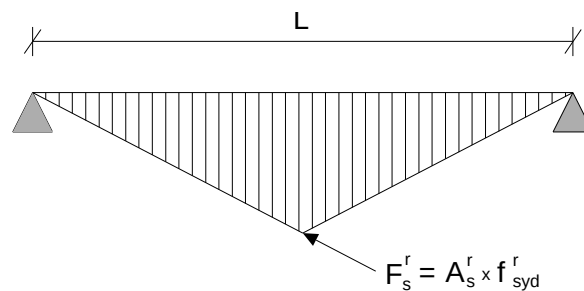


Fig. 6.48 – Diagrama das forças rasantes na interface do elemento de reforço e elemento a reforçar

A verificação de segurança da ligação entre materiais realiza-se na secção onde o esforço rasante é máximo, que, no caso da viga simplesmente apoiada da figura 48, coincide com o meio vão. A esta forma actuante opõe-se uma força resistente obtida a partir da seguinte expressão:

$$F_{rd} = \int_0^{L/2} \tau_{sd}(x) \times b_i \times dx \quad (6.32)$$

Sendo τ_{sd} a tensão de aderência resistente.

Admitindo uma distribuição plástica uniforme das tensões de aderência, ou seja, admitindo que a peça só irá escorregar após a mobilização da tensão máxima em todas as secções, a expressão anterior vem bastante simplificada, transformando-se na seguinte expressão:

$$F_{rd} = \tau_{sd} \times b_i \times \frac{L}{2} \quad (6.33)$$

A resistência de aderência determina-se a partir da seguinte expressão:

$$\tau_{sd} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ct} \\ 2 \text{ MPa [19]} \end{array} \right. \quad (6.34)$$

sendo f_{ct} a resistência à tracção do betão existente.

Tendo em conta o referido nos parágrafos anteriores, a segurança da ligação fica assegurada se se cumprirem as seguintes equações:

Ligação sem buchas:

$$F_s^r = A_s^r \times f_{syd}^r \leq \tau_{sd} \times b_i \times \frac{L}{2} \quad (6.35)$$

Ligação com buchas:

$$F_s^r = A_s^r \times f_{syd}^r \leq n \times F_b + \gamma \times \tau_{sd} \times b_i \times \frac{L}{2} \quad (6.36)$$

sendo F_b a força resistente de corte de uma bucha, n o número de buchas colocadas ao longo de $L/2$ e τ_{sd} representa a tensão de aderência aço/resina/betão mobilizada em conjunto com F_b , que se deve considerar na ordem de 0.50 MPa [2].

A.1.3) Coeficientes de monolitismo $\gamma_{n,R}$

Vigas – $\gamma_{n,R} = 1.00$ [19]

Lajes – $\gamma_{n,R} = 1.00$ [19]

A.2) Dimensionamento ao esforço transversal

O dimensionamento ao esforço transversal poderá ser realizado recorrendo ao modelo das bielas de inclinação variável, tendo em consideração a contribuição para a resistência dos novos estribos adicionados sob a forma de barras ou chapas contínuas conforme já se teve a oportunidade de referir.

A.2.1) Esforço transversal máximo, $V_{Rd,max}$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_i \times z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.37)$$

A.2.2) Esforço transversal resistente de cálculo, $V_{Rd,s}$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,s} = \gamma_{n,R} \times \left(z_i \times \frac{A_{sw}^i}{s} \times \cot g \theta \times f_{yd}^i \right) + \gamma_{n,R} \times \left(z_r \times \frac{A_{sw}^r}{s} \times \cot g \theta \times f_{yd}^r \right) \quad (6.38)$$

A.2.3) Coeficiente de monolitismo $\gamma_{n,R}$

$$\gamma_{n,R} = 0.90 \quad [19]$$

B) PILARES

B.1) Dimensionamento à compressão simples

No dimensionamento à compressão simples, deverá ter-se em consideração o aumento da resistência à compressão do betão por confinamento. A relação entre a tensão de compressão do betão confinado e a tensão lateral de confinamento pode ser determinada a partir no método prescrito no Model Code 90 [25] e já apresentado no sub-capítulo 6.2.

A verificação da segurança deverá passar pelo estabelecimento da seguinte equação

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \gamma_{n,R} \times (A_c^i \times f_{cd,cf} + A_s^i \times f_{syd}^i) + \gamma_{n,R} \times (A_c^r \times f_{cd,cf} + A_s^r \times f_{syd}^r) \quad (6.39)$$

B.2) Dimensionamento à flexão e compressão

O dimensionamento à flexão composta realiza-se tendo em conta modelos e pressupostos de cálculo semelhantes aos efectuados no cálculo de secções novas à flexão composta.

Na figura 6.49 apresenta-se o modelo de cálculo de pilares à flexão composta reforçados por colagem de chapas metálicas.

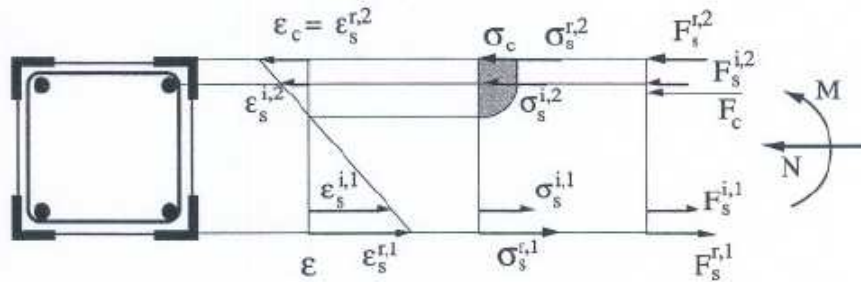


Fig. 6.49 – Modelo de cálculo de pilares à flexão composta pela técnica de colagem de chapas metálicas [19]

O momento e esforço axial resistentes finais deverão ser afectados pelo coeficiente de monolitismo correspondente.

$$N_{Rd}^{Final} = N_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (6.40)$$

$$M_{Rd}^{Final} = M_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (6.41)$$

B.3) Coeficiente de monolitismo, $\gamma_{n,R} = 0,90$ [19]

A verificação aos diferentes estados limites de utilização deverá ser realizada tendo em conta o aumento da inércia proporcionado pelas chapas metálicas, e o aumento da rigidez global da peça graças ao tratamento prévio das zonas fendilhadas [19].

6.3.2 REFORÇO POR COLAGEM DE FRP

6.3.2.1 Descrição da técnica

A técnica de reforço de secções de betão armado por colagem de armaduras de FRP consiste na colagem de lâminas, mandas ou tecidos de FRP ao betão por intermédio de uma resina normalmente do tipo epóxida.

Nas figuras 6.50 e 6.51 ilustram-se alguns exemplos de aplicação desta técnica no reforço de elementos estruturais.



Fig. 6.50 – Reforço de laje com colagem de laminados de CFRP [7]



Fig. 6.51 – Reforço de viga com colagem de laminados e tecidos de CFRP [7]

Esta técnica aplica-se no reforço à flexão e esforço transversal de vigas, lajes e pilares.

O sistema de reforço por colagem de armaduras de FRP ao betão apresenta como principais vantagens o reduzido impacto arquitectónico, a reduzida interferência na utilização da estrutura e a rapidez e facilidade de execução. No entanto, esta técnica apenas se aplica em situações em que se preveja um reforço moderado e o betão da peça a reforçar seja de média/boa qualidade [2].

Todos os trabalhos preparatórios e a sequência de aplicação do reforço de FRP dependem do tipo de sistema utilizado: sistema pré-fabricado (lâminas) ou sistema curado “in – situ” (fio, manta ou tecido), de acordo com o já descrito no sub-capítulo 4.7

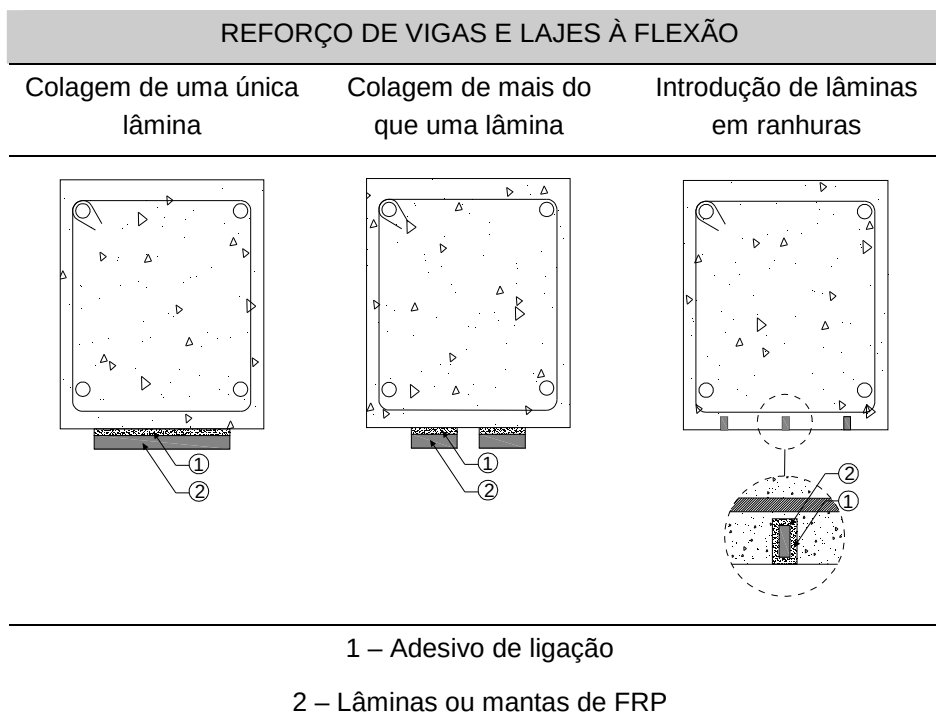
6.3.2.2 Disposição de armaduras

A forma e disposição das armaduras de FRP no elemento a reforçar varia consoante a natureza do reforço e a tipologia da peça.

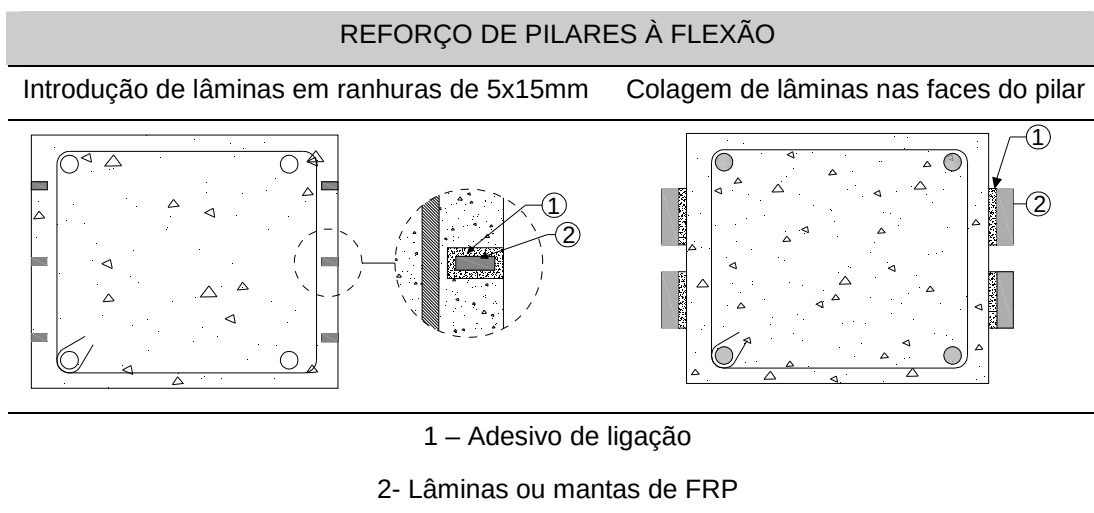
Nos Quadros 6.12, 6.13 e 6.14 ilustram-se alguns dos reforços tipo mais comuns com colagem de lâminas, mantas e tecidos ao betão.

No Quadro 6.15 apresentam-se algumas formas de execução da ancoragem das armaduras de reforço.

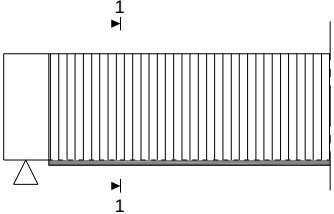
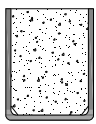
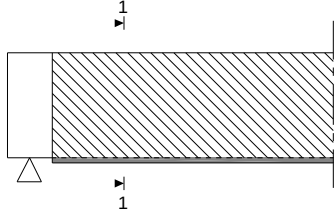
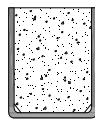
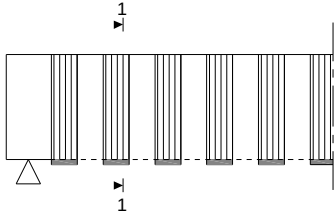
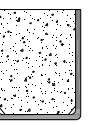
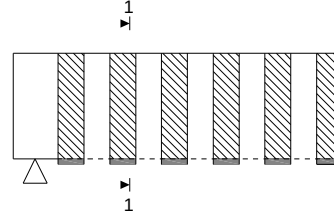
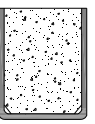
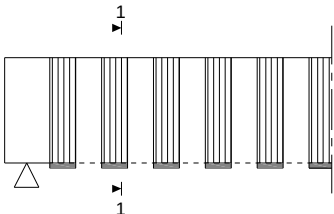
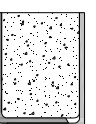
Quadro 6.12 – Reforço de vigas à flexão por colagem de armaduras de FRP



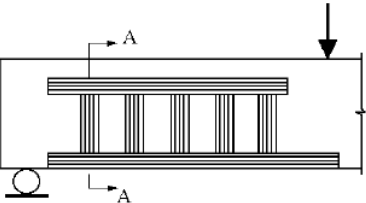
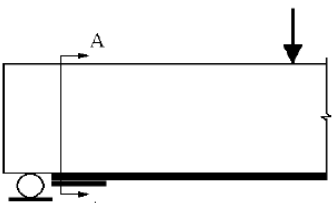
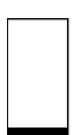
Quadro 6.13 – Reforço de pilares à flexão por colagem de armaduras de FRP

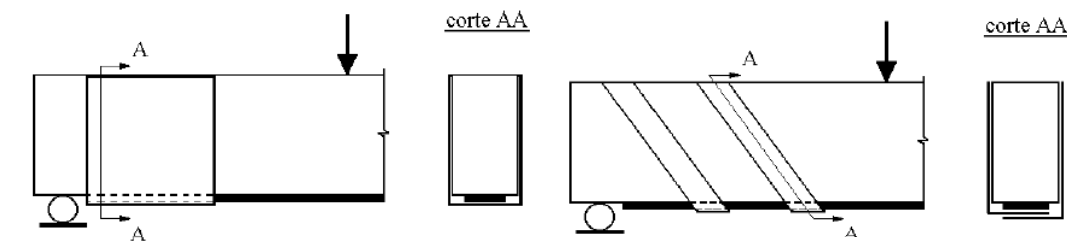


Quadro 6.14 – Tipos de reforço de vigas ao esforço transverso por colagem de armaduras FRP

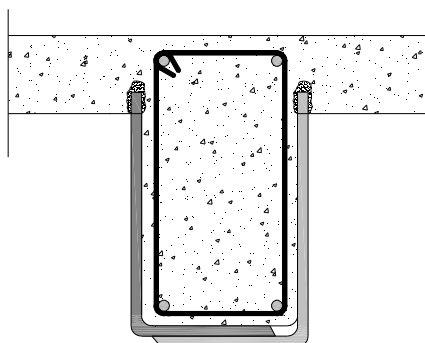
REFORÇO DE VIGAS AO ESFORÇO TRANSVERSO			
Estribo contínuo em “U” com orientação das fibras a 90° [21]		Estribo contínuo em “U” com orientação das fibras a 45° [21]	
			
Estribo descontínuo em “U” com orientação das fibras a 90° [21]		Estribo descontínuo em “U” com orientação das fibras a 45° [21]	
			
Estribo pré-fabricado em “L” com orientação das fibras a 90° [21]			
			

Quadro 6.15 – Sistemas de ancoragem de armaduras de FRP coladas ao betão

SISTEMAS DE ANCORAGEM DAS ARMADURAS DE FRP			
Colagem de tiras de FRP para ancoragem de estribos [21]		Colagem de tira de FRP na extremidade do reforço à flexão [21]	
			
Manta de FRP em “U” na extremidade do reforço à flexão [21]		Manta de FRP em “L” inclinada a 45° na extremidade do reforço à flexão [21]	



Ancoragem do sistema pré-fabricado em “L” de reforço ao esforço transverso



6.3.2.3 Dimensionamento do reforço

i) Reforço à flexão

No cálculo de secções de betão armado reforçadas com armaduras coladas de FRP assumem-se todas as hipóteses de cálculo já referidas no capítulo 4 e adicionalmente considera-se que o FRP apresenta um comportamento linear elástico até à rotura.

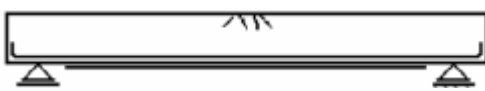
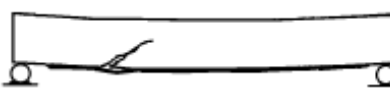
A capacidade resistente da peça vem condicionada pelo critério de rotura imposto, o qual induz um determinado comportamento do elemento na rotura.

A prevenção dos restantes modos de rotura da estrutura deve ser realizada a partir da verificação de determinados parâmetros que procuram controlar o risco desses mesmos modos ocorrerem.

No Quadro 6.16 sintetizam-se os principais modos de rotura verificados em vários ensaios realizados por investigadores que se dedicam a esta matéria.

Quadro 6.16 – Modos de rotura de vigas reforçadas por colagem de sistemas CFRP

N.º	MODOS DE RUÍNA [SIMÕES E CARNEIRO]	DESCRIÇÃO DO MODO
a		Rotura por flexão, caracterizada pela cedência do aço e rotura frágil da armadura de FRP.
b		Rotura por flexão, caracterizada pela cedência do aço e posterior esmagamento

		do betão.
c		Rotura por flexão, caracterizada pelo esmagamento do betão.
d		Rotura por destacamento do compósito na zona da ancoragem.
e		Rotura por destacamento do compósito por aparecimento de fendas de corte.
f		Rotura por destacamento do compósito em zonas irregulares da superfície.

O modo de rotura *a* pode ocorrer caso a resistência à compressão do betão seja muito elevada ou nos casos em que as armaduras de reforço (aço e CFRP) forem relativamente baixas. O modo *b* identifica-se como o ideal para o dimensionamento do reforço, uma vez que se garante a cedência da armadura interna e portanto a ductilidade da estrutura antes do seu colapso. O modo *c* ocorre quando as taxas de armadura de reforço são elevadas. Os modos de rotura *d*, *e* e *f* caracterizam-se como bruscos e frágeis pelo que devem ser evitados [28].

No Quadro 6.17 indicam-se as verificações a realizar após o dimensionamento de forma a ter em consideração os modos de rotura diferentes do condicionante do dimensionamento.

Quadro 6.17 – Verificações de segurança a efectuar no cálculo de secções de betão armado reforçadas com armaduras de FRP

Modo de rotura	Verificação [20]
a	Limitação da extensão no laminado de CFRP.
b	Critério de rotura no dimensionamento aos E.L.U.
d	Limitação da extensão no laminado; Cálculo da ancoragem.

i.1) Momento resistente

O cálculo do momento resistente, M_{Rd} , e do posicionamento do eixo neutro, x , passa pela resolução do sistema de equações 6.43 escrito a partir do modelo de cálculo ilustrado na figura 6.52.

$$\begin{cases} M_{sd} \leq M_{Rd} = A_s^i \times f_{syd}^i \times (d_i - 0.40 x) + \gamma_L \times f_{Lud} \times A_s^r \times (d_r - 0.40 x) \\ f_{cd} \times b_i \times 0.80 x = A_s^i \times f_{syd}^i + \gamma_L \times f_{Lud} \times A_s^r \end{cases} \quad (6.42)$$

com:

γ_L – Factor redutor da contribuição do reforço com FRP na resistência à flexão [15];

f_{Lud} – Tensão resistente à tracção de cálculo do material FRP determinado de acordo com o descrito na secção 4.7;

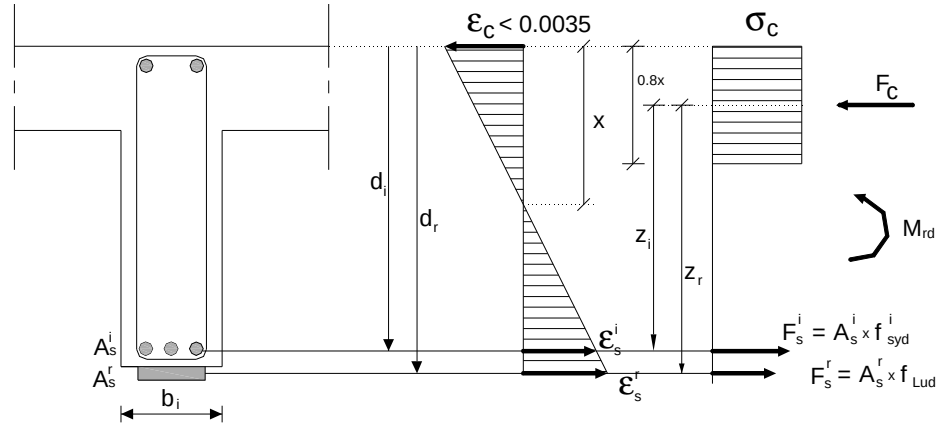


Fig. 6.52 – Modelo de cálculo à flexão de secções reforçadas por colagem de armaduras de FRP

Note-se que os valores da capacidade resistente e da posição do eixo neutro foram determinados admitindo que a tensão do aço se encontrava no patamar de cedência e a tensão nas armaduras de FRP no seu limite. Naturalmente estes pressupostos deverão ser confirmados, de forma a tornar o cálculo válido.

i.2) Extensão efectiva no FRP e no aço e tensão efectiva nas armaduras

A extensão efectiva no FPR é determinada a partir da seguinte expressão:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \times \left(\frac{d_r - x}{x} \right) \leq \epsilon_{f,lim} \quad (6.43)$$

sendo:

ϵ_{fe} – Extensão efectiva de tracção no FRP;

ϵ_{cu} – Extensão do betão na fibra mais comprimida;

h – altura da secção;

x – posição do eixo neutro;

$\epsilon_{f,lim}$ – Extensão limite no laminado de FRP.

Segundo a FIB [14] o valor de $\epsilon_{f,lim}$ deverá situar-se entre os 0.65% a 0.85%, enquanto que o JCI [16] recomenda valores de 0.40% a 0.8%. O ACI [15] propõem que o valor desta extensão seja determinado a partir da seguinte expressão:

$$\epsilon_{f,lim} = k_m \times f_{Luk} \quad (6.44)$$

onde:

k_m - Coeficiente para atender às roturas prematuras, determinado a partir da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{f,lim} = \begin{cases} 1 - \frac{n_c \times E_{Lk} \times t_f}{428000} & \text{para } n \times E_{Lk} \times t_f \leq 214000 \\ \frac{10700}{n_c \times E_{Lk} \times t_f} & \text{para } n \times E_{Lk} \times t_f \geq 214000 \end{cases} \quad (6.45)$$

Sendo n_c o número de camadas, E_{Luk} o módulo de elasticidade do FRP (N/mm²) e t_f a espessura do FRP (mm).

O valor da extensão efectiva no aço, ε_s , da tensão efectiva no aço, f_s^i , e da tensão efectiva no FRP, f_{fe} , determina-se a partir das seguintes expressões:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{fe} \times \left(\frac{d_i - x}{d_r - x} \right) \quad (6.46)$$

$$f_s^i = \begin{cases} E_s \times \varepsilon_s & \text{se } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_{syd}^i & \text{se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (6.47)$$

$$f_{fe} = E_{Luk} \times \varepsilon_{fe} \quad (6.48)$$

Onde ε_{sy} representa a extensão de cedência do aço.

Impondo as condições de equilíbrio de forças na secção representada na figura 6.52 obtém-se a posição real do eixo neutro:

$$x = \frac{A_s^i \times f_s^i + A_s^r \times f_{fe}}{0.68 \times f_{cd} \times b} \quad (6.49)$$

Caso o valor assim determinado se aproxime do obtido pela resolução do sistema de equações 6.43 então o equilíbrio da secção está garantido. Caso contrário terá de repetir-se o processo continuamente até os resultados convergirem.

i.3) Verificação da ancoragem do FRP

A verificação da ligação/amarração do FRP consiste no cálculo da força máxima de tracção no FRP que provoca a ruína da ligação. Segundo a FIB [14], o valor dessa força determina-se a partir da seguinte expressão:

$$T_{u,máx} = \alpha_f \times 0.64 \times b_f \times k_b \times k_c \times \sqrt{E_f \times t_f \times f_{ctm}} \quad (6.50)$$

Sendo:

b_f – Largura do FRP;

E_{Luk} – Módulo de elasticidade do FRP

t_f – Espessura do FPR;

f_{ctm} – Tensão de rotura média à tracção do betão;

α_f – Coeficiente redutor para ter em conta a influência das fendas de corte na resistência de aderência. Assume valores entre 0.90 e 1.0;

k_b – Factor que tem em conta a influência da geometria da zona de ancoragem [14];

k_c – Factor que tem em conta as condições de execução do reforço (Quadro 6.18).

Quadro 6.18 – Valores de k_c

k_c	Condições
1	Muito boas
0.85 – 0.95	Boas
0.75 – 0.85	Normais
0.65 – 0.75	Más

O comprimento de amarração desta força, $L_{b,máx}$ determina-se da seguinte forma [14]:

$$L_{b,máx} = \sqrt{\frac{E_{Luk} \times t}{2 \times f_{ctm}}} \quad (6.51)$$

ii) Reforço ao esforço transversal

O reforço ao esforço transversal pode ser tratado como os estribos de aço, utilizando a formulação indicada no eurocódigo 2 [11].

A contribuição para a resistência ao esforço transversal do compósito de FRP, V_{fd} , varia consoante a geometria do reforço, sendo determinado a partir das fórmulas indicadas seguidamente:

Reforço contínuo:

$$V_{fd} = 2 \times t \times E_{Luk} \times \varepsilon_{fd,e} \times z_r \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (6.52)$$

Reforço espaçado:

$$V_{fd} = 2 \times t \times \frac{b_f}{S_f} \times E_{Luk} \times \varepsilon_{fd,e} \times z_r \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (6.53)$$

Sendo:

α - Ângulo entre a direcção da fibra principal do FRP com a horizontal;

$\varepsilon_{fd,e}$ - Valor de cálculo da extensão efectiva do FRP, obtida a partir da expressão;

$$\varepsilon_{fd,e} = \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} \quad (6.54)$$

Onde γ_f assume o valor de 1.2 quando se utilizam laminados e 1.35 para mantas.

7

CONCLUSÕES

1.1 CONCLUSÕES

Após a realização deste trabalho, conclui-se que os objectivos inicialmente propostos foram parcialmente cumpridos, tendo em conta que, conscientemente, ficaram por abordar algumas técnicas de reparação e de reforço de estruturas, e que nem todas as matérias foram tratadas com o mesmo grau de profundidade. Ainda assim, pensa-se que foi possível fazer um retrato geral sobre a temática da reabilitação de estruturas de betão armado, tendo-se produzido um documento de espectro alargado, suficientemente integrado e de leitura simples e objectiva.

Conclui-se ainda que há muito ainda a fazer relativamente ao tema da reabilitação de estruturas, nomeadamente na produção de normas orientadoras do projecto, execução e controlo da qualidade de obras de reparação e reforço de estruturas. De facto, uma das dificuldades deste trabalho foi encontrar publicações de referência relacionadas com o tema do reforço de estruturas, nomeadamente guias orientadores para o projecto e execução das técnicas de reforço tradicionais e inovadoras.

Refere-se ainda a necessidade de produção de um documento orientador onde toda a informação relacionada com a temática da Reabilitação de Estruturas venha apresentada de uma forma objectiva, integrada e pormenorizada e que sirva de referência para o projecto de reabilitação de estruturas. Este trabalho pretendeu dar um primeiro contributo na busca desse objectivo final.

BIBLIOGRAFIA

- [1] EN 1504. *Produtos e Sistemas para a Protecção e Reparação de Estruturas de Betão. Definições, Requisitos, controle de qualidade e avaliação da conformidade*. Instituto Português da Qualidade, Portugal, 2006.
- [2] Appleton, J., Costa, A., *Apontamentos da cadeira de “Reabilitação e Reforço de Estruturas”- Módulo 1: Reabilitação e Reforço de Estruturas*. Instituto Superior Técnico..
- [3] Coutinho, J.S.. *Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 24 Julho, 1998.
- [4] Saraiva, J., *Técnicas de Protecção e Reparação de Estruturas de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Novembro de 2007.
- [5] Appleton, J., Costa, A., *Apontamentos da cadeira de “Reabilitação e Reforço de Estruturas”- Módulo 4: Inspeção, Avaliação e diagnóstico da deterioração e do comportamento estrutural..* Instituto Superior Técnico.
- [6] www.oz-diagnostico.pt . Acedido em Maio de 2008.
- [7] Chastre, C., *Reparação e reforço de estruturas de betão armado com sistemas compósitos de FRP*. Unic – CTC6, Maio de 2005.
- [8] RSA. *Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes*. Imprensa Nacional – Casa da Moeda, 1983.
- [9] REBAP. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Imprensa Nacional – Casa
- [10] EUROCÓDIGO 1. *Bases de projecto e Acções em Estruturas – Parte 1: Bases de projecto*. CEN EN-1991-1-1, 2002.
- [11] EUROCÓDIGO 2. *Projecto de estruturas de betão – Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. CEN EN-1992-1-1, 2004.
- [12] EUROCODE 8. *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures. Part 1-4: Strengthening and Repair of Buildings*. CEN prEN-1998-1-4 Draft, 1995.
- [13] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN. *Bulletin d’information n.º 162 – Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Up-grading (redesign)*. Prague, October, 1983.
- [14] FIB – BULLETIN -14. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*, 2001.
- [15] ACI COMITE 440, SUB-COMITE 440F. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute. July 2000.
- [16] JCI TC 952 – *JCI Committee TC952*, JCI, Tokyo, Setembro, 1998.
- [17] http://leb.pt/xms/files/ISEL_2005.pdf. Acedido em Setembro de 2008
- [18] Reis, A., *Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1998.
- [19] Gomes, A., Appleton, J. *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º41.

- [20] Juvandes, L., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6- Abril de 2002.
- [21] Carneiro, L., *Reforço de vigas e pilares de concreto com materiais compósitos de resina e fibras*. Dissertação de Douturamento em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Dezembro, 2004.
- [22] Fonseca, S., *Utilização de materiais compósitos na reabilitação de estruturas de betão*. Seminário Materiais em Ambientes Marítimos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Funchal, Outubro de 2007.
- [23] Juvandes, L., Figueiras, J. *Conceitos de Dimensionamento e Segurança para Projectos de Reforço com Sistemas Compósitos de FRP*. Betão Estrutural 2000, FEUP, Porto, 22-24 Novembro.
- [24] Gomes, A., Appleton, J. *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º42.
- [25] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN. *Bulletin d'information n.º 213/214 - CEN-FIP Model Code 1990, Lausanne*, Maio, 1993.
- [26] Bento, F., Rodrigues, A. *Reforço de Pilares por Encamisamento Metálico*.
- [27] Chastre, C., *Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2005.
- [28] Simões, M., *Reforço de vigas de concreto armado por encamisamento parcial*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Março, 2007.
- [29] www.cnr.it/documenti/norme/IstruzioniCNR_DT200_2004_eng.pdf. Acedido em Setembro de 2008.