



Modelos Analíticos para a Previsão do Desempenho de Pilares Confinados com Fibras de Carbono

Bruno Miguel Gomes Pereira

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Dezembro 2012

Modelos Analíticos para a Previsão do Desempenho de Pilares Confinados com Fibras de Carbono

Bruno Miguel Gomes Pereira

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Orientadora:

Débora Rodrigues de Sousa Macanjo Ferreira

Coorientador:

Hernâni Miguel Reis Lopes

Dezembro 2012

AGRADECIMENTOS

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

Esta tese foi desenvolvida na Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança, estando integrada num projeto de investigação na área dos modelos analíticos de previsão do desempenho de pilares confinados com fibra de carbono.

À Professora Débora Ferreira, sob cuja orientação decorreu a realização deste trabalho, quero expressar o meu agradecimento pelos seus ensinamentos, rigor científico, revisão crítica, disponibilidade e amizade.

Ao Professor Hernâni Lopes, coorientador desta tese, gostaria de manifestar, igualmente, a minha gratidão pelos conhecimentos transmitidos aquando do desenvolvimento do modelo numérico e na obtenção das curvas tensão-extensão dos modelos analíticos.

A todos os meus amigos em geral que, de uma forma ou de outra, me incentivaram e ajudaram, um indispensável agradecimento.

Por último agradeço à minha família, pelo apoio moral e o carinho imprescindível para a realização deste trabalho.

RESUMO

A deterioração das estruturas de betão armado, tais como, edifícios, pontes e viadutos resultante do envelhecimento dos materiais, da falta de controlo de qualidade durante a construção, da inexistência de planos adequados de inspeção e de manutenção da vida de serviço, bem como causas acidentais (ex:sismos) tem levado à degradação crescente das estruturas. A necessidade de reparação é frequentemente combinada com a necessidade de reforço das estruturas para que estas possam desempenhar com segurança as novas funções.

No presente trabalho, faz-se inicialmente uma breve descrição das técnicas de reforço de estruturas de betão armado, convencionais e as técnicas de reforço por colagem de polímeros reforçados com fibras que reúnem um conjunto de propriedades que lhes garante alta resistência à tração, alto módulo de elasticidade, boa resistência à corrosão e principalmente aumento da capacidade de absorção de energia.

Este estudo envolve uma revisão da literatura para o conhecimento do estado da arte no que concerne à aplicação de modelos analíticos para prever o desempenho de pilares de betão armado confinados com Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (CFRP), sujeitos a esforços de compressão.

O aumento da capacidade de carga e de absorção de energia de elementos de betão confinados com sistemas de CFRP é influenciado por diversos parâmetros, nomeadamente, a resistência do betão, e a percentagem de CFRP. A avaliação qualitativa e quantitativa da influência dos parâmetros admitidos como mais significativos para o fenómeno em estudo foi efetuada pela aplicação dos modelos analíticos de confinamento, e validados com os resultados dos ensaios experimentais.

Faz ainda parte deste trabalho o desenvolvimento de um modelo numérico para simular o comportamento à compressão monotónica de provetes de betão armado, de secção circular, confinados com CFRP, em que é demonstrado que uma análise numérica nos fornece ótimos resultados, apesar das limitações que a ferramenta de cálculo apresenta.

Palavras-Chave: Pilares de betão armado; Confinamento; Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (CFRP); Modelos Analíticos; Modelo Numérico

ABSTRACT

The deterioration of reinforced concrete structures, such as buildings, bridges and overpasses resulting from the ageing of materials, lack of quality control during construction, by the missing of inappropriate plans of inspection and maintenance of service life, as well as accidental causes (example: earthquakes) has led to increase deterioration of the structures. The need to repair is often combined with the need to strengthen the structures so that they can safely perform new functions.

The present study, begins with a brief description of reinforcement techniques of concrete structures, conventional and strengthening techniques with collage polymers reinforced with fiber that encounter a set of properties that guarantee them high tensile strength, high modulus of elasticity, good resistance to corrosion and mainly increase the capacity for energy absorption.

This research involves a literature review to knowledge the state of the art regarding the application of analytical models to predict the performance of reinforced concrete columns confined with Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP), submitted to compressive efforts.

The increase load capacity and energy absorbing elements of concrete confined with CFRP systems is influenced by several parameters, including the strength of the concrete, and the percentage of CFRP. The qualitative and quantitative evaluation of the influence of the parameters accepted as more significant for the phenomenon under study was accomplished by applying the analytical models of confinement, and validated with experimental results.

There was also the development of a numerical model to simulate monotonic compressive behavior of reinforced concrete test pieces, of circular cross-section, confined with CFRP, in which it is demonstrated that a numerical analysis provides excellent results, despite the limitations that the calculation tool displays.

KEYWORDS: Reinforced concrete pillars; Confinement; Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP); Analytical models; Numerical model

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	13
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	13
1.2. REFORÇO DE ESTRUTURAS	14
1.3. OBJECTIVOS DO TRABALHO	16
1.4. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA TESE	17
CAPÍTULO 2 – REFORÇO DE ESTRUTURAS	19
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
2.2. MÉTODOS CONVENCIONAIS DE REFORÇO ESTRUTURAL.....	19
2.2.1. Técnica de reforço por adição de paredes resistentes	20
2.2.2. Técnica de reforço por adição de contraventamento metálico	21
2.2.3. Reparação ou reforço por encamisamento com betão armado (Betão moldado ‘in situ’)..	23
2.2.4. Encamisamento ou reparação com betão projetado.....	24
2.2.5. Reparação ou reforço por colagem de chapas metálicas	25
2.3. REPARAÇÃO OU REFORÇO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS (FRP)	26
2.4. ESTADO ACTUAL DO CONHECIMENTO	27
2.5. TECNOLOGIA DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO USANDO COMPÓSITOS DE FRP.....	31
2.5.1. Procedimentos para aplicação do reforço com materiais compósitos em FRP	31
2.6. COMPORTAMENTO DOS COMPÓSITOS DE FRP EM DIFERENTES AMBIENTES DE TRABALHO	34
2.6.1. Resistência à ação do fogo.....	34
2.6.2. Resistência aos raios ultravioleta (UV)	35
2.6.3. Desempenho dos materiais compósitos na presença de humidade.....	36
2.6.4. Efeito de altas temperaturas sobre os compósitos de FRP	36
2.7. DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS REFORÇADAS COM COMPÓSITOS DE FRP QUANDO SUJEITAS À ACÇÃO SÍSMICA.....	37
2.8. DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE BETÃO REFORÇADAS COM FIBRAS DE CARBONO (CFRP)	39
CAPÍTULO 3 – MODELOS ANALÍTICOS	41
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	41
3.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAS	41
3.2.1. Betão	41
3.2.2. Aço das armaduras.....	42
3.2.3. Manta de CFRP.....	42
3.3. MODELOS ANALÍTICOS DE CONFINAMENTO COM CFRP.....	43

3.3.1.Comportamento da curva tensão-extensão do betão confinado com CFRP	44
3.3.2.Modelo de Ferreira (2007).....	45
3.3.3.Modelo de Heecheul Kim et al. (2009)	51
3.3.4.Modelo de Mohamed F.M.Fahmy e Zhishen Wu (2009).....	53
3.3.5.Modelo de Carlos Chastre e Manuel A.G. Silva (2010).....	56
3.3.6.Modelo de You-Yi e Yu-Fei Wu (2011)	59
3.3.7.Evolução dos modelos analíticos ao longo do tempo	66
3.3.8.Resumo dos modelos analíticos mais recentes	67
3.4. APLICAÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICOS DE CONFINAMENTO.....	68
3.4.1.Provete de betão totalmente confinado com 3 camadas de CFRP (W600S1L3)	68
3.4.2.Provete de betão totalmente confinado com 5 camadas de CFRP (W600S1L5)	72
3.4.3.Influência do número de camadas de CFRP na eficácia do confinamento.....	75
CAPÍTULO 4 – MODELO NUMÉRICO	77
4.1. INTRODUÇÃO.....	77
4.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	77
4.2.1.Modelo de betão simples	79
4.2.2.Modelo de betão armado	82
4.2.3.Modelo de betão armado totalmente confinado (3 camadas)	85
4.2.4.Modelo de betão armado totalmente confinado (5 camadas)	86
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÃO	89
5.1. CONCLUSÕES	89
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	91
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Adição de paredes resistentes de betão armado	21
Figura 2.2 – Sistemas de contraventamento metálico como reforço de edifícios existentes ...	22
Figura 2.3 – Dissipadores de energia viscosos e hysteréticos, Roque [2012].....	22
Figura 2.4 – Encamisamento com betão armado	23
Figura 2.5 – Aplicação de betão projetado.....	24
Figura 2.6 – Reforço com chapas de aço	25
Figura 2.7 – Polímeros reforçados com fibras (FRP), Juvandes [2006]	26
Figura 2.8 – Compósitos de FRP (Formas Pré-Fabricada e Curada “in situ”), Juvandes [2011]	28
Figura 2.9 – Reforço de pilares de aço e betão com manta de fibra de carbono (CFRP)	30
Figura 2.10 – Reforço de uma viga e laje com laminados de carbono	30
Figura 2.11 – Reforço de pilares e condutas com fibras de vidro	30
Figura 2.12 – Fases de aplicação do reforço com manta de FRP, Ripper [1999]	33
Figura 2.13 – Vigas com comportamento frágil	38
Figura 2.14 – Componentes do sistema de reforço com materiais compósitos	39
Figura 3.1 – Curva típica tensão-extensão do betão não confinado e confinado com CFRP, Ferreira [2007].....	45
Figura 3.2 – Sistema genérico do confinamento total ou parcial com CFRP	47
Figura 3.3 – Variação do parâmetro de confinamento k_1 com a pressão lateral de confinamento para: (a) betão de baixa resistência C16, (b) betão de alta resistência C32, Ferreira [2007].....	48
Figura 3.4 – Variação do parâmetro de confinamento k_2 com a extensão axial: (a) betão de baixa resistência C16, (b) betão de alta resistência C32, Ferreira [2007]	50
Figura 3.5 – Orientação θ das fibras da manta de CFRP	52
Figura 3.6 – Efeito da resistência do betão não confinado para avaliação do módulo de elasticidade E_{CA} no caso de $m_2=1$ e $m_1= 0.2$ (a) e 0.5 (b), Mohamed et al. [2009]	54
Figura 3.7 – Calibração do modelo proposto para estimar a tensão de rutura do betão confinado com CFRP, Mohamed et al. [2009].....	55
Figura 3.8 – Relação entre f'_{cc}, f'_{c0} e f_l para pilares de betão com diâmetro entre 150 e 400 mm, confinados com CFRP, Chastre et al. [2010].....	56
Figura 3.9 – Relação entre $\varepsilon_{cc} / \varepsilon_{c0}$ e f_l / f'_{c0} para pilares de betão com diâmetro entre 150 e 400 mm, confinados com CFRP, Chastre et al. [2010].....	58
Figura 3.10 – Modelo proposto para provetes de secção circular sujeitos à compressão monotónica, Chastre et al. [2010]	59
Figura 3.11 – Curva típica de resposta tensão-extensão de um pilar de betão confinado com CFRP	61

Figura 3.12 – Unificação do modelo para várias secções de pilares de betão, You-Yi et al. [2011]	61
Figura 3.13 – Definição do ponto de ruptura do betão confinado (f'_{cc} ; ϵ_{cc}), You-Yi et al. [2011]	62
Figura 3.14 – Cociente entre raio da aresta vs. incremento de força, You-Yi et al. [2011].....	62
Figura 3.15 – Efeito do cociente entre h/b vs. incremento de força, You-Yi et al. [2011]....	63
Figura 3.16 – Comparação das curvas analíticas e numérica com a curva experimental (W600S1L3).....	69
Figura 3.17 – Introdução da curva de Chastre modificado para comparação com os restantes modelos e com o ensaio experimental.....	71
Figura 3.18 – Comparação das curvas analíticas e numérica com a curva experimental (W600S1L5).....	73
Figura 3.19 – Influência do número de camadas de CFRP na eficácia do confinamento.....	75
Figura 4.1 – Modelo geométrico da estrutura em betão armado confinado usado na simulação.	78
Figura 4.2 – Modelo betão simples com as condições de fronteira, de simetria e de carregamento.	79
Figura 4.3 – Procedimento incremental-iterativo para análise do comportamento não-linear.	80
Figura 4.4 – Malha de elementos finitos usado na modelação do comportamento de um cilindro de betão simples.....	80
Figura 4.5 – Representação da convergência da força através do método de Newton-Raphson.	81
Figura 4.6 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro em betão simples.....	82
Figura 4.7 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro de betão armado.....	83
Figura 4.8 – Fenómeno de fendilhação e descolamento do betão de recobrimento, observados durante o ensaio dos cilindros de betão armado.....	83
Figura 4.9 – Malha de elementos finitos usado na modelação do comportamento de um cilindro de betão armado.	84
Figura 4.10 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro de betão armado com diferentes módulos de elasticidade do betão	85
Figura 4.11 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro de betão armado totalmente confinado com 3 camadas de CFRP.....	86
Figura 4.12 – Curva tensão-deformação numérica e experimental para um cilindro de betão armado totalmente confinado com 5 camadas de CFRP.....	87

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1– Ficha Técnica da manta C-Sheet 240 em Fibra de Carbono do fabricante S&P®	29
Tabela 2.2– Ficha Técnica do laminado CFK 150/2000 em Fibra de Carbono do fabricante S&P®	29
Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do betão aplicado nos modelos analíticos e numéricos	42
Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas do aço das armaduras aplicadas nos modelos analíticos e numérico.....	42
Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas da manta de CFRP segundo fichas técnicas do distribuidor	43
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas da manta de CFRP segundo os ensaios experimentais	43
Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas da manta de CFRP aplicadas aos modelos.....	43
Tabela 3.6 – Evolução dos modelos analíticos de confinamento.....	66
Tabela 3.7 – Quadro resumo dos modelos analíticos descritos no ponto 3.3	67
Tabela 3.8 – Comparação dos resultados experimentais com os modelos analíticos	68
Tabela 3.9 – Ajuste dos parâmetros do modelo de Chastre [2010].....	71
Tabela 3.10 – Comparação dos resultados experimentais com os modelos analíticos	72
Tabela 4.1 – Propriedades elásticas dos materiais usados na modelação do betão armado.....	84

LISTA DE SÍMBOLOS

Notações

A_g – área total de secção de betão

A_{st} – área total de armaduras longitudinais

CFRP – polímeros reforçados com fibras de carbono (carbon fiber reinforced polymers)

D – diâmetro da secção de betão

d_{st} – diâmetro dos estribos de aço

E_{ci} – módulo de elasticidade tangente do betão não confinado

E_{cA} – módulo de elasticidade tangente ao ponto A

E_f – módulo de elasticidade do CFRP

E_l – módulo de confinamento lateral

E_s – módulo de elasticidade do aço

f_{30} – representa um provete cilíndrico com 30MPa de resistência à compressão

f'_{c0} – tensão máxima de compressão do betão não confinado

f'_{cc} – tensão máxima de compressão do betão confinado

f_{fl} – tensão lateral de confinamento exercida pelo CFRP

f_j – resistência à tração da manta de CFRP

f_l – tensão lateral de confinamento

f_{sl} – tensão lateral de confinamento exercida pelos estribos

f_{sy} – tensão de cedência do aço à tração

f_{su} – tensão de rutura do aço à tração

f_{cA} – tensão de transição

H – altura do provete de betão

h – comprimento do lado mais longo da secção retangular

k_1 e k_2 – coeficientes de confinamento

k_{2R} – valores de k_2 obtidos para $\varepsilon_f=0.3\%$

n – número de camadas de CFRP

r – raio da curva

s_s – espaço livre entre os estribos de aço

s' – espaço livre entre faixas de CFRP

t_f – espessura das fibras de carbono

ε_c – extensão axial de compressão do betão

ε_{c0} – extensão axial de compressão do betão não confinado correspondente à tensão axial de compressão não confinado (f'_{c0})

ε_{cA} – extensão de transição

ε_{cc} – extensão axial de compressão do betão confinado correspondente à tensão axial de compressão do betão confinado (f'_{cc})

ε_f – extensão do CFRP na direção das fibras

ε_l – deformação lateral das fibras de carbono

ε_{su} – extensão axial do aço

ρ – razão de raio de canto

ρ_f – relação volumétrica do CFRP de confinamento

ρ_{st} – percentagem de confinamento de estribos de aço

σ_c – tensão de compressão no betão

α_{fe} e α_{fv} – coeficientes de confinamento do betão que tem em conta o sistema de confinamento com CFRP

α_{se} e α_{sv} – coeficientes de confinamento do betão que tem em conta o sistema de confinamento com estribos

θ – ângulo de confinamento

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção em betão armado em Portugal inicia-se em 1898, sendo a moagem de *António José Gomes em Caramujo*, Cova da Piedade, considerada a primeira obra arquitetónica integralmente estruturada em betão armado, Santos [1993]. Desde então, verificou-se um progressivo aumento do peso relativo desta tecnologia nas construções em geral, podendo considerar-se o betão como material estrutural dominante, resultante das vantagens apresentadas por este processo construtivo, onde a sua combinação com o aço numa mesma peça resulta num elevado desempenho estrutural, uma vez que o betão absorve os esforços de compressão e o aço absorve os esforços de tração.

Porém, a durabilidade é a propriedade que mais preocupação gera no betão armado, como resultado das patologias que se encontram nas construções onde esta tecnologia foi utilizada, o que se torna um problema real. Estas patologias surgem desde logo pelo envelhecimento natural do material, deterioração resultante da ação de agentes agressivos, principalmente em estruturas de betão que apresentam fissuras, pela escolha menos correta dos materiais aplicados, bem como, pelo controlo de qualidade deficiente. As estruturas também podem ser afetadas por ações acidentais como choques, incêndios ou explosões que possam implicar operações de reforço, nomeadamente, se a estrutura tiver sofrido danos significativos. Igualmente situações como modificação da função da estrutura para condições mais desfavoráveis, agravamento de requisitos regulamentares ou alteração das exigências de serviço podem originar a necessidade de reforçar a estrutura.

Na história de Portugal tem-se verificado a ocorrência de eventos sísmicos com danos significativos nas construções. A área metropolitana de Lisboa é uma das áreas de Portugal Continental que requer maior atenção, foi considerada pelo Plano Nacional de Ordenamento do Território (PROT) como de elevado ou muito elevado risco sísmico. A elevada concentração populacional e densidade de construção requer a realização de estudos para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificado, de forma a conhecer as condições de segurança face a eventuais abalos sísmicos e sustentar o dimensionamento de soluções adequadas de reforço, evitando o colapso de edifícios existentes mais vulneráveis. situações

Na maioria das vezes, são os danos verificados nas estruturas (edifícios, viadutos e pontes) os principais responsáveis pelos danos infligidos às vidas humanas, bens e património.

Como consequência das situações apontadas, o reforço das estruturas vão ser cada vez mais necessárias para restaurar ou aumentar a capacidade de carga dos seus elementos estruturais, e assim, usufruírem de maior ductilidade, que lhes permitirá uma maior capacidade de dissipar a energia, como no caso da energia sísmica.

A decisão de reforçar uma estrutura de betão armado é, sobretudo, uma decisão económica. Bresson [1972], num trabalho sobre reforço de pontes de betão armado refere-se que é absolutamente necessário, antes de decidir reforçar, efetuar um estudo prévio da estrutura existente, já que a análise do projeto não é suficiente. É sempre necessário fazer observações insitu que conduzem muitas vezes à execução de ensaios. A história da estrutura também é importante: carregamentos sucessivos, redistribuições de carga devidas a fluência, efeitos de retração e alteração da funcionalidade inicial.

Uma vez tomada a decisão de reforçar, terá de adotar-se a técnica que melhor se ajuste ao problema apresentado. De entre as várias técnicas de reforço de estruturas, podemos dividi-las em métodos convencionais ou reforço com colagem de polímeros reforçados com fibras (FRP), Dimande [2003].

1.2. REFORÇO DE ESTRUTURAS

Na generalidade, a decisão de reparar ou reforçar uma estrutura depende da inspeção à estrutura danificada e da análise da relação custo/benefício, Rodriguez et. al. [1991].

Qualquer projeto de reparação/reforço terá de ser precedido de uma avaliação rigorosa da estrutura existente, seguindo uma metodologia que aparece sistematizada na Norma EN 1504 [2006], a qual define os princípios de proteção e reparação de estruturas de betão armado danificadas.

A avaliação de uma estrutura de betão armado, precede uma investigação preliminar, com o objetivo de obter informações iniciais sobre o estado e condições da estrutura, conhecer o tipo e gravidade das anomalias bem como verificar a necessidade de uma investigação detalhada. Assim, nesta fase procede-se à recolha de informações, relativa ao projeto, ao relatório de

construção e alterações efetuadas, bem como às intervenções posteriormente executadas. De seguida realiza-se uma visita de inspeção, com o intuito de verificar a conformidade dos elementos de projeto com o edifício existente, procedendo-se ao levantamento das principais anomalias das áreas afetadas. No local do edifício, e caso necessário, devem ser realizados ensaios aos elementos estruturais bem como a recolha de amostras para análise.

No âmbito da investigação detalhada, é efetuada uma avaliação das condições da estrutura mais profunda, com o levantamento rigoroso da geometria e dimensões dos elementos estruturais, das características dos materiais, da sua integridade e singularidade, de forma a conseguir a modelação estrutural do edifício, devendo, para o efeito, ser realizados ensaios não destrutivos no local.

Depois de efetuada a avaliação estrutural, escolhe-se a técnica de reforço a adotar dependendo do uso que se pretende dar à estrutura e da sua longevidade. As técnicas de reforço convencionais têm-se limitado a processos como: injeção de pasta de cimento ou resina epoxy nas fissuras; reforço de elementos estruturais através da utilização de perfis laminados de aço ou de varões (reforço de vigas e pilares); reforço mediante colagem de chapas de aço com resinas epoxy; reforço utilizando betão projetado, reforço por adição de pré-esforço externo não aderente e encamisamento dos elementos verticais com tubos de aço. Em determinadas obras de reforço estas técnicas não são eficazes e a solução estrutural fica comprometida. Surge assim a necessidade de procurar soluções alternativas aos métodos tradicionais, desde que sejam soluções competitivas e sustentáveis.

Nos últimos anos, a aplicação de materiais compósitos na construção como solução alternativa aos reforços tradicionais tem vindo a crescer, Juvandes [1999], Juvandes [2002], Rodrigues [2005], Taly [1998], Oprişan [2010]. Para tal tem contribuído o avanço das tecnologias e da investigação. O modo como o material compósito é aplicado nos elementos a reforçar é determinante no desempenho do reforço de uma estrutura. Os materiais compósitos reúnem um conjunto de propriedades que lhes garantem: alta resistência à tração, alto módulo de elasticidade, leveza, resistentes à corrosão, resistência à fadiga muito superior à dos metais quando as solicitações atuam na direção das fibras, Beber [2003], pequenas deformações, são considerados materiais não homogêneos e anisotrópicos, Juvandes [2002], Juvandes et al [1996], Hollaway & Leeming [1999].

1.3. OBJECTIVOS DO TRABALHO

A motivação deste trabalho surgiu da necessidade de aprofundar o conhecimento de modelos analíticos e numéricos para prever o desempenho de pilares confinados com mantas de CFRP quando sujeitos a esforços de compressão.

Ao longo dos últimos anos têm surgido inúmeros investigadores na área dos modelos analíticos de estruturas de betão confinadas com fibras de carbono, e nos diferentes modelos disponíveis, alguns deles podem conduzir-nos a resultados de alguma forma fiáveis, mas outros não traduzem o comportamento real observado em ensaios experimentais.

Existem modelos que nos permitem determinar a resistência à compressão de provetes totalmente ou parcialmente confinados com fibras de carbono (CFRP), Ferreira e Barros [2007]. Em relação aos modelos para provetes parcialmente confinados, poucos estudos foram realizados, enquanto para os totalmente confinados, são inúmeras as expressões analíticas disponíveis na bibliografia.

Neste contexto, os principais objetivos deste trabalho consistem em:

- I. Pesquisa bibliográfica de modelos analíticos de confinamento, e comparação dos mesmos, averiguando-se as principais diferenças entre eles através de interpretação gráfica.
- II. Comparação dos diferentes modelos analíticos com os resultados experimentais.
- III. Desenvolvimento do modelo numérico de confinamento, e comparação com os modelos analíticos e com os resultados experimentais, Ferreira [2007].

1.4. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA TESE

A estrutura do presente trabalho irá desenvolver-se ao longo de cinco capítulos, incluindo as referências bibliográficas, sendo estruturada de acordo com os objetivos pretendidos. Apresenta-se de seguida uma descrição da organização deste trabalho.

Após esta primeira introdução, no capítulo 2 apresenta-se uma breve descrição das várias técnicas de intervenção no reforço de estruturas de betão, nomeadamente, as técnicas de reforço convencionais e o reforço com colagem de “Polímeros Reforçados com Fibras” (FRP). Apresenta-se também o comportamento dos compósitos FRP em determinados ambientes de trabalho, nomeadamente, quanto ao comportamento ao fogo, aos raios ultravioletas, à humidade, e à temperatura. Também será feita uma breve descrição do comportamento dos elementos reforçados quando sujeitos à ação sísmica, perspetivando-se que aquando do reforço dos mesmos a ductilidade aumente consideravelmente. A durabilidade das estruturas de betão armado é um dos seus maiores problemas, sendo analisada a longevidade das estruturas reforçadas/restauradas com as fibras de carbono (CFRP). Expõe-se a resposta a esta questão ao longo deste capítulo.

O capítulo 3 destina-se à caracterização das propriedades mecânicas dos materiais, nomeadamente, do aço, do betão e da manta de fibra de carbono (CFRP). Neste capítulo apresenta-se também a revisão bibliográfica na área dos modelos analíticos de confinamento. De seguida procede-se à aplicação dos mesmos, de onde irá resultar o traçado gráfico da curva tensão-extensão correspondente a cada um dos modelos. Ainda neste capítulo, os modelos serão comparados entre si e com os dados experimentais, em que as principais comparações a ter em conta serão a nível da tensão última de rutura (f'_{cc}) e de extensão axial (ϵ_{cc}).

O modelo numérico de confinamento desenvolvido no programa de elementos finitos descreve-se pormenorizadamente ao longo do capítulo 4.

No capítulo 5, dispõem-se as conclusões do trabalho desenvolvido de acordo com os objetivos traçados, a partir dos quais são apresentadas propostas para desenvolvimentos de trabalhos futuros.

O presente trabalho termina apresentando todas as referências bibliográficas que serviram de base para o desenvolvimento da tese.

CAPÍTULO 2 – REFORÇO DE ESTRUTURAS

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Diferentes técnicas de reforço de estruturas têm sido empregues na indústria da construção civil, Reis [2001]. Neste capítulo será feita uma abordagem às técnicas de reforço convencionais de estruturas de betão armado mediante a adição de paredes resistentes, adição de contraventamento metálico, encamisamento com betão armado, encamisamento ou reparação com betão projetado, reforço com resinas epoxy e elementos metálicos, Dimande [2003], Beber [2003]. A técnica de reforço com polímeros reforçados com fibras (“fiber reinforced polymer” - FRP) vem sendo utilizada em elementos de betão armado conferindo-lhes um aumento das suas características de ductilidade, resistência, flexão e ao corte, Beber [2003], Setunge et al. [2002].

Assim, os objetivos deste capítulo são:

- Fazer uma breve descrição das técnicas convencionais de reforço de estruturas de betão armado;
- Conhecer o estado atual do conhecimento na área do reforço/ reabilitação com polímeros reforçados com fibras (FRP);
- Descrever pormenorizadamente a técnica de reforço com materiais compósitos de FRP;
- Analisar o comportamento dos compósitos quando sujeitos à ação sísmica, à ação do fogo, às temperaturas elevadas, aos raios ultravioleta e à humidade;
- Caracterizar este tipo de reforço quanto à durabilidade.

2.2. MÉTODOS CONVENCIONAIS DE REFORÇO ESTRUTURAL

O reforço de estruturas surgiu como resposta aos problemas de deterioração, Saraiva [2007], Sousa [2008], projetos inadequados e problemas de construção, Silva [2006], ou ainda, para antecipar-se ao aparecimento de cargas adicionais sobre as estruturas. A aplicação de qualquer uma das técnicas de reforço pressupõe a necessidade de melhorar a resistência à flexão, ao

corte, à compressão ou à tração, Juvandes et. al. [2000]. Inicialmente, em função do pouco conhecimento sobre o comportamento das estruturas, as técnicas limitavam-se à adição de novos elementos, apoios e no incremento das secções resistentes, mas com a evolução das tecnologias, vão surgindo novas técnicas de reforço cada vez mais sofisticadas, Beber [1999]. Sendo assim, são inúmeras as técnicas disponíveis na literatura, cuja aplicação e desempenho irão depender da configuração geométrica e de carregamento a que a estrutura irá ser solicitada. A escolha, portanto, deverá ser baseada nas seguintes considerações: custo de aplicação, desempenho e durabilidade do reforço, além da facilidade e rapidez na instalação. Nos pontos seguintes apresenta-se de forma resumida algumas das técnicas de reforço convencionais.

2.2.1. Técnica de reforço por adição de paredes resistentes

Uma das técnicas mais usadas no reforço de edifícios com deficiente comportamento sísmico baseia-se na aplicação de novas paredes resistentes de betão armado, adequadamente distribuídas na estrutura, Ersoy, U [1998]; Fardis, M.N. [1998]; Pinho, R. [2000]. A principal vantagem deste método é o aumento significativo da resistência a cargas laterais e da rigidez, como também, aliviar os pórticos das forças sísmicas, Aguiar et. al. [1989], Rodriguez et. al. [1991].

No reforço de estruturas porticadas, esta técnica poderá passar pelo preenchimento total ou parcial de alguns vãos dos pórticos originais. A adoção da técnica de reforço por adição de paredes resistentes poderá implicar o reforço do sistema de fundações para resistir a maiores ações sísmicas e ao peso próprio da estrutura reforçada, Figura 2.1, “Reforço sísmico – arte & construção” [2008].



Figura 2.1 – Adição de paredes resistentes de betão armado

2.2.2. Técnica de reforço por adição de contraventamento metálico

Sobretudo usada como reforço sísmico, esta técnica apresenta como principais vantagens a rapidez de execução e a não perturbação do funcionamento habitual do edifício. Normalmente, não exige intervenções de reforço nas fundações, e a sua montagem não é tão intrusiva como a adição de paredes resistentes. Os inconvenientes normalmente apontados são: a alteração da estética do edifício, o comportamento dinâmico fortemente influenciado pelos elementos de contraventamento e pelos pormenores de ligação e a necessidade de mão-de-obra especializada, Figura 2.2, Aslani [1991], Badoux [1990], Rodriguez et al. [1991], Sugano [1981].



Figura 2.2 – Sistemas de contraventamento metálico como reforço de edifícios existentes

Aos sistemas de contraventamento metálico podem ser acoplados dispositivos de dissipação de energia, aumentando significativamente a capacidade de dissipação de energia e amortecimento do sistema estrutural, Martinez-Romero [1993]. Existem diversos tipos de dissipadores de energia. Os mais comuns são os dissipadores viscosos e os dissipadores histeréticos, Figura 2.3, Roque [2012].

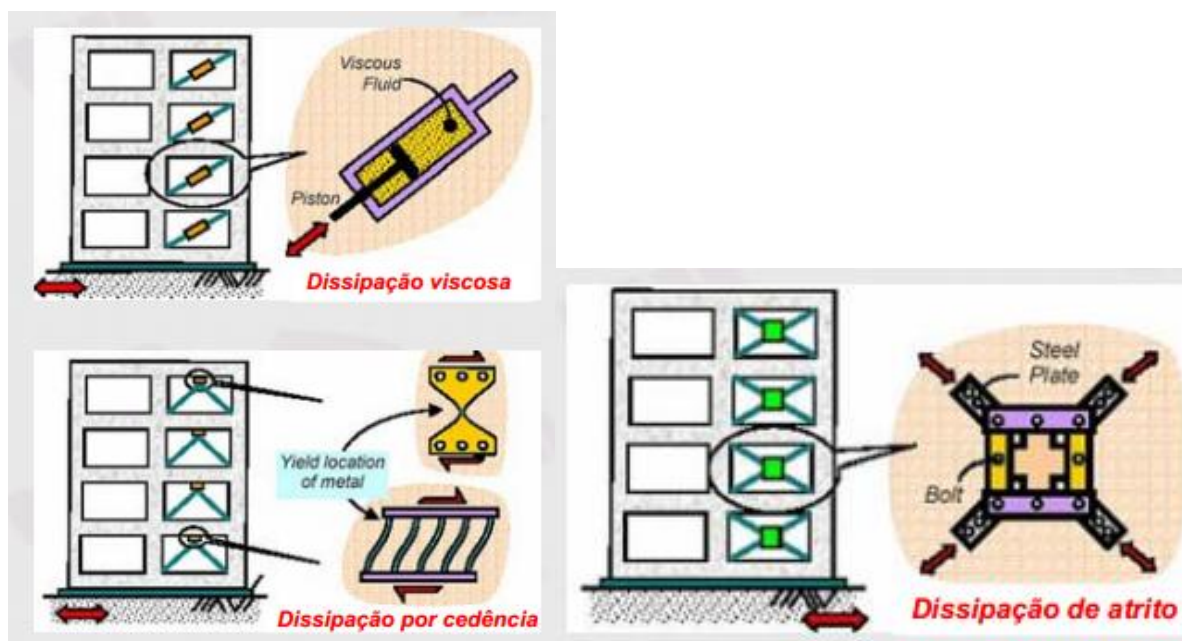


Figura 2.3 – Dissipadores de energia viscosos e histeréticos, Roque [2012]

2.2.3. Reparação ou reforço por encamisamento com betão armado (Betão moldado “in situ”)

A técnica de reforço mais comum para melhorar o desempenho de elementos de betão armado (pilares, paredes, vigas ou nós viga-pilar) é o encamisamento, “Reforço sísmico – arte & construção” [2008]. Como vantagens desta técnica pode-se referir a simplicidade de execução, não necessitando de mão-de-obra especializada uma vez que apenas é necessário o conhecimento das técnicas de construção de estruturas novas, a distribuição uniforme do aumento de rigidez da estrutura não sendo, em geral, necessário o reforço das fundações e o aumento de durabilidade do elemento a reforçar, Dimande [2003]. Por outro lado, apresenta como inconvenientes o aumento da dimensão dos elementos reforçados e o tempo de espera necessário para que o betão ganhe resistência, Figura 2.4, Santos [2008].

Embora em quase todos estes trabalhos de investigação seja referido que um fator importante no comportamento do pilar reforçado é a ligação entre o betão original e o betão do reforço, fundamental para assegurar o monolitismo do elemento compósito, nenhuma análise quantitativa da influência da interface é apresentada, Júlio [2001].

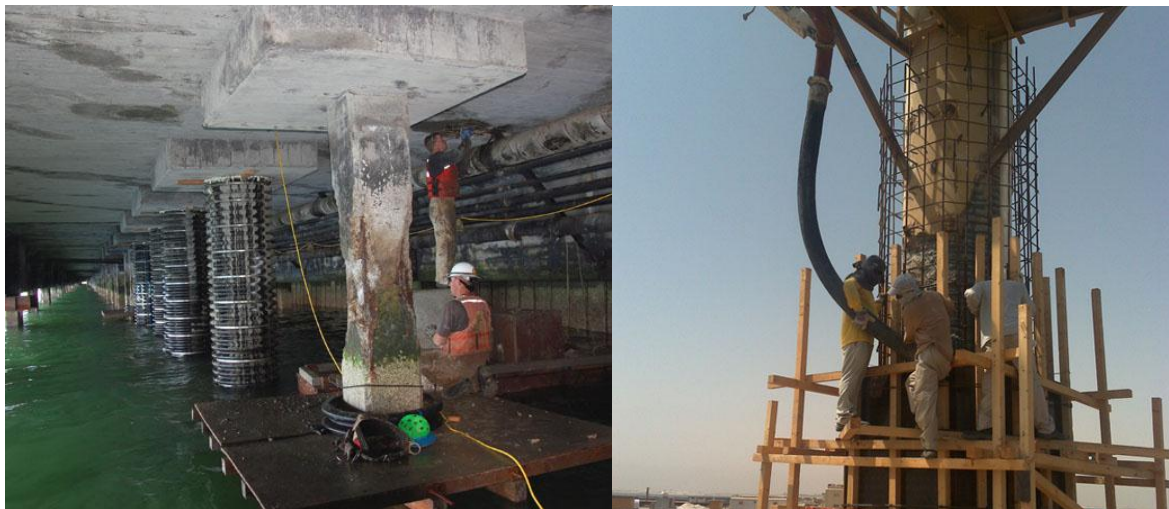


Figura 2.4 – Encamisamento com betão armado

2.2.4. Encamisamento ou reparação com betão projetado

O betão projetado é um processo mecânico de aplicação de betão sob pressão, por projeção, de forma contínua sem a necessidade de cofragem. Apresenta características idênticas às do betão usual, distinguindo-se principalmente pelo processo de aplicação e pela dimensão dos agregados, Silva [2006]; Santos [2008].

O betão projetado apresenta excelente aderência ao betão existente e armaduras, garantindo um comportamento praticamente monolítico com o betão de base. Pode ser aplicado sobre qualquer superfície (vertical, inclinada ou mesmo sobre tetos). O alto grau de compactação e a baixa relação água/cimento asseguram boas características de resistência.

Por outro lado, a sua aplicação em superfícies extensas, conduz um maior risco de aparecimento de fissuras por retração. Surge, então, a necessidade de colocar uma armadura de pele e de garantir uma cura adequada por meio de repetidas molhagens, Figura 2.5, Santos [2008].



Figura 2.5 – Aplicação de betão projetado

2.2.5. Reparação ou reforço por colagem de chapas metálicas

O reforço com aplicação de chapas metálicas coladas têm como objetivo resistir à flexão, ao corte e à torção. A técnica utiliza chapas finas de aço coladas com resina epóxy ao betão, sendo portanto uma técnica bastante eficiente desde que seja bem executada, Silva [2006]. Esta apresenta várias vantagens tais como: a rapidez de execução, a compatibilidade com o projeto inicial (arquitetura), instalações auxiliares simples e ausência de materiais húmidos, Santos [2008].

No entanto, necessita de pessoal qualificado e especializado, um controle de qualidade dos materiais utilizados e fiscalização rigorosa. Em resumo, a fixação das armaduras exteriores (chapas de aço ou perfis metálicos) é geralmente efetuada com adesivos epoxídicos, as quais podem ser aplicadas por espalhamento sobre as superfícies a fixar, ou por injeção preenchendo os espaços entre a superfície da peça a reforçar e o elemento de reforço. De forma a garantir boas condições de ligação de reforço, é necessário proceder a uma cuidadosa preparação, não somente da superfície de betão a reforçar, como também das chapas, Santos [2008].

Os maiores inconvenientes que esta técnica nos pode proporcionar são:

- a corrosividade do aço, havendo grande probabilidade da zona de colagem (interface betão – adesivo – aço) se deteriorar;
- a dificuldade de manipulação de pesadas chapas de aço no local da obra (especialmente em superfícies curvas), Figura 2.6;
- a necessidade de suportes provisórios durante o tempo de cura do adesivo.



Figura 2.6 – Reforço com chapas de aço

2.3. REPARAÇÃO OU REFORÇO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS (FRP)

A preocupação que existe na necessidade de reabilitar e reforçar as estruturas, faz com que os profissionais da área desenvolvam cada vez mais estudos, de modo a melhorar os meios tradicionais e a descobrir novos materiais que apresentem vantagens técnicas, económicas e de desempenho, Meneghel [2005], surgindo assim os polímeros reforçados com fibras (FRP), mais concretamente os CFRP (Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono).

Os materiais compósitos apresentam várias vantagens para o campo de reforço de estruturas. Nomeadamente a sua elevada resistência, o baixo peso específico, a elevada resistência à corrosão, boa resistência à fadiga, bom amortecimento ao choque e facilidade de aplicação.

Contudo, há que ter em conta o seu custo elevado, a necessidade de rigor no dimensionamento e no conhecimento das propriedades da estrutura aquando do reforço, a baixa resistência ao fogo, a sua elevada toxicidade, a necessidade de pessoal qualificado e rigor de qualidade, Barros [2006].

Essencialmente, os materiais compósitos são formados por dois constituintes: as fibras, as quais apresentam grande resistência, elevado módulo de elasticidade e têm a forma de filamentos de pequeno diâmetro; e a matriz, a qual envolve completamente as fibras, permitindo boa transferência de tensões entre as fibras interlaminares e no plano, Figura 2.7. Atualmente, as fibras comercialmente mais aplicadas no reforço de estruturas são: as fibras de carbono CFRP – Carbon Fiber Reinforced Polymer), as fibras de vidro (GFRP – Glass Fiber Reinforced Polymer) ou as de aramida (AFRP – Aramid Fiber Reinforced Polymer), Juvandes [2006].

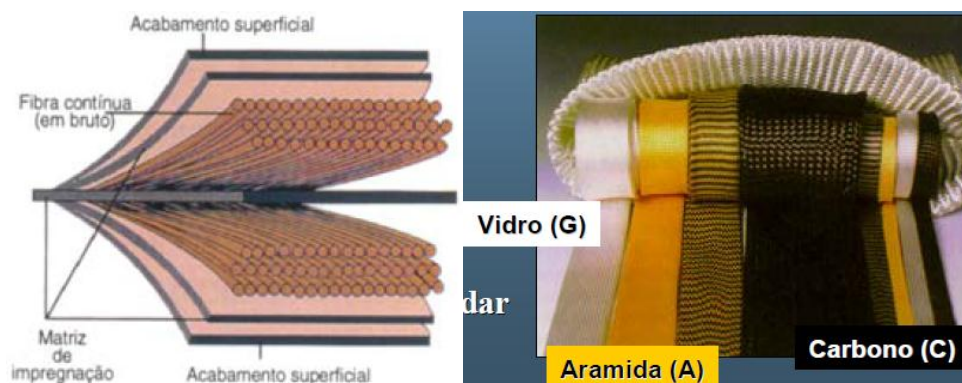


Figura 2.7 – Polímeros reforçados com fibras (FRP), Juvandes [2006]

Da conjugação destes dois componentes, surge a verdadeira essência que caracteriza a família dos “Fiber Reinforced Polymer” (FRP) e as suas relevantes propriedades mecânicas, físicas e químicas, quando comparadas com os materiais homólogos tradicionais, Juvandes [1999].

De acordo com De Luca [2006] a técnica de reforço de estruturas com a aplicação de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) é de fácil execução, não aumentando significativamente o peso próprio e as dimensões do elemento estrutural, podendo a estrutura entrar em funcionamento com alguma rapidez.

Apesar de o seu custo ser mais elevado que a maior parte das outras técnicas de reforço, em certos casos, poderá ser favorável optar pelas fibras em FRP, desde logo pelas variadíssimas vantagens que estas apresentam.

2.4. ESTADO ACTUAL DO CONHECIMENTO

A crescente aplicação da técnica de reforço por colagem exterior de Sistemas Compósitos de FRP (“Fiber Reinforced Polymer”) tem vindo a confirmar o facto de ser uma alternativa para o reforço de estruturas com um enorme potencial, fundamentado pelas suas inegáveis vantagens em termos de durabilidade, facilidade e simplicidade de aplicação e de excelente desempenho mecânico, Juvandes [2011]. Antes da recorrência a materiais compósitos por parte da construção civil, já estes materiais eram usados na indústria aeroespacial, automobilística e naval. Mas, nestes últimos anos, a construção tem vindo a implementar, embora de forma lenta, estes sistemas construtivos especiais, conjugando os compósitos de FRP com os materiais tradicionais destinados por exemplo a ambientes fortemente agressivos, a condutas para a circulação de fluídos, a estruturas secundárias como as plataformas (escadas ou passadiços) e, ainda, a situações de reforços estruturais em elementos principais da construção, Juvandes [1996]. Atualmente, a comercialização dos Sistemas FRP desenvolve-se em duas formas distintas, salientando-se as designações de Sistemas Pré-Fabricados e de Sistemas Curados “in situ”. O compósito FRP que integra os Sistemas Pré-fabricados resulta da impregnação de um conjunto de feixes de fibras contínuas (com orientação unidirecional) por uma resina termoendurecível, consolidados por um processo de pultrusão com controlo da espessura e da largura em fábrica (Figura 2.8) Trata-se de um FRP com forma final, em que não é necessário qualquer polimerização em obra para a sua aplicação, denominado de laminado, que se encontra disponível com a espessura típica de 1,2 a 1,4mm e com largura

variável, Juvandes [2011]. Quanto aos Sistemas Curados “in situ” são feixes de fibras contínuas em forma de fios, com a designação de Mantas ou de Tecidos, em estado seco ou pré-impregnado (Figura 2.8). As mantas são constituídas por fibras unidireccionais (orientação 0°) e apresentam-se com espessuras de 0,1 a 0,2mm (1/10 dos laminados) e larguras entre 25 e 30cm. Os Tecidos exibem-se como fibras entrelaçadas, dispostas bi (orientações $0^\circ/90^\circ$) ou multidireccionais, com a largura de cerca de 60cm. Para qualquer um dos dois produtos, a percentagem de fibras é indicada pelo peso do produto por m^2 (g/m^2), sendo corrente encontrar-se mantas de FRP entre 200 a 400 g/m^2 . O sistema inclui a Resina de Saturação, cuja função é de impregnar o conjunto de fibras, criando o FRP após polimerização, e simultaneamente de desenvolver propriedades de aderência na ligação do FRP ao material a colar, Juvandes [2011].

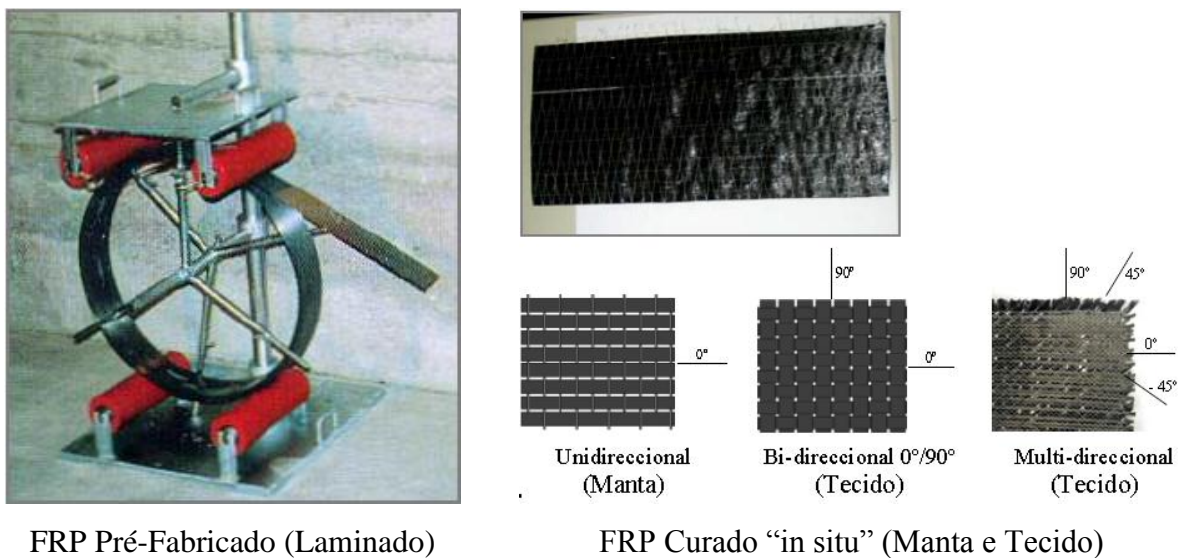


Figura 2.8 – Compósitos de FRP (Formas Pré-Fabricada e Curada “in situ”), Juvandes [2011]

Posto isto, nas tabelas seguintes apresentam-se as tabelas técnicas da manta C-Sheet 240 e do laminado CFK 150/2000 em Fibra de Carbono, ambos comercializados pelo fabricante S&P®.

Tabela 2.1– Ficha Técnica da manta C-Sheet 240 em Fibra de Carbono do fabricante S&P®

MANTA EM FIBRA DE CARBONO			
Dados Técnicos (unidirecional)	200 g/m²	300 g/m²	400 g/m²
Módulo de elasticidade [kN/mm²]	240	240	240
Resistência à Tração [N/mm²]	3800	3800	3800
Gramagem da Fibra [g/m²] (direção principal)	200	300	400
Densidade [g/m²]	1,7	1,7	1,7
Extensão de Ruptura [%]	1,55	1,55	1,55
Espessura [mm]	0,117	0,176	0,234
Embalagens: (Mantas especiais sob pedido)	Largura 300 ou 600mm Comprimento:150m		Largura 300 ou 600mm Comprimento:100m
Aplicação:	<ul style="list-style-type: none"> • Reforço à flexão • Reforço de carga axial em pilares • Reposição de cintas em pilares 		

Tabela 2.2– Ficha Técnica do laminado CFK 150/2000 em Fibra de Carbono do fabricante S&P®

LAMINADO EM FIBRA DE CARBONO			
Tipo de Laminado	Secção Transversal	Força de tração a 0,6% de extensão	Força de tração a 0,8% de extensão
150/2000 Resistência à tração:>2800 [N/mm ²] Módulo de elasticidade 168000 [N/mm ²]	[mm²]	Resistência à tração teórica para o cálculo: 1000 N/mm²	Resistência à tração teórica para o cálculo: 1300 N/mm²
50/1,2	60	60 kN	78 kN
50/1,4	70	70 kN	91 kN
60/1,4	84	84 kN	109,2 kN
80/1,2	96	96 kN	124,8 kN
80/1,4	112	112 kN	145,6 kN
90/1,4	126	126 kN	163,8 kN
100/1,2	120	120 kN	156 kN
100/1,4	140	140 kN	182 kN
120/1,2	144	144 kN	187,2 kN
120/1,4	168	168 kN	218,4 kN

Nas Figuras 2.9 a 2.11 apresentam-se alguns exemplos de aplicação do reforço com compósitos de FRP a diferentes elementos estruturais de uma obra de construção civil:



Figura 2.9 – Reforço de pilares de aço e betão com manta de fibra de carbono (CFRP)



Figura 2.10 – Reforço de uma viga e laje com laminados de carbono



Figura 2.11 – Reforço de pilares e condutas com fibras de vidro

2.5. TECNOLOGIA DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO USANDO COMPÓSITOS DE FRP.

O uso de materiais compósitos (FRP) no reforço de estruturas de betão armado é uma técnica que apresenta inúmeras vantagens:

- É de fácil aplicação, adaptando-se a qualquer tipo de geometria devido à alta flexibilidade apresentada pela manta (carbono, vidro ou aramida);
- As secções dos elementos estruturais não são alteradas;
- O edifício a ser reforçado/reabilitado poderá continuar em funcionamento à medida que o reforço é aplicado;
- Tecnologia de rápida aplicação, proporcionando ganhos de tempo de mão-de-obra.

A técnica de reforço com materiais compósitos FRP consiste na aplicação de polímeros reforçados com fibras colados ao suporte com resinas de elevado desempenho, Juvandes [2011]; Juvandes [1996]. A melhor propriedade mecânica destas fibras é a sua altíssima carga de rotura à tração, portanto, quando se procede ao reforço de um elemento estrutural terá de ter-se em atenção a orientação da manta na direção das tensões de tração principais.

Feita esta primeira abordagem, no ponto seguinte apresentam-se os principais procedimentos para uma correta aplicação desta técnica de reforço.

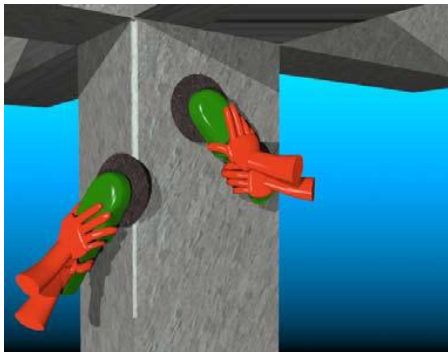
2.5.1. Procedimentos para aplicação do reforço com materiais compósitos em FRP

Para uma boa aplicação desta técnica deve-se:

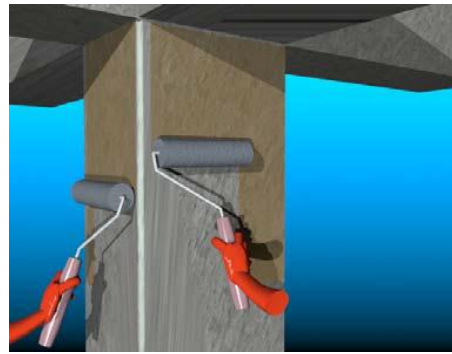
- Remover o reboco dos elementos a reforçar (caso estes sejam rebocados);
- Remover materiais desagregados aparentes e efetuar a substituição destes elementos;
- Arredondar as arestas dos elementos a reforçar, de modo a evitar a concentração de tensões e, conseqüentemente, uma rotura prematura da manta;
- Limpar a superfície do elemento a ser reforçado, por exemplo, com o recurso a um jacto de ar;
- Aplicar uma resina epoxídica (primário), para assegurar uma superfície regular que promova uma boa adesão;

- Espalhar na superfície uma cola epoxí, após a secagem do primário;
- Colocar a manta de FRP sobre a superfície a reforçar;
- Impregnar a superfície da manta com uma nova camada de cola epoxí, de modo a garantir a total impregnação da manta;
- Aplicar uma última camada de resina que poderá ser polvilhada com areia de quartzo, melhorando as características de aderência de eventuais revestimentos ou rebocos

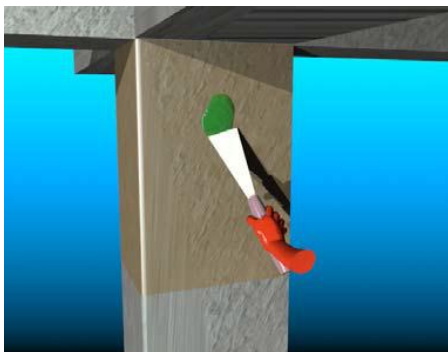
Na Figura 2.12 apresentam-se as principais fases descritas nos pontos anteriores (Ripper,1999).



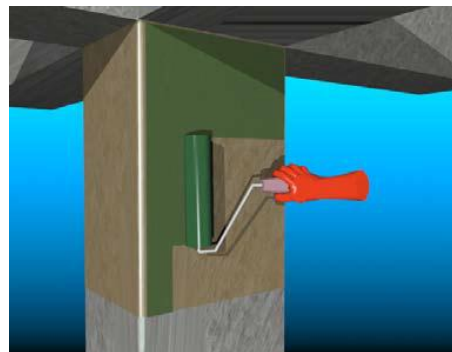
1ª fase – Esmerilamento das superfícies e arredondamento das arestas



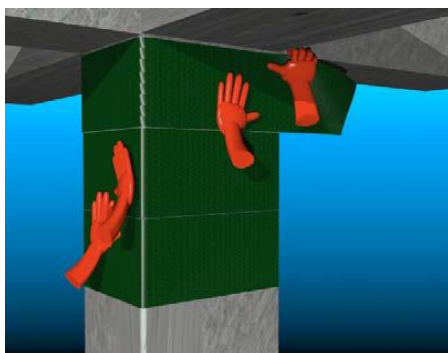
2ª fase- Aplicação do primário



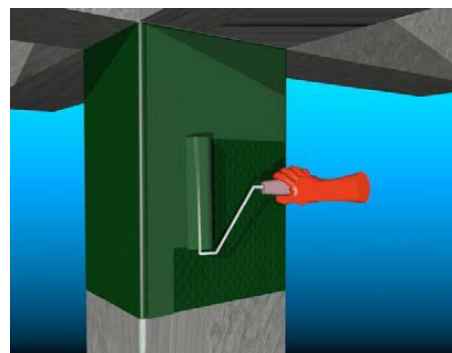
3ª fase - Reparação do substrato com argamassa epóxi



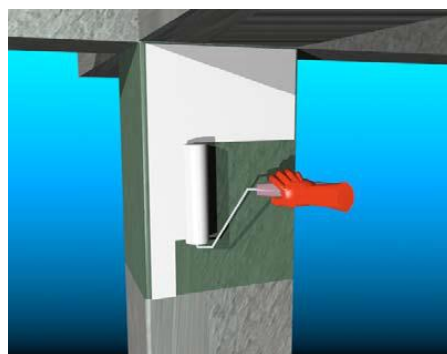
4ª fase – Aplicação da primeira camada de resina (undercoating) para colagem



5ª fase - Aplicação do tecido



6ª fase – Aplicação da resina de impregnação (overcoating)



7ª fase - Aplicação do revestimento final de proteção (fogo e UV)

Figura 2.12 – Fases de aplicação do reforço com manta de FRP, Ripper [1999]

2.6. COMPORTAMENTO DOS COMPÓSITOS DE FRP EM DIFERENTES AMBIENTES DE TRABALHO

Ao longo deste ponto vai apresentar-se o desempenho dos compósitos quando sujeitos a determinados ataques, como por exemplo, a ação do fogo, dos raios ultravioleta, da humidade e da variação brusca de temperatura, L.C. Hollaway [2010]; Beber [2003]; Banthia et. al. [2006].

2.6.1. Resistência à ação do fogo

Os compósitos em CFRP são um material orgânico que possui compostos de carbono, hidrogénio e átomos de nitrogénio, sendo estes materiais altamente inflamáveis. Por conseguinte, existe a preocupação da sua aplicação associada ao seu desempenho em caso de incêndio.

Existem diversos códigos e normas estruturais que especificam os requisitos que devem ser verificados para que a resistência da estrutura reforçada ao fogo seja assegurada. Entretanto, o comportamento ao fogo dos materiais compósitos ainda escapa do alcance dessas normas por falta de investigação nesta área.

Os materiais compósitos apresentam menor condutividade térmica que o aço, conduzindo a uma redução do efeito do fogo nas camadas internas do adesivo. O material compósito carboniza ao invés de queimar, mantendo-se assim em funcionamento por um período de tempo superior ao do reforço com chapa de aço. A resistência à ação de elevadas temperaturas sobre os compósitos em fibras de carbono (CFRP) depende fundamentalmente da resina, uma vez que a fibra de carbono, individualmente, é capaz de conservar as suas propriedades mecânicas e de resistência a uma temperatura de cerca de 1000°C, fib [2000]. As resinas passam a um estado frágil vitrificado quando expostas a altas temperaturas. A temperatura de transição para o estado frágil das resinas epoxídicas normalmente utilizadas nos materiais compósitos anda em torno dos 90°C.

Diante dessa constatação, é prática comum entre os projetistas desconsiderar totalmente a resistência ao fogo desses materiais e depender exclusivamente da resistência da estrutura existente na sua condição não reforçada. No entanto, estes materiais devem ser protegidos ao fogo e existem alguns estudos sobre técnicas de proteção dos materiais compósitos ao fogo

tais como: com placas de silicato de cálcio e argamassa à base de vermiculite e perlite, Grilo [2010], Grilo et al. [2011], New York city building code [2008].

2.6.2. Resistência aos raios ultravioleta (UV)

Os raios ultravioleta são conhecidos como sendo bastante prejudiciais para muitos tipos de polímeros, incluindo os correntemente utilizados nas matrizes dos compósitos aplicados no reforço de estruturas de betão. A degradação proporcionada pelos raios UV é, portanto, importante quando os compósitos de FRP estão expostos à luz solar direta.

Esta exposição direta aos raios UV provoca a degradação dos componentes dos polímeros através de um mecanismo conhecido como fotodegradação em que a radiação UV dentro de uma determinada gama de comprimentos de onda específicos quebra as ligações químicas entre as cadeias de polímero, Tong et al. [1996]. Esta degradação resulta tipicamente na descoloração, na oxidação de superfície, na fragilização, e microfissuras da matriz do polímero, Karbhari et al. [2003]. Em alguns casos, isto pode reduzir significativamente as propriedades mecânicas do FRP que poderá causar concentrações elevadas de tensões. Os danos da superfície também são importantes na medida em que eles aumentam a suscetibilidade dos FRPs a outros danos tais como a alcalinidade e absorção de humidade.

Os efeitos da radiação UV parecem ser agravados por outros fatores tais como temperatura elevada, humidade e ciclos térmicos.

Quando necessário, a degradação dos polímeros de FRP por parte da radiação UV pode ser evitada aplicando tintas resistentes aos raios UV ou revestimentos. Além disso, várias resinas resistentes à radiação UV estão disponíveis no mercado e outras ainda estão em desenvolvimento, algumas das quais incorporam enchimentos especializados, tais como nanoargilas que impedem a penetração dos raios UV nos polímeros de FRP.

2.6.3. Desempenho dos materiais compósitos na presença de humidade

A absorção de água é um parâmetro importante na degradação dos compósitos de FRP. É sabido que existe uma alteração das propriedades do material durante o seu período de serviço, por muitas vezes serem sujeitos a ambientes com alta temperatura e humidade ou quando está sujeita acentuados aumento e diminuições abruptas de temperatura (picos térmicos), Setunge [2002].

A deterioração dos compósitos de FRP durante o seu período de serviço é, em geral, afetada pelos níveis de humidade que é absorvida. A absorção de humidade faz com que as resinas sofram plasticização, fazendo com que a temperatura de transição vítrea da resina seja alterada. Esta alteração de temperatura afeta negativamente as propriedades de adesão entre a fibra e a matriz, resultando no desligamento das interfaces fibra / matriz, micro - roturas na matriz, fragmentações da fibra, fissuras contínuas entre outros fenómenos que realmente degrada as propriedades mecânicas dos compósitos.

2.6.4. Efeito de altas temperaturas sobre os compósitos de FRP

Os compósitos de FRP são agora amplamente utilizados para o reforço e reabilitação de pontes e outras estruturas ao ar livre. Mas estes materiais são suscetíveis a temperaturas elevadas, e existem, portanto, as preocupações associadas com o seu comportamento nestas condições de serviço.

A influência das altas temperaturas nos compósitos de FRP pode ser então separada em dois efeitos:

- A curto prazo
- A longo prazo.

As alterações da manta por efeito da temperatura a curto prazo é geralmente física, e é reversível quando a temperatura volta ao seu estado original, por sua vez, o efeito a longo prazo provoca na manta alterações químicas, que por sua vez são alterações não reversíveis e que contribuem para que a manta envelheça.

Segundo Meier [1997], um aquecimento nos compósitos utilizados no reforço estrutural, provoca a volatilização da resina epóxi que serve de colagem da manta ao elemento a

reforçar, além de afetar a integridade estrutural da manta após esta regressar à sua temperatura normal.

As altas temperaturas podem trazer como consequência a perda de capacidade de reforço, tendo portanto de ser consideradas como uma situação de risco possível. Uma das formas de minimizar este problema é proceder ao desenvolvimento de proteções adequadas para estas situações de risco.

2.7. DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS REFORÇADAS COM COMPÓSITOS DE FRP QUANDO SUJEITAS À ACÇÃO SÍSMICA

As estruturas sujeitas a uma ação sísmica de grande intensidade irão sofrer danos bastante significativos ou até ruir por completo, isto porque a maioria destas estruturas que foram projetadas ao longo dos anos 70 e 80 não tiveram por parte dos engenheiros especial atenção a este tipo de solicitação. Mas com o surgimento da regulamentação (Eurocódigos) a definição da ação sísmica na filosofia do dimensionamento e verificação da segurança resultaram na necessidade de reabilitação e reforço das estruturas existentes, Coelho [2010]. Não se pretende apenas garantir a segurança da estrutura a avaliar, pretende-se também prever e controlar o seu comportamento. Um dos principais objetivos será evitar roturas frágeis e explorar ao máximo a ductilidade da estrutura, Saraiva et. al. [2006]; Zhu et.al. [2006]; Mosalam et.al. [2007].

Chastre [2005], elaborou um estudo de modo a investigar o comportamento às ações sísmicas de pilares reforçados com novos materiais como as fibras de carbono, de vidro ou os betões poliméricos, tendo como motivação para a elaboração deste trabalho a localização numa região do território português com uma atividade sísmica significativa.

O confinamento de pilares com manta de FRP aumenta consideravelmente a sua resistência e ductilidade, uma vez que impede a deformação transversal até valores muito superiores aos da deformação transversal sem FRP e, conseqüentemente, a encurvadura da armadura longitudinal, Chastre [2005].

Os pilares são os elementos que mobilizam os esforços mais elevados e, portanto, sujeitos aos principais danos. Segundo Delgado [2009], estes elementos são os responsáveis pela

dissipação de energia devendo, portanto, existir grandes deformabilidades em termos de ductilidade, a qual é conferida precisamente pela aplicação dos sistemas de FRP's.

A ductilidade pode ser definida como a capacidade que um dado material, elemento estrutural ou estrutura, possui para suportar exigências de deformação em regime inelástico, sem rotura ou colapso. Esta propriedade tem implicações diretas na capacidade de dissipação de energia de uma estrutura, sendo fundamental para evitar, ou diminuir a probabilidade, de colapso face à ocorrência de um sismo de determinada intensidade, Santos [2007].

A maioria das estruturas de edifícios existentes de betão armado não estão dotadas de ductilidade adequada, exibindo um comportamento frágil quando solicitadas por ações cíclicas, o que faz com que edifícios com estas características também contribuam para o elevado risco sísmico das nossas cidades, Figura 2.13, “Reforço sísmico – arte & construção” [2008].



Figura 2.13 – Vigas com comportamento frágil

O comportamento dos elementos estruturais quando reforçados com compósitos de FRP tem sido demonstrado como técnica muito eficaz em termos de melhoramento sísmico, Teng et. al. [2009].

2.8. DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE BETÃO REFORÇADAS COM FIBRAS DE CARBONO (CFRP)

Apesar das vantagens apresentadas e dos inúmeros exemplos de aplicação na Engenharia Civil que têm surgido nos últimos anos, a inexistência de códigos e normas, bem como de estudos aprofundados sobre o comportamento e durabilidade dos materiais compósitos usados nestas situações em particular, continuam a constituir fortes entraves para a sua utilização mais generalizada pelos projetistas. O estudo da durabilidade dos compósitos usados na Engenharia Civil é assim uma área prioritária de investigação, Fonseca [2008].

Com efeito, apesar do sucesso destes novos materiais, existem diferenças ao nível dos ambientes e cargas envolvidos, assim como, do tipo de materiais e processos de fabrico utilizados, não sendo possível efetuar uma transposição direta dos resultados dos inúmeros estudos efetuados nesses domínios, Fonseca [2008].

Prever a durabilidade desta solução exige o conhecimento dos fatores de degradação e dos respetivos mecanismos de deterioração que ocorrem, tanto ao nível do próprio material compósito, como da ligação entre este e o betão que é efetuada pelo adesivo epoxídico (Figura 2.14).

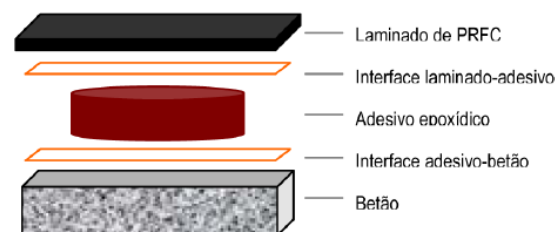


Figura 2.14 – Componentes do sistema de reforço com materiais compósitos

A degradação destes materiais têm-se verificado através de modificações dos polímeros, os quais são provocados pelos ataques químicos ao longo dos anos, contribuindo cada vez mais para que os polímeros sejam alterados / modificados. Portanto, a durabilidade dos compósitos vai depender em grande medida do ambiente em que estiver inserido, L.C. Hollaway [2010]; Sujeeva Setunge [2002].

CAPÍTULO 3 – MODELOS ANALÍTICOS

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Ao longo deste capítulo apresenta-se as propriedades mecânicas dos materiais, nomeadamente do betão, do aço das armaduras e da manta de CFRP. As características dos materiais que aqui se apresentam foram retiradas de um estudo experimental de Ferreira [2007], realizado no laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais (LERM) da Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança e no Laboratório de Estruturas (LEST) da Universidade do Minho. De seguida apresenta-se a revisão bibliográfica na área dos modelos analíticos de confinamento e a sua aplicação a vários casos de estudo.

3.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAS

3.2.1. Betão

As propriedades mecânicas do betão que servem de base à aplicação dos modelos analíticos e numérico de confinamento, devem representar da melhor forma possível as propriedades do material empregue numa estrutura com mais de 30 anos. O betão dessas estruturas que não sofreu danos consideráveis poderá ter atualmente uma resistência superior à sua resistência na altura da construção. Contudo, é provável que o betão dessas estruturas apresente algum grau de deterioração, Ferreira [2007].

Para aplicação nos modelos analíticos de confinamento foi considerado um betão de baixa resistência à compressão. A determinação da resistência à compressão do betão foi realizada através de ensaios de compressão aos 28 dias em provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, tendo-se obtido uma resistência máxima de 16 MPa. Na Tabela 3.1 apresentam-se as propriedades mecânicas do betão aplicado nos modelos analíticos e numéricos de confinamento.

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do betão aplicado nos modelos analíticos e numéricos

PROPRIEDADES MECÂNICAS DO BETÃO SIMPLES	
Resistência à compressão	13,80MPa
Módulo de elasticidade	7500MPa

3.2.2. Aço das armaduras

O aço utilizado nos modelos foi da classe A400. Os varões longitudinais tinham 8 mm diâmetro e os estribos 6 mm de diâmetro. Através dos ensaios experimentais realizados por Ferreira [2007], obteve-se os valores médios da tensão de cedência f_{sy} , da tensão de rotura à tração f_{su} para os provetes ensaiados, bem como, os valores médios do módulo de elasticidade E_s e da extensão total correspondente à força máxima ϵ_{su} . Os valores obtidos são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas do aço das armaduras aplicadas nos modelos analíticos e numérico

Aço	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_{su} (%)
Ø6	468.3	616.2	212.2	8
Ø8	517.2	607.9	199.8	11

3.2.3. Manta de CFRP

No presente trabalho, apenas foi utilizado um tipo de manta flexível de fibras de carbono curadas “in situ”, designada comercialmente com a referência CF120 S&P 240, de 200 g de fibra por m² de manta, com 0.113 mm de espessura. Segundo o fabricante, S&P, a manta tem uma resistência à tração superior a 3800 MPa, módulo de elasticidade segundo a direção das fibras de 240 GPa e extensão última próxima de 1.55 %, Tabela 3.3. Estas propriedades foram aferidas por, Ferreira [2007] através de ensaios experimentais à manta tendo obtido os resultados apresentados na Tabela 3.4. Estas mesmas propriedades foram usadas nos modelos analítico e numérico para prever o comportamento de cilindros em betão totalmente confinados e submetidos a cargas de compressão monotónica.

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas da manta de CFRP segundo fichas técnicas do distribuidor

Tipo de Manta	Espessura da manta (mm)	Tensão máxima (MPa)	Extensão Máxima (%)	Módulo de Elasticidade (GPa)
CF120 S&P 240	0.117	3800	1.55	240

Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas da manta de CFRP segundo os ensaios experimentais

Tipo de Manta	Espessura da manta (mm)	Tensão máxima (MPa)	Extensão Máxima (%)	Módulo de Elasticidade (GPa)
CF120 S&P 240	0.113	3535	1.52	232

Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas da manta de CFRP aplicadas aos modelos

MODELOS ANALÍTICOS E NUMÉRICO				
Tipo de Manta	Espessura da manta (mm)	Tensão máxima (MPa)	Extensão Máxima (%)	Módulo de Elasticidade (GPa)
CF120 S&P 240	0.113	3535	1.52	232

3.3. MODELOS ANALÍTICOS DE CONFINAMENTO COM CFRP

Ao longo dos anos, têm sido inúmeros os modelos analíticos desenvolvidos para a previsão da capacidade resistente de pilares de betão armado confinados com manta de CFRP, Samaan et al. [1998], Spoelstra e Monti [1999], Lam e Teng [2003], Ferreira [2007], Heecheul et. al. [2009], Mohamel [2009], Chastre [2010]. Estes estudos são baseados na hipótese de se exercer no provete uma pressão constante. No caso do confinamento com estribos a pressão de confinamento é feita de forma passiva. O mesmo sucede quando confinamos o betão com FRP ou chapas de aço, ambos materiais apresentam elevada rigidez em que a pressão de confinamento é variável. O confinamento depende da deformação transversal do betão que, por sua vez, depende da carga axial e da rigidez do sistema de confinamento aplicado. O confinamento exercido pelo FRP no núcleo de betão resulta da expansão lateral do betão quando sujeito a um carregamento axial. Como o aumento da tensão axial corresponde um aumento da deformação lateral, o confinamento exerce uma pressão radial que reage contra a expansão lateral do betão. Os primeiros modelos surgiram da adaptação de modelos previamente elaborados para confinamento com aço. O modelo de Mander et al. [1988]

desenvolvido para provetes confinados com estribos de aço e encamisados exteriormente com um tubo de aço esteve na base de muitos desses modelos desenvolvidos para o confinamento com mantas de CFRP.

A partir de resultados de ensaios experimentais de cilindros de betão confinados com CFRP, vários modelos empíricos foram ajustados, utilizando-se as mantas flexíveis de CFRP. No entanto, duas das expressões mais utilizadas na modelagem do betão confinado com CFRP são apresentadas por Richard e Abbatt's [1975] e a da parábola de Hognestad's [1951]. O problema principal das expressões apresentadas por Richard e Abbatt's [1975] é que não se adequam a todos os tipos de resposta das curvas de tensão-extensão e que a parábola de Hognestad's [1951] apresenta a desvantagem na ligação entre os dois troços (inclinação descontínua no cruzamento). Para resolver estas questões, Lam e Teng [2003] empregou uma nova parábola, atualmente implementada no modelo de Youssef et al. [2007], que utilizada uma curva polinomial no primeiro troço ascendente. Quanto ao segundo troço, a maioria dos modelos adota uma linha reta para simular o comportamento do betão confinado, exceto aqueles que foram desenvolvidos por Toutanji [1999], Saafi et al. [1999], e Harajli et al. [2006].

Mas estes modelos por vezes não nos traduzem o comportamento real do betão confinado, e daí o incentivo à realização deste trabalho. Deste modo foi estudado o desempenho de 4 modelos analíticos, procedendo-se depois à comparação entre ambos os modelos, ensaios experimentais e estudo numérico.

3.3.1. Comportamento da curva tensão-extensão do betão confinado com CFRP

A curva tensão-extensão do betão confinado com CFRP pode definir-se através de dois troços ascendentes até à rutura ser atingida. No primeiro troço, de comportamento linear, a influência do CFRP não é significativa, isto porque o betão inicialmente não apresenta grandes deformações transversais. Numa segunda fase, o betão começa a fissurar, a manta de CFRP entra em ação restringindo as deformações laterais. Dessa forma, tendo a manta um comportamento linear-elástico até à rutura, a curva do sistema formado pelo betão e pelas fibras vai comportar-se como sendo um único material, destacando-se a zona de transição entre os dois troços ascendentes (Figura 3.1 – Ponto A).

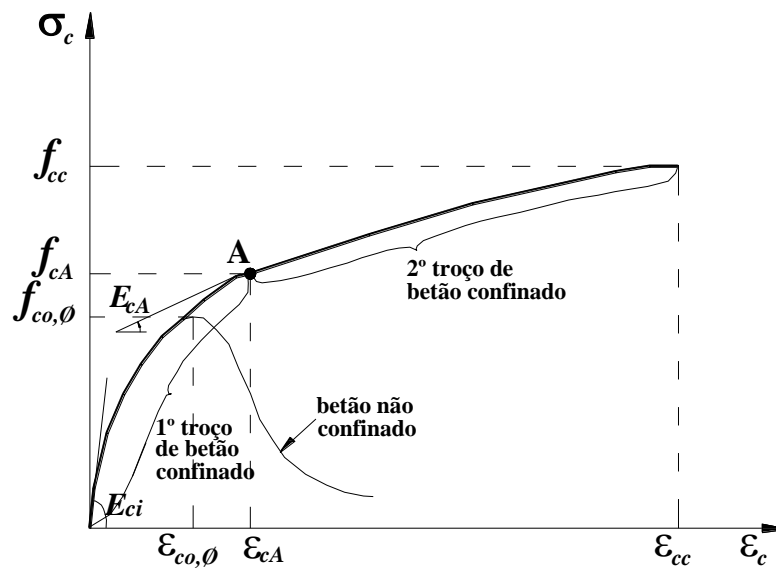


Figura 3.1 – Curva típica tensão-extensão do betão não confinado e confinado com CFRP, Ferreira [2007]

Ao longo do estudo dos vários modelos analíticos de confinamento, a simbologia aplicada nas equações empíricas é a apresentada na Figura 3.1.

3.3.2. Modelo de Ferreira (2007)

Para simular o comportamento de provetes de betão armado de secção circular reforçados total ou parcialmente com CFRP e sujeitos a compressão axial monotónica, o autor propôs um modelo analítico, em que a relação tensão-extensão está representada na Figura 3.1. O modelo analítico desenvolvido teve por base conceitos propostos por Lam e Teng [2003] e Harajli et al. [2006].

O ponto A, definido por uma extensão ε_{cA} e por uma tensão f_{cA} , separa dois troços da curva tensão-extensão, em que no primeiro troço a influência do confinamento é marginal ao contrário do que ocorre no segundo troço em que se verifica uma influência significativa da pressão lateral de confinamento exercida pelos diferentes arranjos de CFRP, Ferreira [2007].

Se a expansão volumétrica do betão ocorrer antes da tensão de compressão máxima do betão não confinado, o ponto A é obtido para a extensão mínima no CFRP, ε_f . E segundo o estudo às curvas tensão-extensão a várias amostras de provetes cilíndricos com baixa resistência à compressão os valores de ε_{cA} e f_{cA} podem ser considerados iguais a ε_{c0} e f_{c0} , respetivamente,

desde que a expansibilidade do betão antes de se atingir a tensão de pico do betão seja marginal, ou seja, não seja ativado o sistema de confinamento de CFRP. Baseado nas extensões axiais medidas no CFRP correspondentes a ε_{c0} , o valor de 3.0×10^{-5} é assumido para ε_f definindo-se, assim, ε_{cA} e f_{cA} . Para obter as curvas tensão-extensão que definem o segundo troço ascendente, o autor utilizou as equações propostas por Harajli et al. [2006]:

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l \quad \text{para } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cA} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + k_2 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad \text{para } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cA} \quad (3.2)$$

em que

$$f_l = f_{fl} + f_{sl} \frac{A_{cc}}{A_g} \quad (3.3)$$

é a pressão lateral efetiva de confinamento, e k_1 e k_2 são dois parâmetros que o autor obteve dos resultados experimentais referentes as séries de ensaio em provetes de betão armado confinados com CFRP. Na equação 3.3 f_{fl} e f_{sl} representam a pressão lateral de confinamento exercida pelo CFRP e pela armadura de aço, respetivamente, e podem ser determinadas pelas seguintes equações:

$$f_{fl} = \frac{\alpha_{fe} \alpha_{fv} \rho_f E_f}{2} \varepsilon_f \quad (3.4)$$

$$f_{sl} = \frac{\alpha_{se} \alpha_{sv} \rho_{st}}{2} f_{syt} \quad (3.5)$$

onde ρ_f é a percentagem volumétrica de confinamento de CFRP, E_f é o módulo de elasticidade do CFRP, ρ_{st} é a percentagem de confinamento de estribos de aço (Mander et al. 1988), α_{fe} e α_{se} são coeficientes relacionados com geometria do provete, e α_{fv} e α_{sv} são coeficientes que atendem à configuração do confinamento.

$$\rho_f = 4 \cdot \frac{S \times W \times L \times e}{D \times H} \quad (3.6)$$

$$\rho_{st} = \frac{A_{sl}}{d_{st} s_s} \quad (3.7)$$

Para provetes de secção circular, $\alpha_{fe} = \alpha_{se} = 1.0$, e para provetes totalmente confinados com CFRP $\alpha_{fv} = 1.0$. Para provetes confinados parcialmente com faixas de CFRP o valor de α_{fv} é obtido através da equação seguinte (Mander et al. 1988):

$$\alpha_{fv} = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2D}\right)^2}{1 - \frac{A_{sl}}{A_g}} \quad (3.8)$$

e para o confinamento de provetes com estribos de aço o valor de α_{sv} é obtido através da equação 3.9.

$$\alpha_{sv} = \frac{\left(1 - \frac{s_s}{2d_{st}}\right)^2}{1 - \frac{A_{sl}}{A_g}} \quad (3.9)$$

Na equação 3.8 s' é o espaçamento livre entre faixas de CFRP (para provetes totalmente confinados $s'=0$), e D é o diâmetro do provete de betão armado, enquanto s_s e d_{st} da equação 3.9 são, respetivamente, o espaçamento livre entre as cintas de aço e o diâmetro do núcleo de betão confinado com os estribos (ver Figura 3.2). Nestas duas equações, A_{sl} é área da secção transversal do reforço longitudinal e A_g é a área da secção transversal do provete de betão. Todos os parâmetros presentes nas equações 3.8 e 3.9 podem ser visualizados na Figura 3.2.

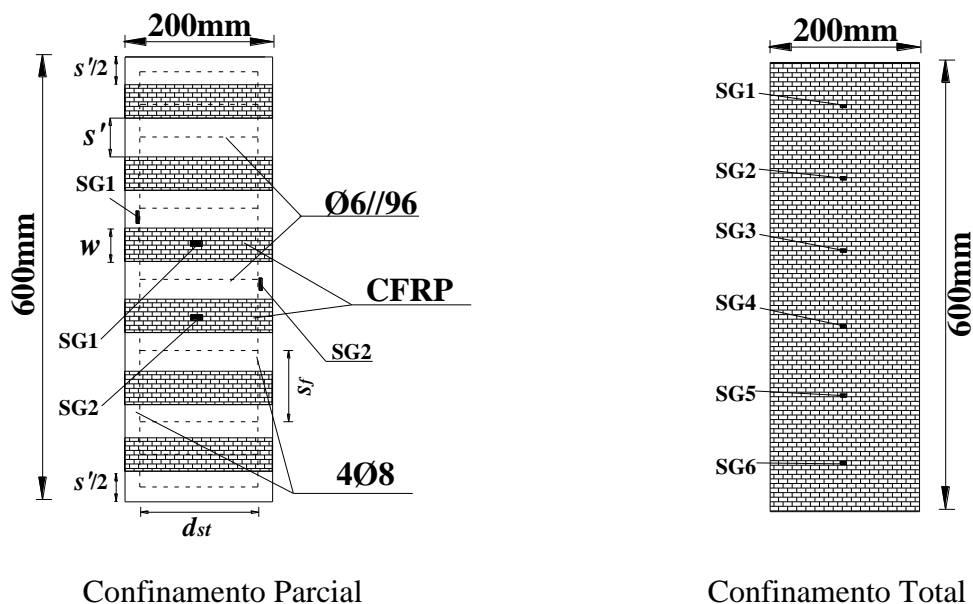


Figura 3.2 – Sistema genérico do confinamento total ou parcial com CFRP

Para obter a expressão de k_l utilizado na equação 3.1 o autor baseou-se nos resultados experimentais entre $k_l = (\sigma_c - f'_{co})/f_i$ e f_i/f'_{co} , estes valores foram distintos consoante a classe de resistência do betão. Os resultados apresentados por Ferreira [2007] podem ser visualizados na Figura 3.3.

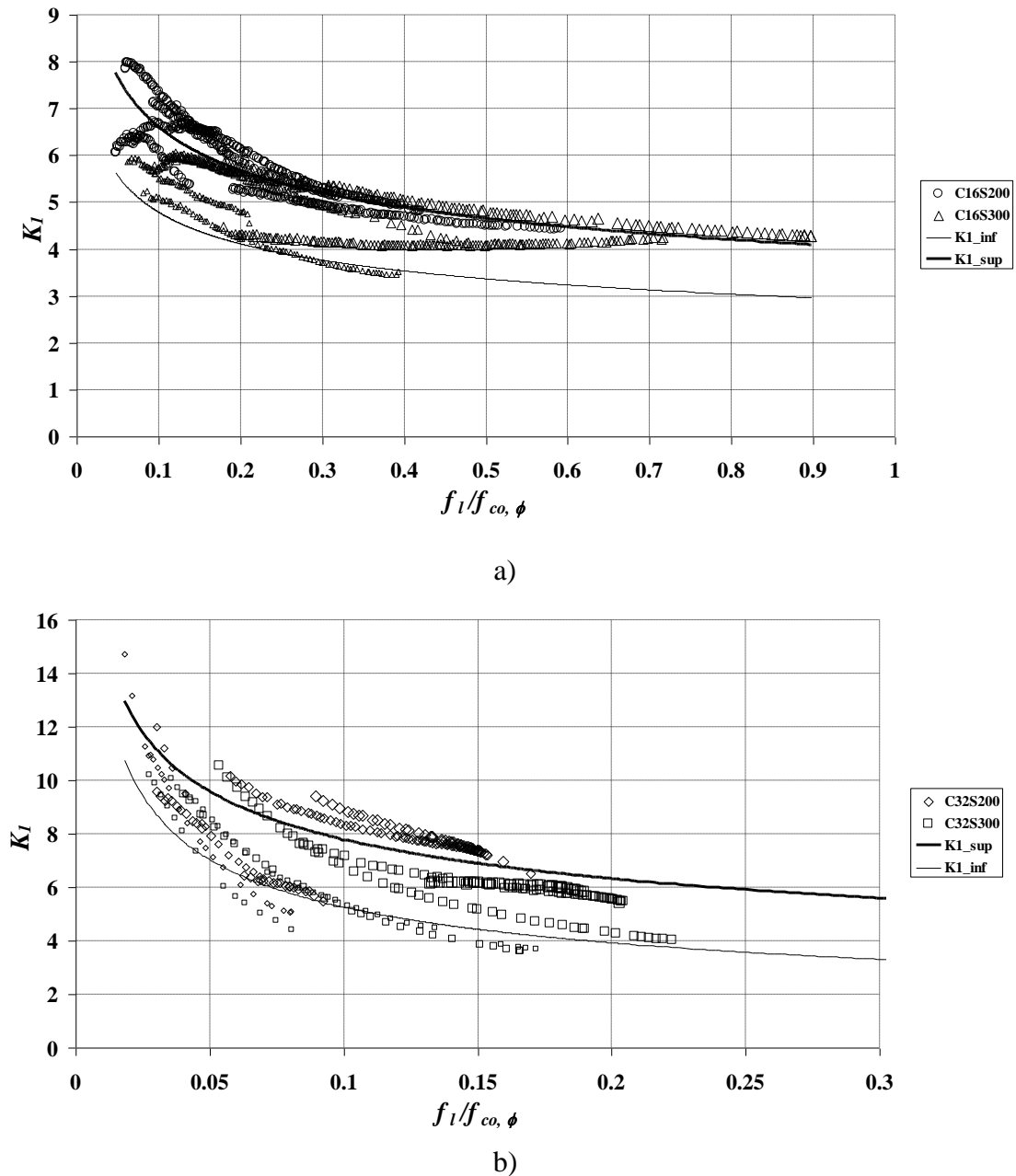


Figura 3.3 – Variação do parâmetro de confinamento k_1 com a pressão lateral de confinamento para: (a) betão de baixa resistência C16, (b) betão de alta resistência C32, Ferreira [2007]

Os resultados apresentados nesta figura mostram que para, f_l/f'_{co} até 0.15, existe uma tendência para k_1 crescer com o aumento da tensão de compressão do betão, e, em geral, para cada classe resistente de betão, os valores mais elevados de k_1 correspondem a maior percentagem de confinamento ρ_f . Os valores de k_1 são obtidos a partir da seguinte expressão:

$$k_1 = a \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{-b} \quad (3.10)$$

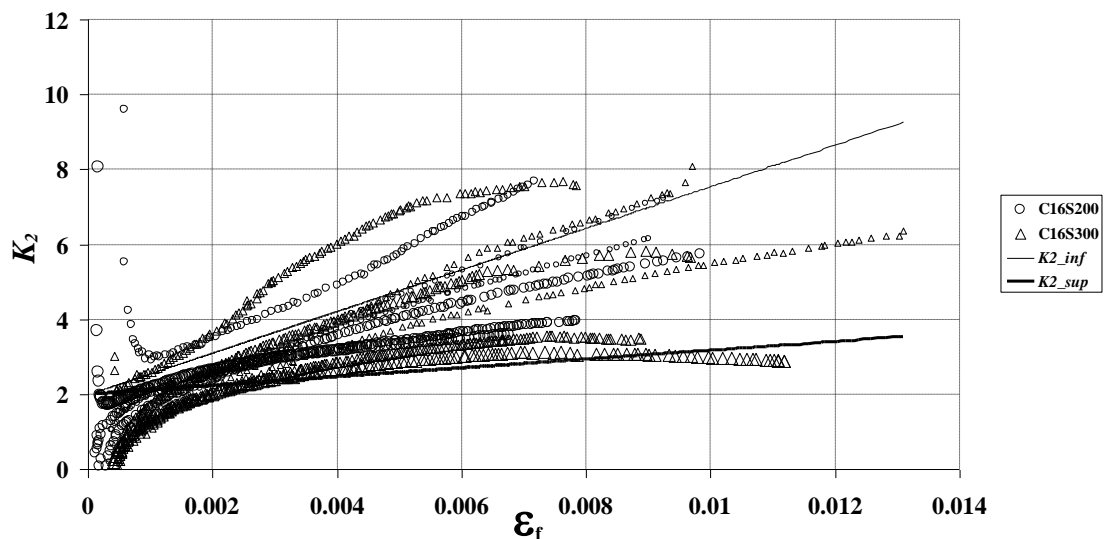
em que:

$$a = 2.9 + 72.848(\rho_f - 0.0025) ; \quad b = 0.2177 \quad \text{para C16}$$

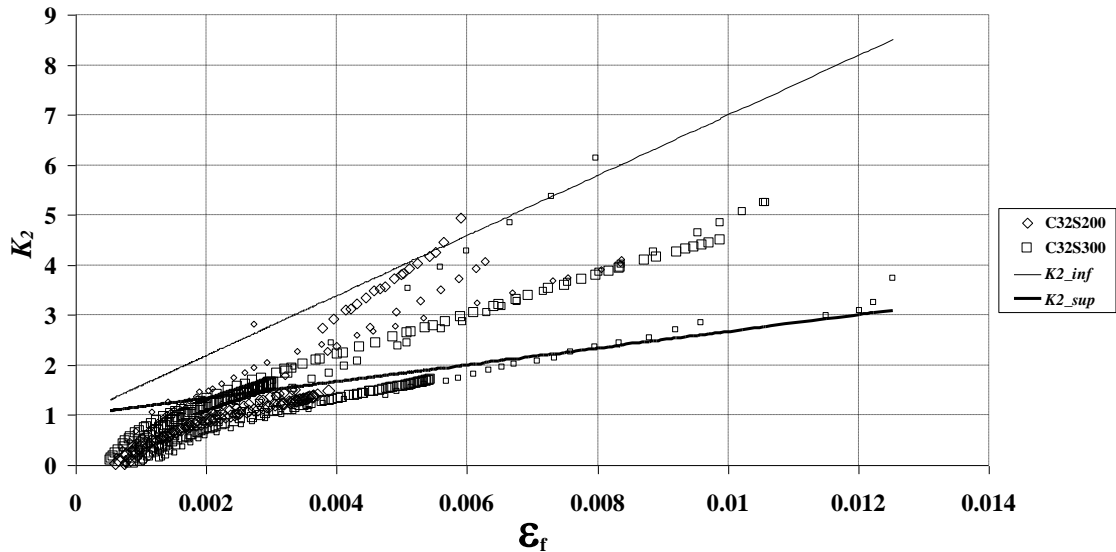
$$a = 2.0 + 125.828(\rho_f - 0.0025) ; \quad b = 0.42 - 7.947 \quad \text{para C32}$$

Para provetes com capacidade resistente, f'_{c0} , entre 16 MPa (C16) e 32 MPa (C32) os valores de k_1 podem ser obtidos por interpolação linear, usando para tal os valores de k_1 obtidos da equação 3.10.

Os valores de k_2 da equação 3.2 foram obtidos com base nos resultados experimentais realizados pelo autor e que resultam na relação entre $k_2=(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})/(\sigma_c/f'_{c0})$ e ε_f que se encontra na Figura 3.4. Estes valores foram distintos consoante a classe de resistência do betão dos provetes ensaiados.



a)



b)

Figura 3.4 – Variação do parâmetro de confinamento k_2 com a extensão axial: (a) betão de baixa resistência C16, (b) betão de alta resistência C32, Ferreira [2007]

Os resultados apresentados na Figura 3.4 mostram que k_2 tem uma tendência para aumentar com a diminuição da capacidade resistente do betão, e, para uma dada classe de resistência do betão a variação de k_2 com ε_f tende a ser tão mais elevada quanto menor for a percentagem de confinamento ρ_f . De facto, a deformabilidade axial máxima do betão aumenta com a diminuição da capacidade resistente do betão, dado que a fragilidade pós-pico do betão decresce com a diminuição da capacidade resistente do betão, o que justifica a tendência verificada entre k_2 e ε_f , Ferreira [2007]. Além disso, a deformação transversal do betão tende a aumentar com a diminuição do ρ_f , resultando numa maior deformação axial do betão. Baseado nos resultados obtidos, o autor desenvolveu as equações para um betão com classe resistente de 16 MPa (C16) e outra para a classe de 32 MPa (C32), respetivamente:

$$k_2 = [555 - 29006(\rho_f - 0.0025)]\varepsilon_f + 2 \quad \text{para C16} \quad (3.11)$$

$$k_2 = [600 - 28695(\rho_f - 0.0025)]\varepsilon_f + 1 \quad \text{para C32} \quad (3.12)$$

Para simular o primeiro troço da curva tensão-extensão, Ferreira [2007] utilizou as expressões propostas por Mander *et al.* (1998) ou as equações recomendadas pelo CEB-FIP Model Code (1990). Contudo, o autor decidiu utilizar uma equação de terceiro grau de modo a ajustar o primeiro troço com maior exatidão.

$$\sigma_c = B\varepsilon_c^3 + C\varepsilon_c^2 + E_{ci}\varepsilon_c \quad \text{para } \varepsilon_c < \varepsilon_{cA} \quad (3.13)$$

em que

$$B = -\frac{2}{\varepsilon_{cA}^3} \cdot D \quad (3.14)$$

$$C = \frac{E_{cA}}{2 \cdot \varepsilon_{cA}} - \frac{E_{ci}}{2 \cdot \varepsilon_{cA}} + \frac{3}{\varepsilon_{cA}^2} \cdot D \quad (3.15)$$

$$D = f_{cA} - 0,5 \cdot \varepsilon_{cA} \cdot (E_{ci} + E_{cA}) \quad (3.16)$$

onde E_{cA} é a tangente ao segundo troço das curva tensão-extensão no ponto A (ver Figura 3.1):

$$E_{cA} = \frac{f_{cA}}{k_{2R} \cdot \varepsilon_{cA}} \quad (3.17)$$

e k_{2R} é o valor de k_2 obtido para $\varepsilon_f = 0.3\%$ por forma assumir a continuidade, tanto quanto possível, entre as tangentes do primeiro e do segundo troço da curva tensão-extensão, no ponto A.

3.3.3. Modelo de Heecheul Kim et al. (2009)

O modelo desenvolvido por Heecheul et al., teve por base o modelo de Richarte et al. (1928), em que a tensão de rutura do CFRP f'_{cc} é dada por:

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l \quad (3.18)$$

Em que f_l se determina aplicando a seguinte expressão:

$$f_l = \frac{2t_f E_f \beta \varepsilon_f}{D} = \frac{2t_f E_f \varepsilon_l}{D} \quad (3.19)$$

e:

$$\varepsilon_l = \beta \varepsilon_f = 0,6 \varepsilon_f \quad (3.20)$$

Dividindo a equação 3.18 pela tensão máxima de compressão do betão não confinado e elevando o segundo membro à potência p , para representar o comportamento não-linear dos elementos confinados, estes autores obtiveram uma forma básica de prever o desempenho de pilares confinados com manta de CFRP:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + k_1 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^p \quad (3.21)$$

Recorrendo a vários ensaios experimentais de pilares confinados com manta de CFRP, Heecheul et al. converteram a expressão anterior como sendo função de um ângulo de confinamento θ :

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left[1 + 1.26\theta^{0.49} \left(\frac{f_t}{f'_{c0}} \right)^{0.3} \right] \quad (3.22)$$

Em que θ está compreendido entre $\pi/6$ e $\pi/2$ radianos.

Este ângulo θ indica-nos a orientação em que as fibras da manta de CFRP estão a ser aplicadas no confinamento dos pilares (Figura 3.5).

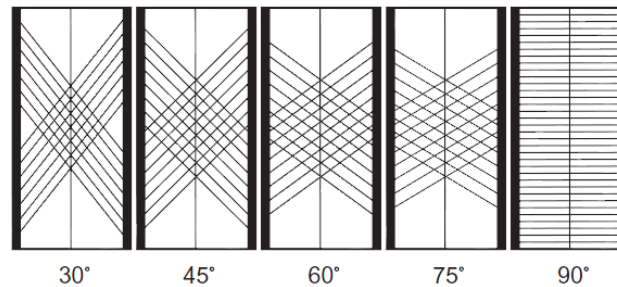


Figura 3.5 – Orientação θ das fibras da manta de CFRP

Para obterem a equação que determina a extensão axial do betão confinado, Heecheul et al. basearam-se na equação proposta por Mander et al. (1998):

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + k_2 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right)^p \quad (3.23)$$

Com base nos seus ensaios experimentais e fazendo uma análise de regressão aos seus resultados, os valores das constantes k_2 e p são 1.73 e 5.27, respetivamente.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + 1.73 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right)^{5.27} \quad (3.24)$$

Considerando k_2 função do ângulo θ , os autores apresentam uma expressão que inclui duas constantes a e p iguais a 1.03 e 0.57, respetivamente, obtendo-se o seguinte:

$$k_2 = a \cdot \theta^p \quad (3.25)$$

$$k_2 = 1.03\theta^{0.57} \quad (3.26)$$

Finalmente, o modelo de previsão proposto pelos autores para estimar a extensão de pilares confinados com CFRP pode ser expressa como:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 1.03\theta^{0.57} \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right)^{5.27} \right] \quad (3.27)$$

para um ângulo θ compreendido entre $\pi/6$ e $\pi/2$ radianos.

3.3.4. Modelo de Mohamed F.M.Fahmy e Zhishen Wu (2009)

A curva de resposta tensão-extensão apresentada pelos dois autores para o betão confinado com CFRP subdivide-se em duas partes. Uma primeira parte com um troço ligeiramente parabólico, onde se encontra com um segundo troço linear ascendente para a relação tensão-extensão, e com um módulo de elasticidade E_{cA} .

Primeiro troço ascendente

Para gerar o primeiro troço ascendente da curva, os autores utilizaram como base as equações propostas por Lam e Teng [2003]. Estas equações são função do módulo de elasticidade E_{ci} do betão não confinado e função do módulo de elasticidade E_{cA} do betão confinado com CFRP:

$$\sigma_c = E_{ci}\varepsilon_c - \frac{(E_{ci}-E_{cA})^2}{4f'_{co}}\varepsilon_c^2 \quad (3.28)$$

Segundo troço ascendente

Para estimar o declive do segundo troço da curva, os autores apoiaram-se na equação proposta por Samaan et al. [1998], que reflete o efeito do betão não-confinado e do betão reforçado com fibras de carbono. Porém, os resultados apresentados por esta equação são conservadores e possuem uma grande discrepância, levando os autores a um ajuste das suas constantes através de um processo de calibração utilizando os dados experimentais (Figura 3.6). Por conseguinte, a equação proposta pelos autores pode ser rescrita da seguinte forma:

$$E_{cA} = m_2(245.61f'^{m_1}_{co} + 0.6728E_l) \quad (3.29)$$

Em que m_1 e m_2 são constantes que foram determinadas a partir dos resultados experimentais. A estratégia utilizada pelos autores foi idêntica à utilizada por Samaan et al. [1998], que passava por assumir $m_2=1$ e variando o valor de m_1 entre 0.2, 0.3, 0.4, etc., até que os valores de m_1 e m_2 convirjam. Concluído todo este processo, m_1 foi considerado igual a 0.5 para betões com uma classe de resistência inferior a 40 MPa e 0.2 caso seja superior. Quanto à constante m_2 os valores serão 0.83 e 1.73 correspondentes aos valores (0.5 e 0.2) de m_1 , respetivamente.

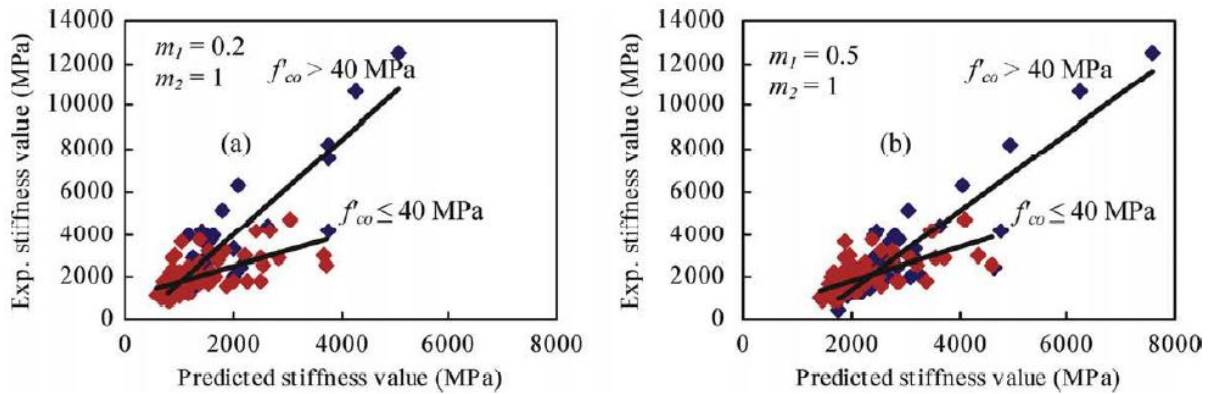


Figura 3.6 – Efeito da resistência do betão não confinado para avaliação do módulo de elasticidade E_{cA} no caso de $m_2=1$ e $m_1=0.2$ (a) e 0.5 (b), Mohamed et al. [2009]

$$m_1 = 0.5 \quad m_2 = 0.83 \quad f'_{c0} \leq 40MPa \quad (3.30)$$

$$m_1 = 0.2 \quad m_2 = 1.73 \quad f'_{c0} > 40MPa \quad (3.31)$$

A constante E_l presente na expressão 3.29 é designada de módulo de confinamento lateral, e determina-se aplicando a seguinte expressão:

$$E_l = \frac{2.E_f.n.t_f}{D} \quad (3.32)$$

Onde t_f é a espessura de uma camada de manta de CFRP, n o número de camadas de CFRP, e E_f é o módulo de elasticidade do CFRP.

Para obter o traçado do segundo troço ascendente, os autores basearam-se na expressão desenvolvida por Richart et al. [1928]:

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l \quad (3.33)$$

Aqui, f'_{cc} define a resistência máxima do betão confinado com CFRP e irá por sua vez definir o ponto final da relação tensão-extensão. Para encontrar a equação que fosse capaz de prever a tensão final com uma boa precisão, vários modelos propostos por outros autores foram utilizados tendo em conta a ampla base de dados aplicada em todos estes modelos. Mas, em geral todos os modelos superestimavam a resistência máxima do betão confinado, e para que isso fosse aqui evitado k_1 foi calibrado em função dos dados apresentados na Figura 3.7, em que é realizada uma análise explícita ao efeito das forças compressivas no betão não confinado.

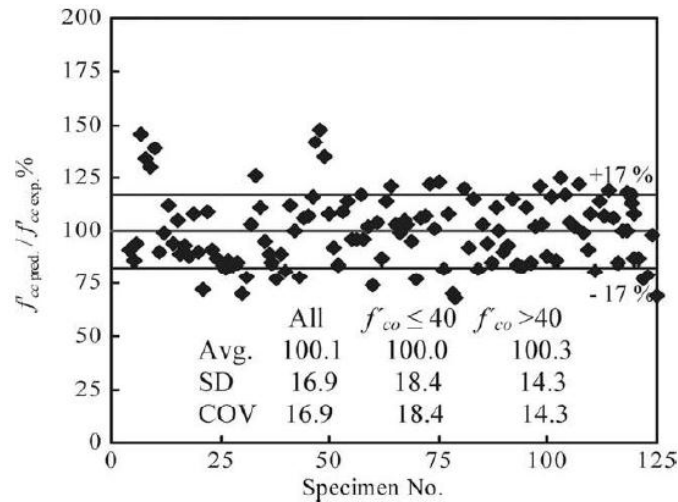


Figura 3.7 – Calibração do modelo proposto para estimar a tensão de rutura do betão confinado com CFRP, Mohamed et al. [2009]

$$k_1 = 4.5f_l^{-0,3} \quad f'_{co} \leq 40MPa \quad (3.34)$$

$$k_1 = 3.75f_l^{-0,3} \quad f'_{co} > 40MPa \quad (3.35)$$

A constante f_l exibida na expressão 3.33 é designada de pressão lateral de confinamento, em que o seu valor é função da resistência à tração f_j da manta de CFRP:

$$f_l = \frac{2 \cdot f_j \cdot n \cdot t_f}{D} \quad (3.36)$$

Quanto ao valor da extensão axial ε_{cc} do provete de betão, é determinado aplicando a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{f'_{cc} - f'_{co}}{E_{CA}} \quad (3.37)$$

Para melhor se conseguirem distinguir os dois troços ascendentes, Mohamed et al. [2009] apresentaram duas expressões que nos definem o ponto de transição entre estes dois troços:

Extensão de transição:

$$\varepsilon_{CA} = \frac{2f'_{co}}{E_{ci} - E_{CA}} \quad (3.38)$$

Tensão de transição:

$$f_{CA} = E_{ci}\varepsilon_{CA} - \frac{(E_{ci} - E_{CA})^2}{4f'_{co}} \varepsilon_{CA}^2 \quad (3.39)$$

3.3.5. Modelo de Carlos Chastre e Manuel A.G. Silva (2010)

Através do modelo formulado por estes dois autores, as equações a seguir apresentadas irão permitir prever a resistência à compressão do betão confinado f'_{cc} , a correspondente deformação axial ε_{cc} e a deformação lateral ε_{lu} ao atingir a rutura. A tensão máxima de compressão no betão confinado f'_{cc} tem uma relação direta com a resistência à compressão do pilar de betão f'_{c0} e a pressão lateral de confinamento f_l exercida pela manta de CFRP através da expressão apresentada a seguir:

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l \quad (MPa) \quad (3.40)$$

A equação 3.40 foi calibrada através de ensaios experimentais (Figura 3.8) realizados por estes autores e por dados experimentais de estudos realizados anteriormente, Matthys S. [2000], Paula RF [2002], Braga [2005]. Com isto, os autores chegaram a um valor para k_1 de 5.29

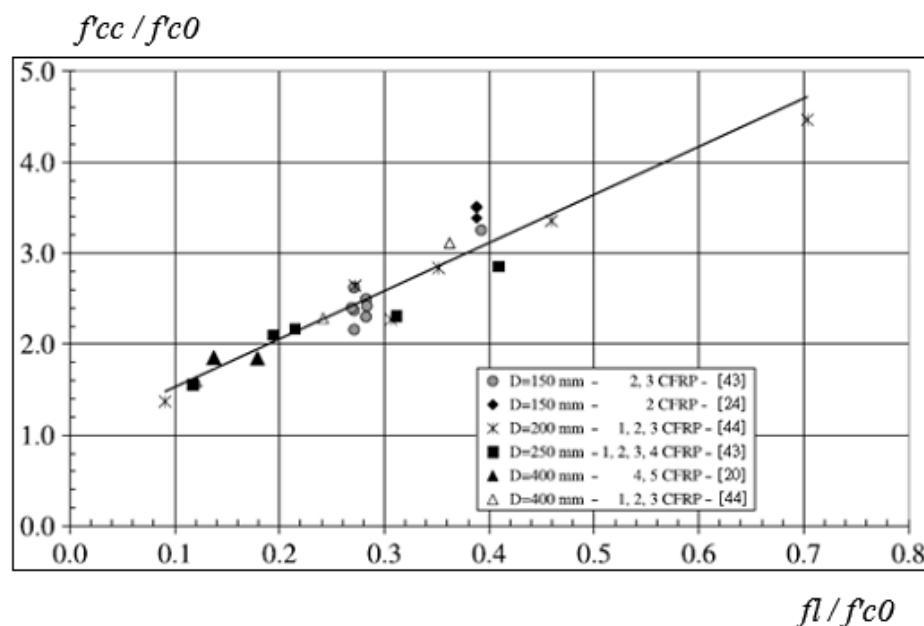


Figura 3.8 – Relação entre f'_{cc} , f'_{c0} e f_l para pilares de betão com diâmetro entre 150 e 400 mm, confinados com CFRP, Chastre et al. [2010]

A resistência à compressão f'_{c0} é dada por:

$$f'_{c0} = \alpha f_{c0} \quad (MPa) \quad (3.41)$$

O parâmetro α da equação 3.41 traduz-nos o efeito de escala das forças obtidas em ensaio de resistência à compressão em provetes cilíndricos de betão:

$$\alpha = \left(\frac{1.5 + \frac{D}{H}}{2} \right) \quad (3.42)$$

Onde D e H são respetivamente, o diâmetro e a altura do provete de betão.

A pressão lateral de confinamento f_l da equação 3.40 é obtida pela soma da contribuição do CFRP f_{fl} e dos estribos de aço f_{sl} :

$$f_l = f_{fl} + f_{sl} \text{ (MPa)} \quad (3.43)$$

Em que a contribuição dada pela manta de CFRP e pelos estribos de aço no confinamento do betão são obtidas aplicando as seguintes expressões:

Contribuição da manta de CFRP:

$$f_{fl} = \frac{2t_f}{D} E_f \varepsilon_f \quad (3.44)$$

Contribuição dos estribos de aço:

$$f_{sl} = \frac{2A_{sl}}{d_{st}s_s} f_{sy} \quad (3.45)$$

Onde t_f é a espessura da manta, E_f o módulo de elasticidade do CFRP, ε_f a extensão máxima da manta, A_{sl} é a área de secção transversal dos estribos de aço, d_{st} o diâmetro dos estribos de aço e s_s o espaçamento entre os estribos. A resistência à tração do aço f_{sy} depende da deformação lateral do provete de betão ε_l e do módulo de elasticidade E_s :

$$f_{sy} = E_s \cdot \frac{d_{st}}{D} \cdot \varepsilon_l \quad \text{para} \quad \varepsilon_l < \frac{D}{d_{st}} \varepsilon_{su} \quad (3.46)$$

$$f_{sy} = f_y \quad \text{para} \quad \varepsilon_l \geq \frac{D}{d_{st}} \varepsilon_{su} \quad (3.47)$$

Segundo resultados experimentais desenvolvidos por diversos autores como Saaman et al. [1998], Lam e Teng [2004] e Matthys [2000], a deformação lateral ε_l do pilar de betão é inferior à deformação da manta de CFRP ε_f . Matthys et al. [2006] propuseram um fator de redução de $\beta=0.6$ para obter uma deformação lateral coerente:

$$\varepsilon_l = \beta \varepsilon_f = 0.6 \varepsilon_f \quad (3.48)$$

A deformação axial na rotura ε_{cc} é dada por:

$$\varepsilon_{cc} = k_2 \varepsilon_{c0} \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.7} \quad (3.49)$$

Onde ε_{c0} é adotado do EC-2:

$$\varepsilon_{c0} = \frac{0.7}{1000} (f'_{c0})^{0.31} \quad (3.50)$$

Os autores desenvolveram a equação 3.49 por regressão de dados experimentais (Figura 3.9) de pilares de betão com diâmetro D entre 150 e 400 mm, confinados com CFRP obtendo para k_2 um valor de 17.65.

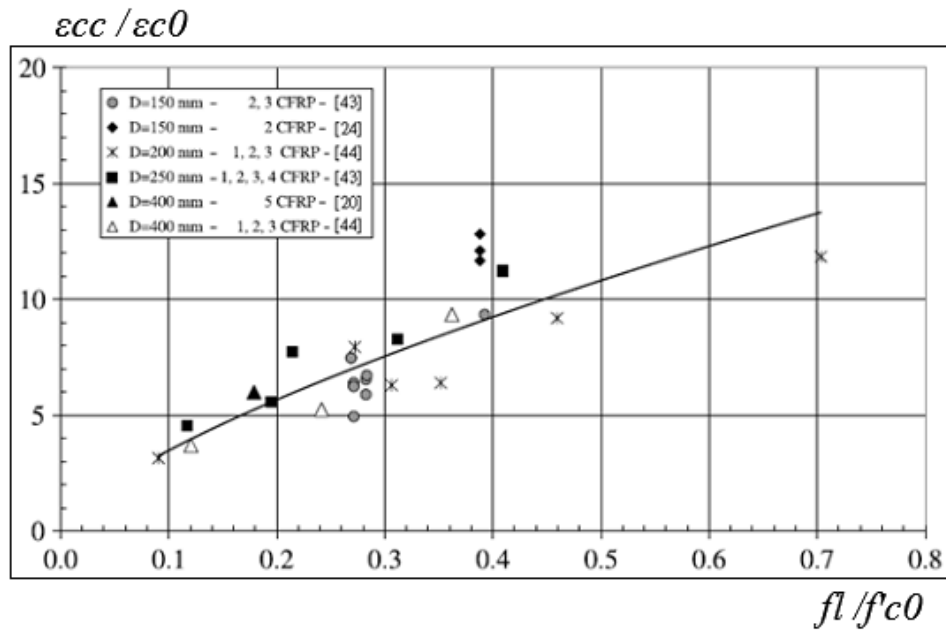


Figura 3.9 – Relação entre $\varepsilon_{cc} / \varepsilon_{c0}$ e f_l / f'_{c0} para pilares de betão com diâmetro entre 150 e 400 mm, confinados com CFRP, Chastre et al. [2010]

Para traçar a curva tensão-extensão de provetes de betão de secção circular confinados com CFRP submetidos à compressão axial, a relação tensão-extensão é do tipo bi-linear (Figura 3.10) e baseia-se em uma expressão versátil de quatro parâmetros (E_{ci} , E_{cA} , f_0 , n) inicialmente proposta por Richard e Abbott [1975]:

$$f_c = \frac{(E_{ci} - E_{cA})\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_{ci} - E_{cA})\varepsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + E_{cA}\varepsilon_c \leq f'_{cc} \quad (3.51)$$

Os parâmetros de entrada na expressão 3.51 foram calibrados de acordo com os resultados experimentais desenvolvidos pelo autor:

$$E_{ci} = 3950\sqrt{f'_{c0}} \quad (3.52)$$

$$E_{cA} = 0.8E_{cc}\sqrt{\frac{f_l}{f'_{c0}}} \quad (3.53)$$

$$f_0 = f'_{c0} + 1,28f_l \quad (3.54)$$

E_{cc} pode ser estimado aplicando a seguinte expressão

$$E_{cc} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.55)$$

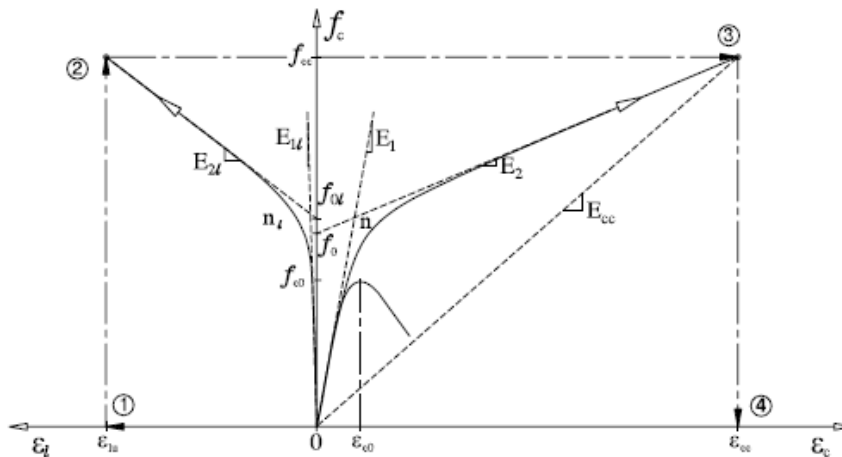


Figura 3.10 – Modelo proposto para provetes de seção circular sujeitos à compressão monotônica, Chastre et al. [2010]

3.3.6. Modelo de You-Yi e Yu-Fei Wu (2011)

Numa revisão realizada por estes dois autores a modelos existentes na bibliografia, Lam e Teng [2003], Harajli et al. [2006], Wu et al. [2007], Youssef et al. [2007], chegaram à conclusão que os modelos não conseguiam abranger de uma forma generalizada pilares circulares e quadrados / retangulares. Portanto, You-Yi e Yu-Fei Wu pretenderam com o seu trabalho superar os problemas inerentes aos modelos analisados e tentar acrescentar algumas melhorias.

Após um exame aprofundado às diferentes combinações dos dois troços da curva, os autores decidiram adotar um modelo matemático que compreende-se uma parábola no primeiro troço e uma linha reta no segundo, pelas seguintes razões:

- o modelo é simples, mas suficientemente exato para a curva tensão-extensão do segundo troço ascendente;
- foi observado no ensaio dos próprios autores que a variação no formato das curvas com um segundo troço ascendente é complicado e por vezes incoerente. A utilização

de uma forma não-linear no segundo troço pode não aumentar a precisão dos modelos, e aumentar significativamente sua complexidade.

Assim, a utilização de uma equação linear para o segundo troço ascendente é atualmente considerada uma forma simples mas eficaz para prever o desempenho de pilares de betão confinados com CFRP.

O modelo matemático proposto é dado pelas equações 3.56, 3.57, 3.58 e 3.59, e ilustrado pela Figura 3.8, apresentando as seguintes funcionalidades:

- a inclinação da parábola em $\varepsilon_c=0$ é igual ao módulo de elasticidade do betão não confinado, E_{ci} ;
- o declive no ponto de transição (A) é o mesmo para os dois troços.

$$f_c = E_{ci}\varepsilon_c + \frac{f_{cA} - E_{ci}\varepsilon_{cA}}{\varepsilon_{cA}^2} \varepsilon_c^2 \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cA} \quad (3.56)$$

$$f_c = f_{cA} + E_{cA}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cA}) \quad \varepsilon_{cA} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (3.57)$$

Onde a extensão de transição ε_{cA} , é calculada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cA} = \frac{(f_{cA} + f'_{cc} + E_{ci}\varepsilon_{cc}) - \sqrt{(f_{cA} + f'_{cc} + E_{ci}\varepsilon_{cc})^2 - 8 \cdot (f_{cA} E_{ci} \varepsilon_{cc})}}{2E_{ci}} \quad (3.58)$$

e E_{cA} é o declive do segundo troço ascendente da curva:

$$E_{cA} = \frac{f'_{cc} - f_{cA}}{\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{cA}} \quad (3.59)$$

O modelo proposto apresenta três parâmetros, tenção última f'_{cc} , extensão última ε_{cc} e a tenção de transição f_{cA} , que são determinados recorrendo a uma análise de regressão de resultados experimentais elaborados pelos autores e disponíveis na base de dados, tendo obtido a seguinte expressão:

$$f_{cA} = f'_{c0} + 0,43f_l \quad (3.60)$$

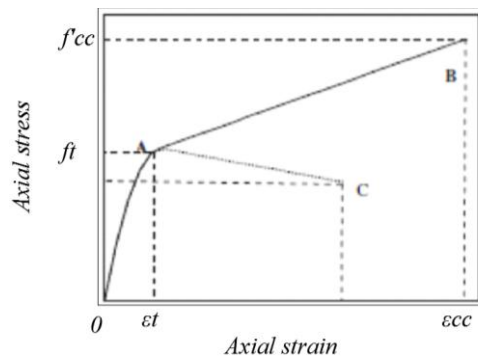


Figura 3.11 – Curva típica de resposta tensão-extensão de um pilar de betão confinado com CFRP

Desenvolvimento do modelo para pilares de secção circular ou quadrada/rectângular

A generalização do modelo para pilares de betão de secção circular, quadradas e retangulares é conseguida através da introdução de duas relações:

- da relação de secção transversal, h / b ;
- e da relação de raio de canto, $2r / b$.

Em que h e b são o comprimento dos lados mais longos e mais curtos, respetivamente, e r o raio da curva, tal como ilustrado na Figura 3.12.

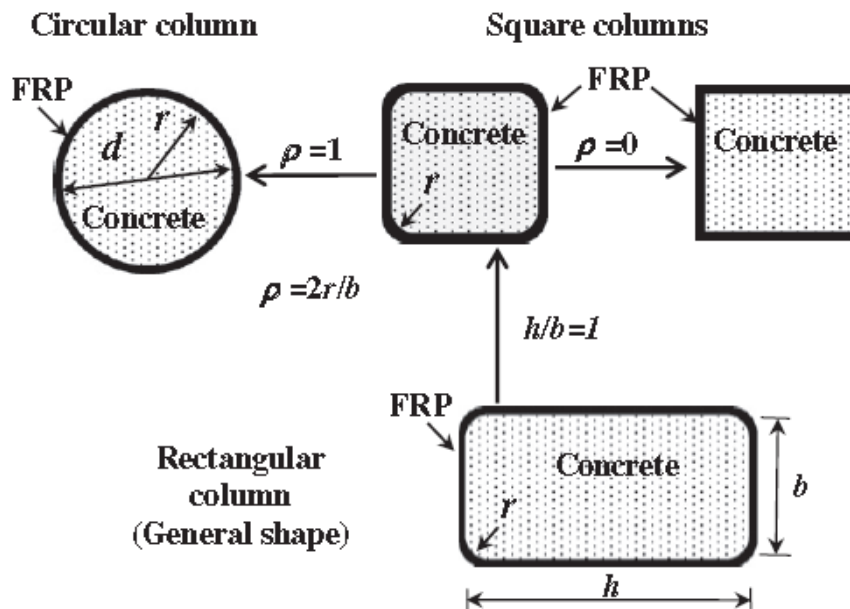


Figura 3.12 – Unificação do modelo para várias secções de pilares de betão, You-Yi et al. [2011]

Definição do ponto de ruptura do betão confinado

Determinar o ponto de ruptura do betão confinado (f'_{cc} ; ϵ_{cc}) é uma tarefa difícil de se conseguir. A definição do ponto de ruptura não é clara, ou seja, o ponto de ruptura do CFRP, pode não ocorrer em um único ponto sobre a curva de resposta. Em vez disso, pode ser um processo, como ilustrado na Figura 3.13, no qual a notória ruptura do CFRP é iniciada no ponto A da curva, e a ruptura definitiva ocorre só no ponto B.

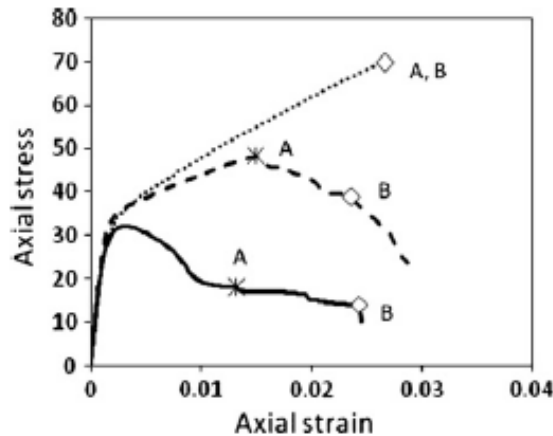


Figura 3.13 – Definição do ponto de ruptura do betão confinado (f'_{cc} ; ϵ_{cc}), You-Yi et al. [2011]

Tensão máxima do betão confinado f'_{cc}

Numerosos modelos de confinamento têm sido desenvolvidos para prever o desempenho de pilares de betão com secção circular e quadrada, mas com base em resultados de ensaios representados na Figura 3.14, os autores desenvolveram um modelo que contém um fator de forma, que é função da razão de raio da aresta $\rho = \frac{2r}{b}$, Wu e Wang [2009].

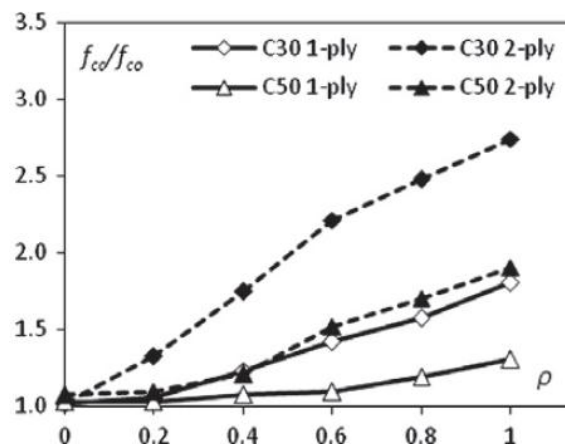


Figura 3.14 – Cociente entre raio da aresta vs. incremento de força, You-Yi et al. [2011]

A equação desenvolvida pelos autores apresenta-se na equação 3.61.

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + \alpha \rho^\beta \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^\gamma \quad (3.61)$$

Em que α , β e γ são coeficientes que foram obtidos por regressão linear dos dados experimentais. Valores de 2.2, 0.72, e 0.94, respetivamente, foram recomendados por Wu e Wang [2009]. Quando $\rho=0$, a equação aplica-se a pilares de secção quadrada com arestas vivas, enquanto $\rho=1$, aplica-se a pilares secção circular. Com base nos resultados dos ensaios apresentados na Figura 3.15, os autores decidiram aplicar o modelo a pilares de secção retangular, para tal, incluíram na equação 3.61 a razão da secção transversal h/b , Wu e Wei [2010].

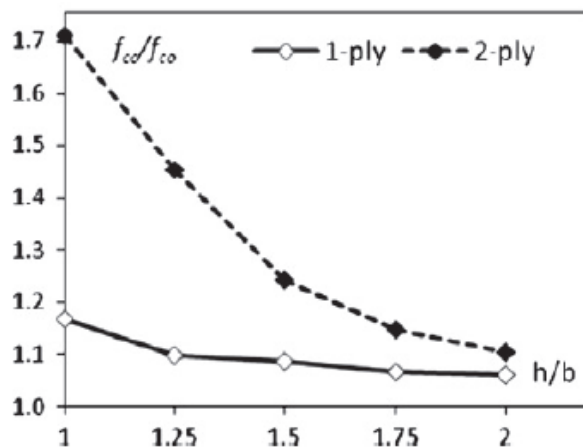


Figura 3.15 – Efeito do cociente entre h/b vs. incremento de força, You-Yi et al. [2011]

A equação passa a ter a seguinte forma:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 2.2 \left(\frac{2r}{b} \right)^{0.72} \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{0.94} \left(\frac{h}{b} \right)^{-1.9} \quad (3.62)$$

Em que a pressão lateral de confinamento f_l , é calculada aplicando a equação 3.63:

$$f_l = \frac{2f_j \cdot t_f \cdot n}{b} = \frac{2 \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot t_f}{b} \quad (3.63)$$

Em que b é a largura do pilar, igual ao diâmetro da secção circular ou ao comprimento do lado menor da secção retangular.

Visto que o objetivo deste trabalho é estudar o desempenho de pilares de secção circular, nestas secções aplica-se a equação 3.65:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.94} \quad (3.64)$$

$$f'_{cc} = f'_{c0} + 2.2 \cdot (f_l)^{0.94} \quad (3.65)$$

Extensão axial em rutura ε_{cc}

Numerosos modelos também têm sido propostos para prever a extensão axial no betão confinado com fibras de CFRP, Fardis e Khalili [1981], Karbhari [1997], Samaan et al. [1998], Lam e Teng [2003]. Segundo a avaliação de Ilki et al. [2008], nenhum dos modelos disponíveis nos consegue fornecer o valor da extensão axial na rutura com um grau de precisão razoável. Para uma certa pressão, o confinamento lateral da manta de CFRP é diferente consoante a sua rigidez, afetando em princípio a deformação axial do pilar, Wu et al. [2006]. No entanto, análises cuidadosas dos dados de ensaio experimentais mostram que a rigidez $E_f \cdot t_f$ não tem um efeito muito significativo na deformação axial. A classe de betão pode afetar a extensão axial na rutura final, porque uma menor classe de resistência do betão provoca um maior grau de deformabilidade. Wu et al. [2007],

Com base em considerações colocadas à cerca destes fatores, são identificadas quatro variáveis que podem afetar a extensão axial, e, por conseguinte, representadas pela seguinte forma matemática:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = \lambda + \alpha \left(\frac{f_l}{f'_{c0}}; \frac{2 \cdot r}{b}; \frac{h}{b}; \frac{f_l}{f'_{c0}} \right) \quad (3.66)$$

λ é uma constante que relaciona a melhor extensão axial de pico no betão não-confinado, sendo o valor de 1.75 recomendado pelo EC2. O efeito proporcionado pelos fatores individuais, $\frac{f_l}{f'_{c0}}; \frac{f_l}{f'_{c0}}$, pode ser adequadamente descrito por duas funções, $\left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^\beta; \left(\frac{f_{30}}{f'_{c0}} \right)^\gamma$, separadamente. Além disso, os efeitos destes fatores trabalham em conjunto para fornecer uma combinação do efeito global, aumentando (ou diminuindo) quando os efeitos individuais sofrem acréscimos (ou decréscimos) e igual a zero quando qualquer um dos efeitos é nulo. A equação matemática é então:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1.75 + \alpha \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^\beta \left(\frac{f_{30}}{f'_{c0}} \right)^\gamma f \left(\frac{2 \cdot r}{D} \right) f \left(\frac{h}{D} \right) \quad (3.67)$$

Onde f_{30} representa a resistência à compressão de um provete de betão não-confinado com 30MPa.

Em que o valor de ε_{c0} é determinado aplicando expressão proposta por Popovics [1973]:

$$\varepsilon_{c0} = 0.000937 \sqrt[4]{f'_{c0}} \quad (3.68)$$

Para pilares de secção circular, $f\left(\frac{2r}{D}\right) = f\left(\frac{h}{D}\right) = 1$. A análise de regressão que inclui todos os pilares de betão com secção circular ensaiados pelos autores, mostra que os coeficientes α , β e γ são 12, 0.75 e 0.62, respetivamente. A expressão final que nos irá permitir determinar qual o valor da extensão axial na rutura para pilares de secção circular, quadrada ou retangular é dada por:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1.75 + 12 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}}\right)^{0.75} \left(\frac{f_{30}}{f_{c0}}\right)^{0.62} \left(0.36 \frac{2r}{b} + 0.64\right) \left(\frac{h}{b}\right)^{-0.3} \quad (3.69)$$

Portanto, para pilares de betão com secção circular a expressão passa a ser:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1.75 + 12 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}}\right)^{0.75} \left(\frac{f_{30}}{f'_{c0}}\right)^{0.62} \quad (3.70)$$

3.3.7. Evolução dos modelos analíticos ao longo do tempo

Na tabela a seguir apresentada observar-se a evolução que estes modelos tiveram.

Tabela 3.6 – Evolução dos modelos analíticos de confinamento

MODELOS ANALÍTICOS DE CONFINAMENTO			
Modelo	Tensão e extensão de rutura do CFRP	Modelo	Tensão e extensão de rutura do CFRP
Fardis and Khalili [1981]	$f'_{cc} = f'_{c0} \left[1 + 4.1 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.86} \right]$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0,0005 \left(\frac{E_{ci}}{f'_{c0}} \right)$	Hong et al. [2002]	$f'_{cc} = f'_{c0} \left[1 + (3.34\theta^{0.83}) \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.67} \right]$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + (-52.2\sin\theta + 607.2\cos\theta) + 2,6 \right] \varepsilon_f + 1.25 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right)$ <p>(θ em radianos, $\pi/6 \leq \theta \leq \pi/2$)</p>
Mander et al. [1988]	$f'_{cc} = f'_{c0} \left[-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_{c0}}} - 2 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right) \right]$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} \right)^{5.27} \right]$	Lam e Teng [2003]	$f'_{cc} = f'_{c0} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f_l}{f'_{c0}} - 1.254 \right)$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$
Saafi et al. [1999]	$f'_{cc} = f'_{c0} \left[1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.84} \right]$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + (537\varepsilon_f + 2.6) \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$	Ferreira [2007]	$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + k_2 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$
Spoelstra and Monti [1999]	$f'_{cc} = f'_{c0} \left[0.2 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.5} \right]$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[2 + 1.25 \left(\frac{E_{c0}}{f'_{c0}} \right) \varepsilon_f \sqrt{\frac{f_l}{f'_{c0}}} \right]$	Heecheul Kim et al. [2009]	$f'_{cc} = f'_{c0} \left[1 + 1.26\theta^{0.49} \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.3} \right]$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 1.03\theta^{0.57} \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} \right)^{5.27} \right]$ <p>para um ângulo θ compreendido entre 30° e 90°</p>

3.3.8. Resumo dos modelos analíticos mais recentes

Na tabela 3.7 observa-se de forma resumida os modelos analíticos descritos ao longo do ponto 3.3, em que são apresentadas todas as expressões necessárias na aplicação dos mesmos.

Tabela 3.7 – Quadro resumo dos modelos analíticos descritos no ponto 3.3

MODELOS ANALÍTICOS DE CONFINAMENTO MAIS RECENTES		
Modelo	Equações para proceder ao traçado da curva tensão-extensão	Tensão e extensão de rutura do CFRP
Ferreira [2007]	$\sigma_c = B\varepsilon_c^3 + C\varepsilon_c^2 + E_{ci}\varepsilon_c \text{ para } \varepsilon_c < \varepsilon_{cA}$ $B = -\frac{2}{\varepsilon_{cA}^3} \cdot D; C = \frac{E_{cA}}{2 \cdot \varepsilon_{cA}} - \frac{E_{ci}}{2 \cdot \varepsilon_{cA}} + \frac{3}{\varepsilon_{cA}^2} \cdot D; D = f_{cA} - 0,5 \cdot \varepsilon_{cA} \cdot (E_{ci} + E_{cA})$ $f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l \quad \text{para } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cA}$	$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l ; f_l = f_{fl} + f_{sl} \frac{A_{cc}}{A_g} ; f_{fl} = \frac{\alpha_{fe} \alpha_{fv} \rho_f E_f}{2} \varepsilon_f ; f_{sl} = \frac{\alpha_{se} \alpha_{sv} \rho_{st}}{2} f_{syt}$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + k_2 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$
Mohamel and Zhishen Wu [2009]	$\sigma_c = E_{ci} \varepsilon_c - \frac{(E_{ci} - E_{cA})^2}{4 f'_{c0}} \varepsilon_c^2 \text{ para } \varepsilon_c < \varepsilon_{cA} ;$ $E_{cA} = m_2 (245.61 f'_{c0} m_1 + 0.6728 E_l) ; E_l = \frac{2 E_f n t_f}{D}$ $m_1 = 0.5 \quad m_2 = 0.83 \quad f'_{c0} \leq 40 \text{MPa}$ $m_1 = 0.2 \quad m_2 = 1.73 \quad f'_{c0} > 40 \text{MPa}$	$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 \cdot f_l ; f_l = \frac{2 t_f E_f \beta \varepsilon_f}{D} = \frac{2 t_f E_f \varepsilon_l}{D} ; \varepsilon_l = \beta \varepsilon_f = 0,6 \varepsilon_f$ $k_1 = 4.5 f_l^{-0.3}, f'_{c0} \leq 40 \text{Mpa}, k_1 = 3.75 f_l^{-0.3}, f'_{c0} > 40 \text{Mpa}$ $\varepsilon_{cc} = \frac{f'_{cc} - f'_{c0}}{E_2}$
Chastre, Manuel Silva [2010]	$f_c = \frac{(E_{ci} - E_{cA}) \varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{E_{ci} - E_{cA}}{f_0} \varepsilon_c \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}} + E_{cA} \varepsilon_c \leq f'_{cc} ; E_{ci} = 3950 \sqrt{f'_{c0}}$ $E_{cA} = 0.8 E_{cc} \sqrt{\frac{f_l}{f'_{c0}}} ; f_0 = f'_{c0} + 1,28 f_l ; E_{cc} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$	$f'_{cc} = f'_{c0} + 5.29 f_l ; f'_{c0} = \alpha f_{c0} ; \alpha = \left(\frac{1,5 + \frac{D}{H}}{2} \right) ; f_l = f_{fl} + f_{sl} \text{ (MPa)}$ $\varepsilon_{cc} = 17.65 \varepsilon_{c0} \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.7} ; \text{ Segundo o EC2: } \varepsilon_{c0} = \frac{0.7}{1000} (f'_{c0})^{0.31}$
You-Yi Wei e Yu-Fei Wu [2011]	$f_c = E_{ci} \varepsilon_c + \frac{f_{cA} - E_{ci} \varepsilon_c}{\varepsilon_{cA}^2} \varepsilon_c^2 \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cA}$ $f_c = f_{cA} + E_{cA} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cA}) \quad \varepsilon_{cA} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$	$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.94}$ $\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1.75 + 12 \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.75} \left(\frac{f_{30}}{f'_{c0}} \right)^{0.62}$

3.4. APLICAÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICOS DE CONFINAMENTO

Será objetivo deste trabalho a análise de 4 modelos analíticos de confinamento de elementos de betão armado com mantas de CFRP, descritos ao longo deste capítulo e resumidas as expressões na tabela 3.7. Através desta análise irá proceder-se à obtenção do traçado das curvas tensão-extensão para cada um dos modelos analíticos, que depois serão validados com dados experimentais. O estudo será feito para provetes totalmente confinados com 3 e 5 camadas de CFRP, ensaiados à compressão monotónica.

Em obras de Engenharia, os custos envolvidos, são na maioria das vezes fator preponderante para a viabilidade de um empreendimento. Portanto, através desta comparação pretende-se identificar qual o modelo analítico que nos fornece uma melhor previsão da resistência do provete de betão confinado, quando comparado com os resultados experimentais.

3.4.1. Proвете de betão totalmente confinado com 3 camadas de CFRP (W600S1L3)

Na Tabela 3.8 apresentam-se os valores da tensão de rutura f'_{cc} e da correspondente extensão axial ε_{cc} do provete, obtida no ensaio experimental e na aplicação dos modelos analíticos, para provetes de betão totalmente confinado com 3 camadas de CFRP.

Tabela 3.8 – Comparação dos resultados experimentais com os modelos analíticos

CONFINAMENTO COM 3 CAMADAS DE CFRP				
$f'_{co} = 13,8MPa$	$f'_{cc} (MPa)$	$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc,exp}}$	$\varepsilon_{cc} (MPa)$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc,exp}}$
Experimental	47,93	–	0,03161	–
Ferreira [2007]	40,99	0,855	0,03189	1,009
Mohamed [2009]	39,40	0,822	0,02140	0,677
Chastre [2010]	84,70	1,767	0,02247	0,7118
You-Yi [2011]	38,11	0,795	0,03784	1,1971
Chastre Modificado	46,15	0,963	0,02774	0,8776

A título ilustrativo, na Figura 3.16 representam-se as curvas resultantes dos 4 modelos e do ensaio experimental para um provete de betão armado totalmente confinado com 3 camadas de manta de CFRP.

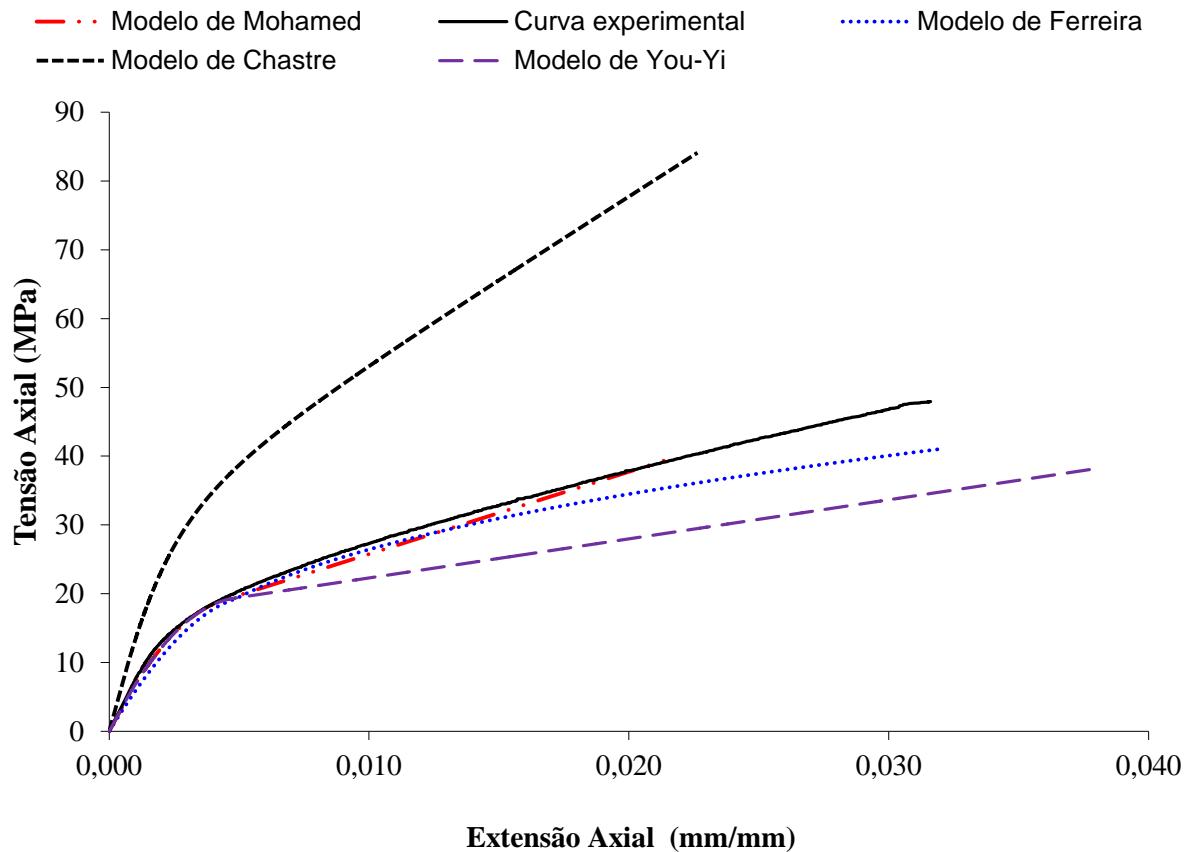


Figura 3.16 – Comparação das curvas analíticas e numérica com a curva experimental (W600S1L3)

Pela análise do gráfico, pode verificar-se que no primeiro troço ascendente os modelos analíticos se aproximam com bastante rigor da curva experimental, exceto o modelo proposto por Chastre [2010]. Este bom desempenho dos modelos analíticos resulta de as curvas apenas dependerem das características do betão não confinado, surgindo as principais diferenças quando o confinamento é ativado, em que os modelos apresentam comportamentos distintos até à rutura. Relativamente ao modelo proposto por Chastre [2010], pode verificar-se que tanto o primeiro como o segundo troço apresentam uma rigidez muito superior à obtida no ensaio experimental, alcançando-se por isso um ganho de resistência superestimado. Este elevado ganho de resistência apresenta uma tensão de rutura f'_{cc} cerca de 1,8 vezes superior à experimental, mas acontecendo o contrário no que diz respeito à extensão axial ϵ_{cc} que apresenta um valor inferior ao obtido experimentalmente.

Quanto ao modelo de Mohamed [2009] como foi calibrado para um número elevado de resultados experimentais, que abrange uma ampla gama de diferentes parâmetros, pode dizer-se que o modelo nos pode dar uma previsão realista do acompanhamento da curva

experimental, apesar de ser um pouco conservador a nível de ganho de resistência e previsão do valor da extensão axial.

Comparando o modelo de You-Yi [2011] com os resultados experimentais, o modelo proposto prevê bem o comportamento do betão não confinado, mas quando o confinamento é ativado, o andamento da curva decai em relação à curva experimental levando-o a atingir uma tensão de rutura f'_{cc} inferior ao obtido experimentalmente, enquanto na previsão da extensão axial ε_{cc} o modelo superestima o resultado experimental em cerca de 1,2 vezes. Este comportamento deve-se aos autores terem decidido adotar um modelo matemático simples que compreende uma parábola no primeiro troço e uma linha reta no segundo. Assim, a utilização de uma equação linear para o segundo troço ascendente é atualmente considerada uma forma simples mas eficaz para prever o desempenho de pilares de betão confinados com CFRP, embora neste caso o comportamento da curva ande um pouco distante dos ensaios experimentais.

Quanto ao modelo proposto por Ferreira [2007] pode observar-se que o modelo apresenta um andamento muito próximo da curva experimental apesar de nos fornecer uma estimativa para a tensão máxima do betão confinado um pouco abaixo do obtido experimentalmente, isto porque a obtenção dos valores de k_1 e k_2 apresentado na Figura 3.3 e Figura 3.4, foi feita a partir da equação que melhor se aproximam à nuvem de resultados experimentais, contudo para os pontos mais afastados é normal que o modelo analítico tenda a ter um comportamento de menor convergência em relação aos resultados experimentais.

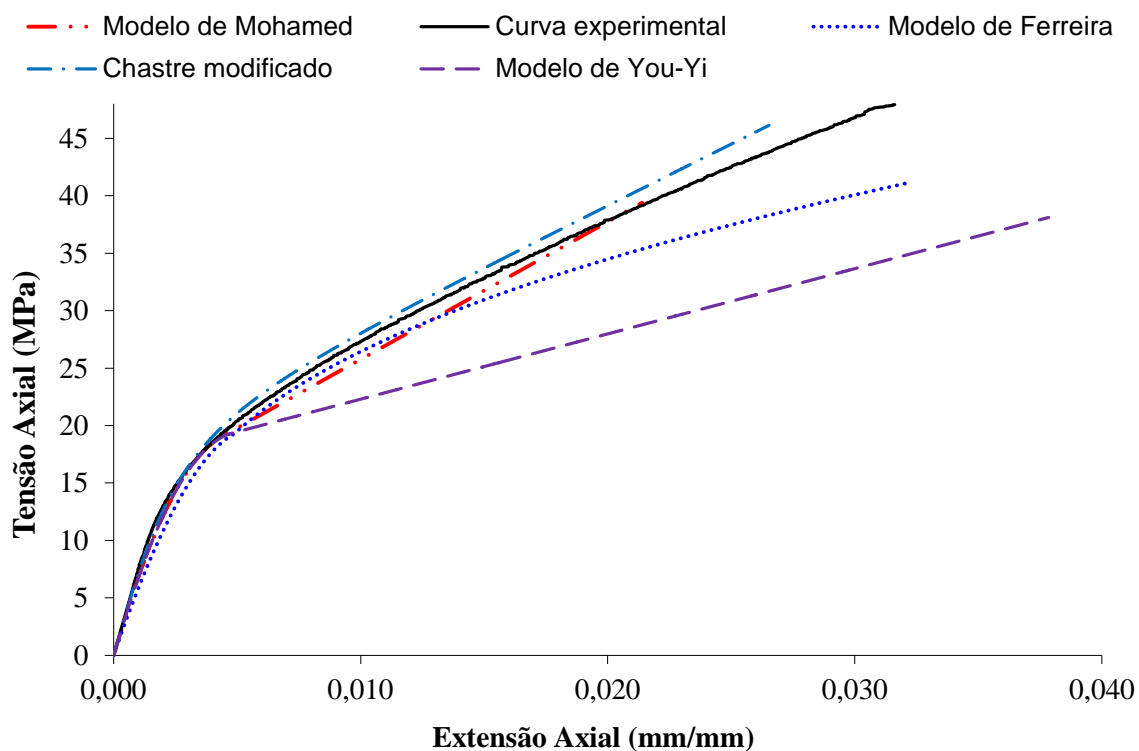
Com tudo isto, e consultando os valores apresentados na Tabela 3.8, pode concluir-se que o modelo que melhor estimativa da tensão de rutura f'_{cc} e da extensão axial de rutura ε_{cc} é o proposto por Ferreira [2007], o que era espectável uma vez que o modelo foi calibrado para os resultados experimentais apresentados.

Para que a curva de Chastre [2010] apresente um andamento mais próximo da curva experimental, procedeu-se ao ajuste dos parâmetros propostos pelo autor para a obtenção de E_1 , E_2 e f_0 . Este ajuste pode ser observado na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Ajuste dos parâmetros do modelo de Chastre [2010]

MODELO DE CHASTRE MODIFICADO	
Parâmetros propostos por Chastre	Parâmetros modificados
$E_{ci} = 3950\sqrt{f'_{c0}}$	$E_{ci} = 2100\sqrt{f'_{c0}}$
$E_{cA} = 0.8E_{cc} \sqrt{\frac{f_l}{f'_{c0}}}$	$E_{cA} = 0.65E_{cc} \sqrt{\frac{f_l}{f'_{c0}}}$
$f_0 = f'_{c0} + 1.28f_l$	$f_0 = f'_{c0} + 0.4f_l$
$f'_{cc} = f'_{c0} + 5.29f_l$	$f'_{cc} = f'_{c0} + 2.46f_l$

Reproduzindo graficamente o modelo de Chastre modificado, verifica-se que com o ajuste dos parâmetros de entrada da expressão 3.50, esta consegue acompanhar com bastante rigor a curva experimental, e por sua vês prever melhor a tensão de rutura f'_{cc} do CFRP.

**Figura 3.17** – Introdução da curva de Chastre modificado para comparação com os restantes modelos e com o ensaio experimental

3.4.2. Provete de betão totalmente confinado com 5 camadas de CFRP (W600S1L5)

Passando agora para o estudo do provete de betão totalmente confinado com 5 camadas de CFRP, na Tabela 3.10 apresentam-se os valores da tensão de rutura f'_{cc} e da correspondente extensão axial ε_{cc} do provete, obtida no ensaio experimental e pela aplicação dos modelos analíticos.

Tabela 3.10 – Comparação dos resultados experimentais com os modelos analíticos

CONFINAMENTO COM 5 CAMADAS DE CFRP				
$f'_{c0} = 13,8MPa$	$f'_{cc} (MPa)$	$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc,exp}}$	$\varepsilon_{cc} (MPa)$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc,exp}}$
Experimental	57,39	–	0,04209	–
Ferreira [2007]	61,43	1,070	0,04184	0,994
Mohamed [2009]	50,40	0,878	0,02458	0,584
Chastre [2010]	109,99	1,917	0,03624	0,861
You-Yi [2011]	53,10	0,925	0,05398	1,283
Chastre Modificado	57,92	1,009	0,03624	0,861

Na Figura 3.18 apresenta-se a comparação das curvas tensão-extensão dos vários modelos analíticos para que se proceda à comparação dos mesmos com o ensaio experimental do provete totalmente confinado com 5 camadas de CFRP.

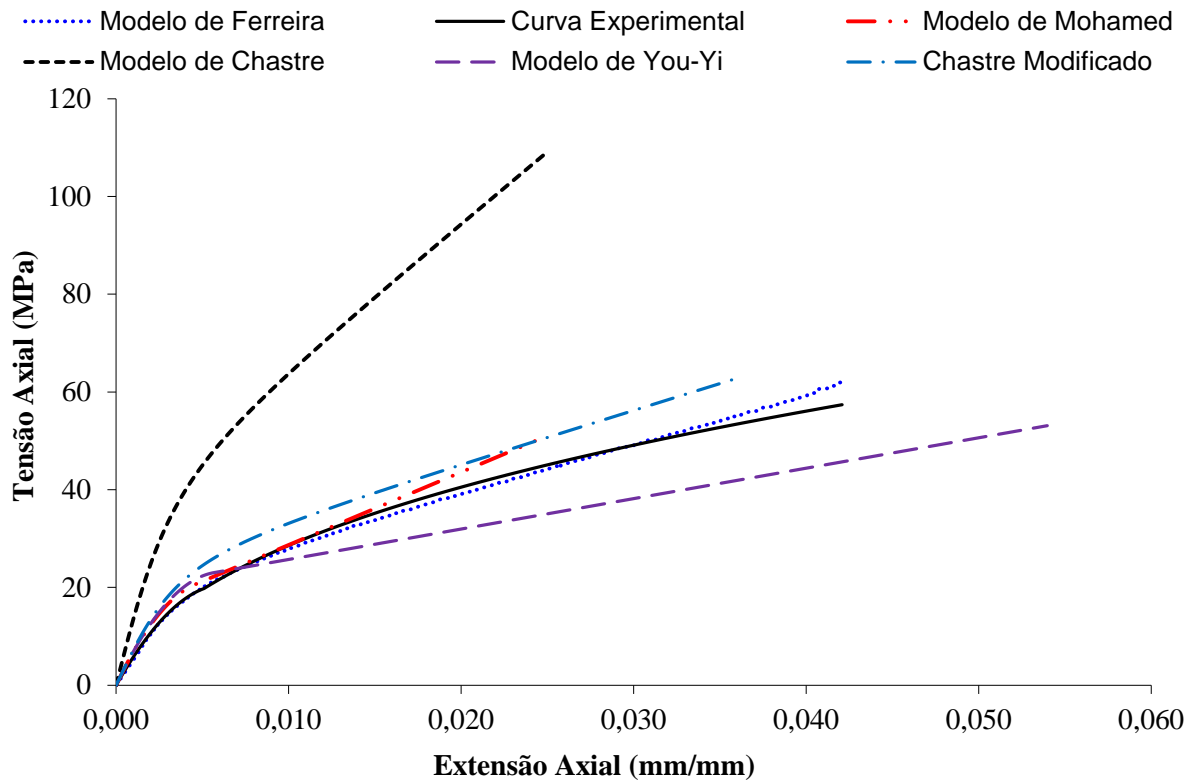


Figura 3.18 – Comparação das curvas analíticas e numérica com a curva experimental (W600S1L5)

Pela análise gráfica, pode verificar-se desde já que os modelos analíticos no 1º troço ascendente já não acompanham tão bem a curva experimental como acontecia para o provete confinado com 3 camadas de CFRP, e como seria de esperar o modelo de Chastre [2010] continua a apresentar igualmente uma curva muitíssimo mais rígida que a experimental. No que diz respeito ao 2º troço ascendente, os modelos apresentam igualmente mais dificuldade em conseguir acompanhar a curva experimental.

Com o modelo de Chastre [2010], os resultados apresentados ainda nos induzem mais erro que os alcançados para o caso anterior, fornecendo-nos um valor de tensão de rutura f'_{cc} cerca de 1,9 vezes superior ao obtido no ensaio, e prevendo igualmente uma extensão axial ϵ_{cc} inferior ao ensaio experimental.

Quanto ao modelo de Mohamed [2009] pode dizer-se que o modelo já não acompanha a curva experimental com o mesmo rigor que o fazia para o provete confinado com 3 camadas, continuando a ser um pouco conservador a nível de ganho de resistência e previsão do valor da extensão axial.

Relativamente ao modelo de You-Yi [2011], quando o confinamento é ativado, o andamento da curva continua a decair em relação à curva experimental, mas apesar de se comportar desta forma, e como alcança uma extensão axial cerca de 1,3 vezes superior, isto faz com que o modelo nos consiga prever um valor da tensão de rutura bastante próximo do experimental, embora em termos de ductilidade ele não preveja com grande rigor o comportamento dos provetes confinados com 5 camadas, principalmente no segundo troço, uma vez que o modelo é analisado através de curva linear e o comportamento dos elementos quando o confinamento é ativado é não linear.

Quanto ao modelo proposto por Ferreira [2007], pode dizer-se que continua a ser o modelo que melhor acompanha a curva experimental, estimando com bastante rigor tanto a tensão com a extensão de rutura.

Relativamente ao modelo de Chastre modificado, para este caso já não consegue acompanhar tão bem a curva experimental como no caso anterior, mas continua a fornecer-nos uma boa previsão da tensão de rutura f'_{cc} do betão confinado.

Concluída toda esta análise, todos os modelos têm um comportamento satisfatório, embora continue a destacar-se o modelo proposto por Ferreira [2007], como sendo o mais viável em termos de estimativa de tensão de rutura f'_{cc} e de extensão axial de rutura ϵ_{cc} .

3.4.3. Influência do número de camadas de CFRP na eficácia do confinamento

Para se avaliar a influência do número camadas de CFRP na eficácia do confinamento, na Figura 3.19 pode observar-se como um simples aumento de 3 para 5 camadas de CFRP, nos proporciona um aumento significativo de resistência e de ductilidade.

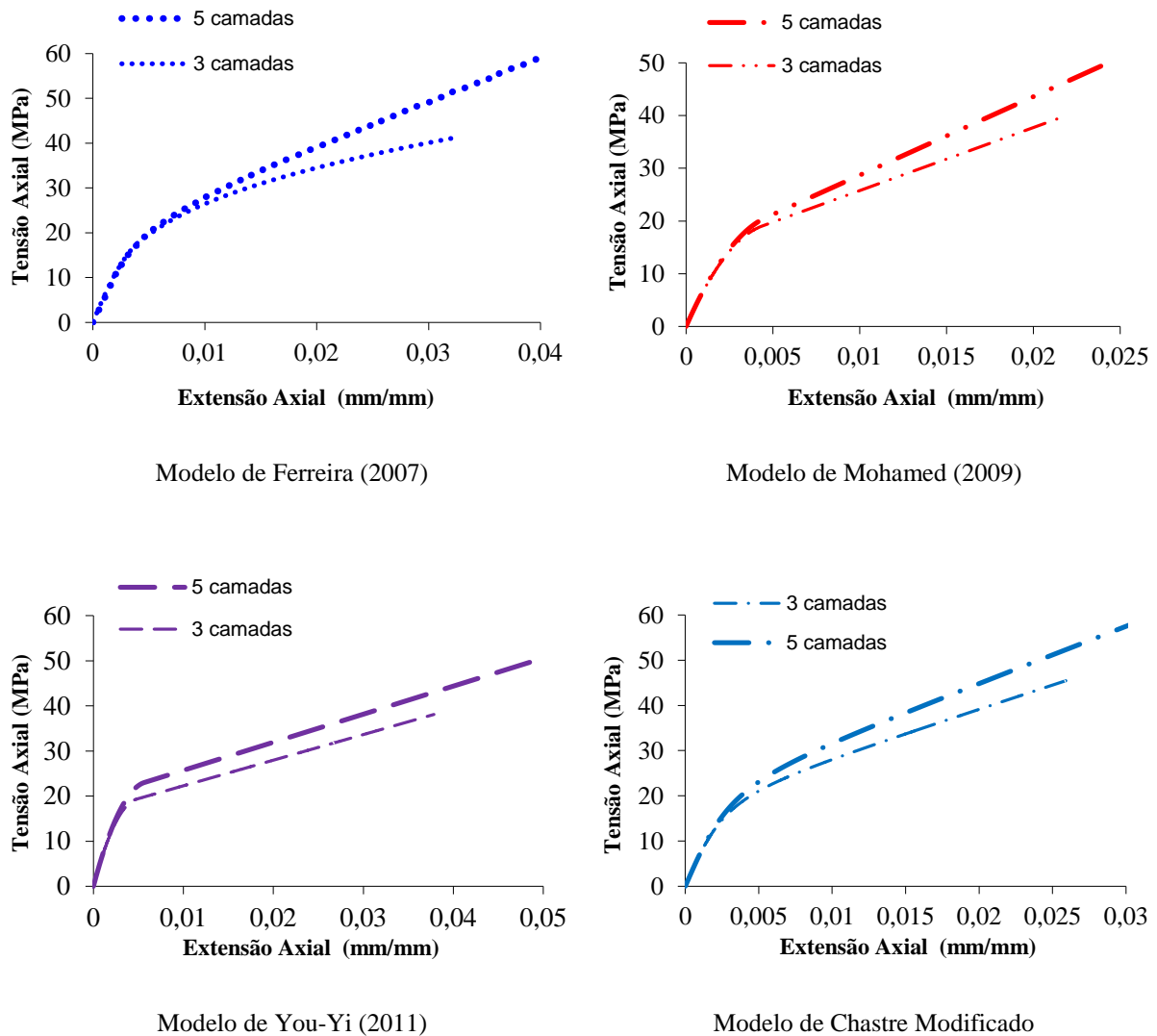


Figura 3.19 – Influência do número de camadas de CFRP na eficácia do confinamento

CAPÍTULO 4 – MODELO NUMÉRICO

4.1. INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas em betão armado confinado é uma área em franca expansão na última década, sendo hoje aplicadas com sucesso no domínio da reabilitação estrutural. Efetivamente, o dimensionamento deste tipo de estruturas requer a avaliação da contribuição do confinamento para o aumento da resistência mecânica e a sua interação com o betão armado. Contudo, por se tratar de uma área relativamente recente, não existem leis que traduzam de forma exata e global o comportamento mecânico destas estruturas. Na tentativa de descrever o seu comportamento, diferentes modelos analíticos têm sido propostos, os quais têm por base ensaios experimentais em estruturas modelo. Todavia, a extrapolação destas leis a outros modelos não é possível, conforme ficou demonstrado pelo estudo apresentado no capítulo anterior. Por outro lado, as ferramentas numéricas, como o método de elementos finitos, já estão bem estabelecidas na análise deste tipo de problemas. Estes permitem analisar com grande detalhe uma multiplicidade de problemas de elevada complexidade. Assim, ao longo deste capítulo, procurou-se desenvolver um modelo em elementos finitos que reproduzi-se o comportamento do modelo real de um cilindro em betão armado totalmente confinado. Para este efeito, foi usado o programa comercial de elementos finitos Ansys® v.14 existente na escola.

4.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O desenvolvimento do modelo numérico iniciou-se com a construção em SolidWorks® da geometria de um cilindro em betão armado totalmente confinado, semelhante ao modelo de teste usado nos ensaios experimentais de Ferreira [2007], o qual pode ser observado na Figura 4.1 a). O cilindro em betão possui 200 mm de diâmetro e 600 mm de altura. A armadura em Aço é constituída por 9 estribos de diâmetro 6 mm e 4 varões de diâmetro 8 mm, sendo os diferentes elementos ligados por soldadura. Por forma a reduzir o esforço e o tempo de cálculo e dadas as condições de simetria geométrica, de carregamento e apoio, foi usado na simulação numérica um oitavo deste modelo, Figura 4.1 b).

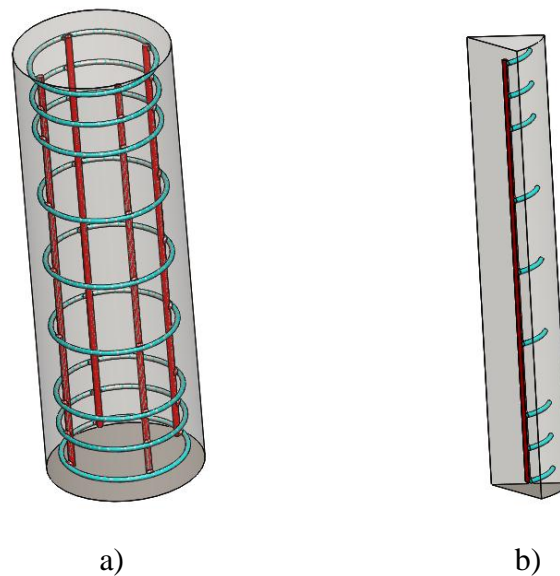


Figura 4.1 – Modelo geométrico da estrutura em betão armado confinado usado na simulação.

O modelo geométrico é integrado no programa de elementos finitos Ansys[®], módulo Workbench, para simulação do carregamento à compressão monotónica de um oitavo do cilindro. Para concretizar este objetivo foi necessário incluir uma descrição do comportamento mecânico dos materiais intervenientes no modelo numérico, nomeadamente: betão, os aços da armadura e confinamento em fibra de carbono (CFRP). Este comportamento é geralmente designado de modelo constitutivo do material, o qual estabelece a relação física entre a tensão e a extensão ou deformação do material. Neste caso, devido ao aço e a manta em fibra de carbono apresentarem tensões de cedência muito superiores ao do betão, cerca de 20 vezes, foi considerado que estes possuíam um comportamento perfeitamente elástico. Quanto ao betão, este apresenta para a região plástica um gradiente tensão/deformação negativa, designado de amaciamento, o qual não é permitida pelo programa de elementos finitos. Este constrangimento veio limitar a análise do comportamento do modelo ao valor da tensão máxima. Como o programa de simulação não admite curvas elasto-plásticas distintas para os estados de tração e compressão, foi considerado que o betão apresentava um comportamento homogéneo e isotrópico, sendo, portanto, desprezado o mecanismo de fendilhação, típico da região plástica, e a diferença de comportamento entre tração e compressão. Tais considerações obrigaram à recalibração da curva experimental tensão-extensão obtida no estudo realizado por Ferreira [2007]. Assim, por forma a reproduzir o comportamento do betão a uma carga de compressão monotónica foi realizada uma análise em elementos finitos do modelo de betão simples.

4.2.1. Modelo de betão simples

Este modelo é definido por um oitavo do cilindro e possui como condições de fronteiras, um apoio sem atrito na face inferior e deslocamento nulo no eixo do cilindro nas direções ortogonais, sendo as condições de simetria definidas por apoios sem atrito das duas faces laterais, Figura 4.2. Na face superior é aplicado a pressão de compressão, $\sigma = 13,8MPa$, equivalente à tensão máxima de resistência à compressão de um betão $C_{16/20}$ obtido em ensaios experimentais, Ferreira [2007].

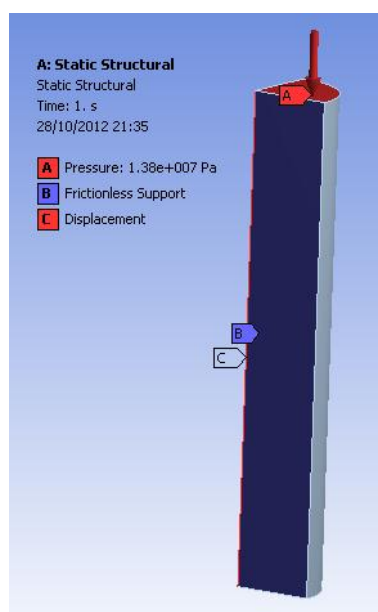


Figura 4.2 – Modelo betão simples com as condições de fronteira, de simetria e de carregamento.

A simulação numérica é realizada considerando a não linearidade do material quando é excedido o limite elástico. Com efeito, para o regime plástico verifica-se uma alteração significativa na rigidez do material, a qual deixa de apresentar uma relação linear entre as forças e os deslocamentos. Nestes casos é necessário recorrer a técnicas numéricas para a resolução do problema, as quais são baseadas em procedimentos incrementais e iterativos. Estes são submetidos a critérios de convergência que indicam, para um dado ponto, quando o estado de equilíbrio é atingido. O método de Newton-Raphson é normalmente utilizado para a resolução deste tipo de problemas. Este método segue o procedimento que pode ser descrito com base na Figura 4.3.

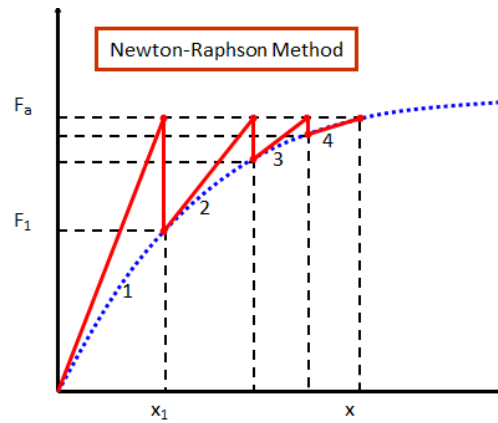


Figura 4.3 – Procedimento incremental-iterativo para análise do comportamento não-linear.

No Método de Newton-Raphson a carga total F_a é aplicada na iteração 1, sendo o deslocamento igual a X_1 . A partir dos deslocamentos, a força interna F_1 pode ser calculada. Se F_a for diferente de F_1 , então o sistema não está em equilíbrio. Uma nova matriz de rigidez (inclinação da linha a vermelho) é calculada com base nas novas condições. Da diferença $F_a - F_1$ são determinadas as forças residuais. Estas forças residuais devem ser "pequenas" o suficiente para que se atinja a solução de convergência, sendo para este estudo definida como limite 0,5% da força F_a . O processo é repetido até se verificar a igualdade entre a força aplicada F_a e a força interna F_i . Neste exemplo, o sistema alcança o equilíbrio após quatro iterações, obtendo-se convergência da força.

Na Figura 4.4 apresenta-se a malha de elementos finitos gerada automaticamente pelo programa. O domínio do modelo de betão simples foi discretizado em 1596 elementos SOLID 186- Ansys®.

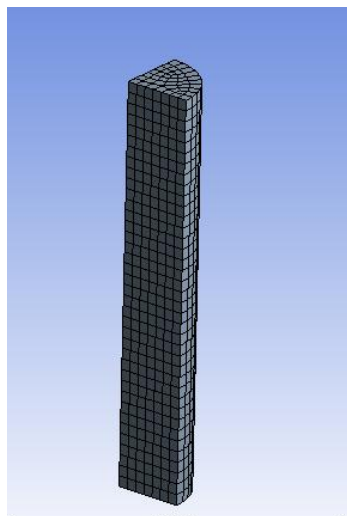


Figura 4.4 – Malha de elementos finitos usado na modelação do comportamento de um cilindro de betão simples

Nesta simulação foi estabelecido um carregamento incremental dividido em 100 intervalos iguais. Na Figura 4.5 apresenta-se a convergência da força ao longo de 120 iterações.

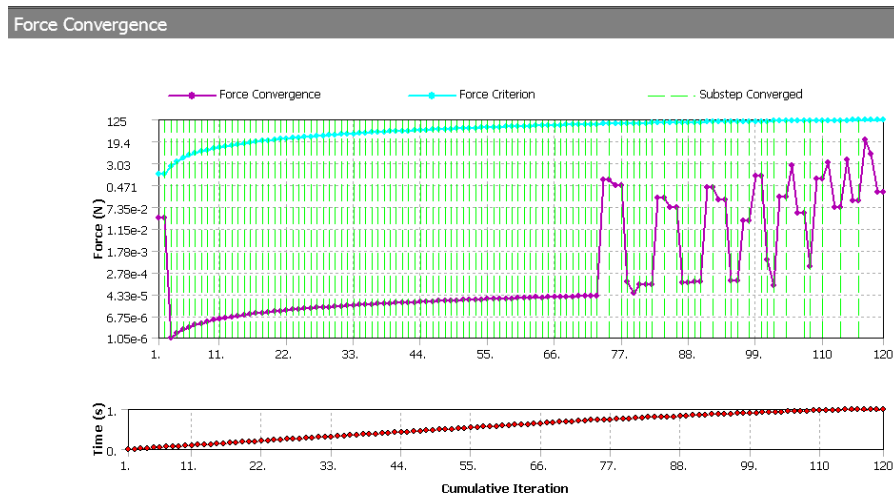


Figura 4.5 – Representação da convergência da força através do método de Newton-Raphson.

Como primeira aproximação, foi introduzida no programa de elementos finitos a curva tensão-extensão experimental do cilindro em betão. Esta foi posteriormente ajustada de modo a se obter um comportamento próximo da medição experimental. Na Figura 4.6 apresentam-se as curvas tensão-extensão numérica e experimental para o cilindro em betão simples. A sua análise revela que existe uma boa concordância entre os dois resultados, permitindo validar o modelo de elementos finitos.

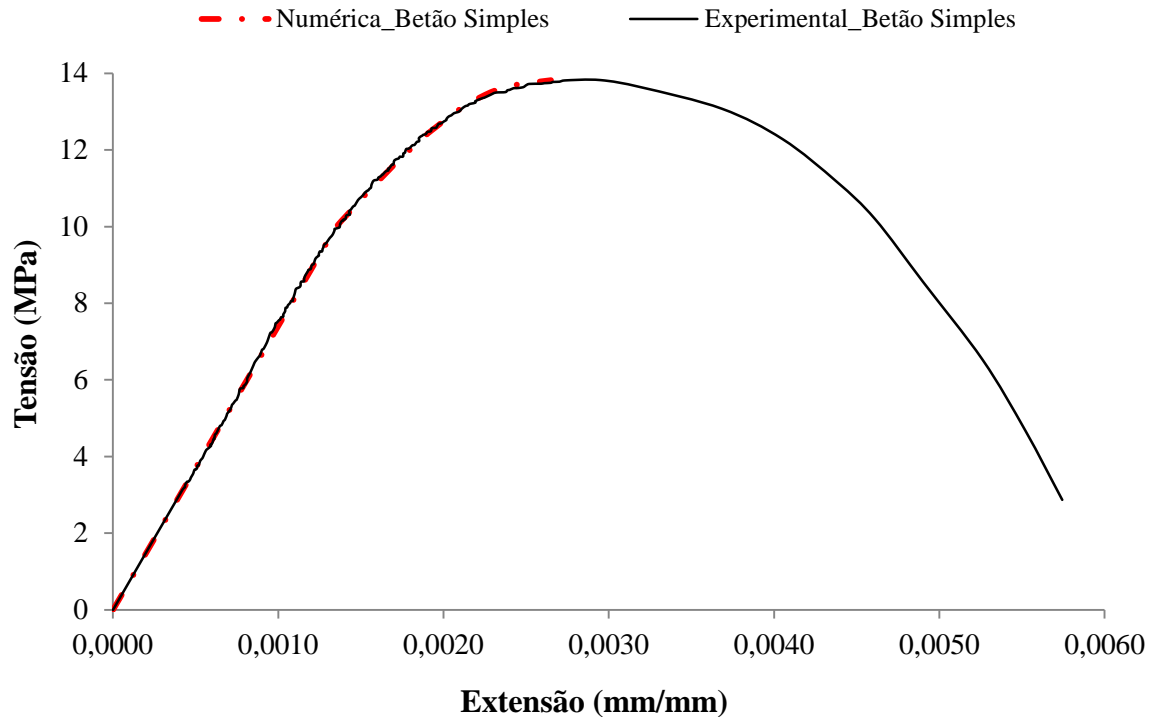


Figura 4.6 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro em betão simples

4.2.2. Modelo de betão armado

O modelo de betão armado foi criado através da introdução da armação em aço no modelo de betão simples. As superfícies em contacto entre os dois materiais foram modeladas como coladas (bonded), isto significa que não há separação nem escorregamento entre as superfícies. As condições de fronteira e simetria são as mesmas descritas no modelo de betão simples. A simulação numérica permitiu extrair a curva tensão-extensão e que se compara com a curva experimental na Figura 4.7. Apesar do nível da tensão de rotura à compressão serem semelhantes nos dois casos, cerca de 15MPa, verifica-se que a curva obtida por via numérica apresenta um comportamento mais rígido. Este resultado poderá ser explicado pelo facto do modelo em betão armado apresentar fenómenos que no modelo numérico não se consegue reproduzir, como são os casos da fendilhação do betão e do descolamento do betão de recobrimento, fenómenos observados durante o ensaios experimentais Ferreira [2007], Figura 4.8. O betão de recobrimento não se encontra confinado pelos estribos de aço e, por isso, está sujeito a esforços de tração, apresentando uma resistência mecânica inferior. Daqui resulta uma redução da secção transversal efetiva do cilindro e a conseqüente redução da rigidez observada no ensaio experimental.

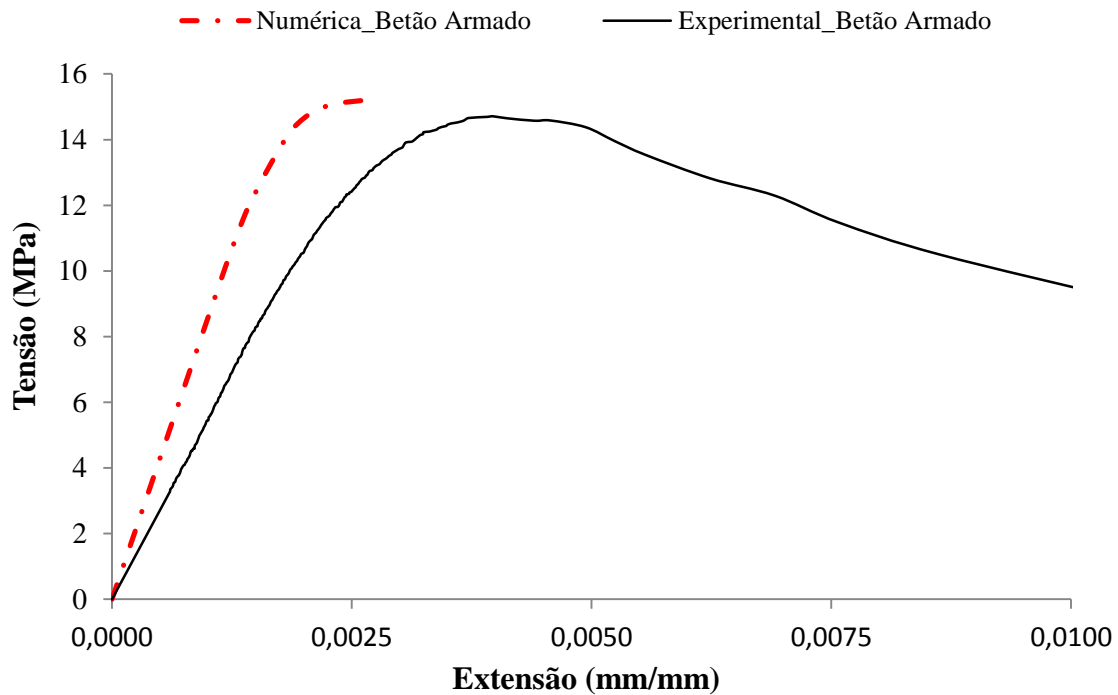


Figura 4.7 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro de betão armado



Figura 4.8 – Fenómeno de fendilhação e descolamento do betão de recobrimento, observados durante o ensaio dos cilindros de betão armado.

Assim, por forma a reproduzir a diferença de comportamento do betão, estado de compressão no interior dos estribos e estado de tração no exterior, o cilindro de betão foi dividido em duas

regiões, sendo as propriedades mecânicas na região exterior definidas como inferiores ao do betão simples. Na figura 4.9 apresenta-se o modelo de elementos finitos usado neste estudo, sendo definido por 10913 elementos SOLID 186. Na face superior do cilindro foi adicionado um elemento rígido de modo a permitir aplicar a pressão em toda a superfície e, simultaneamente, garantir que esta apresenta um deslocamento uniforme.

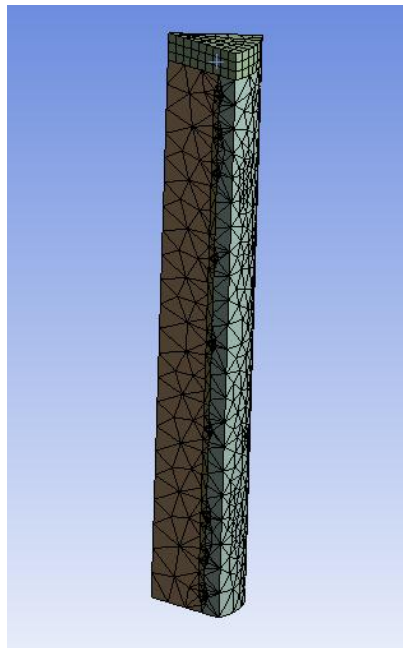


Figura 4.9 – Malha de elementos finitos usado na modelação do comportamento de um cilindro de betão armado.

Na Tabela 4.1 é apresentado um resumo das propriedades elásticas usadas na modelação do cilindro de betão armado, sendo que o módulo de elasticidade do betão-exterior foi definido por um processo iterativo de ajuste das curvas tensão-extensão.

Tabela 4.1 – Propriedades elásticas dos materiais usados na modelação do betão armado

PROPRIEDADES ELÁSTICAS DOS MATERIAIS				
	Betão-Interior	Betão-exterior	Estribos	Varões
Módulo de Young	7.4GPa	2GPa	210GPa	210GPa
Coefficiente de Poisson	0.3	0.3	0.3	0.3

Tal como esperado, a diminuição do módulo de elasticidade do betão na região exterior ao estribo conduziu à redução da rigidez do modelo numérico, observando-se, agora, um comportamento mais próximo do ensaio experimental, Figura 4.10.

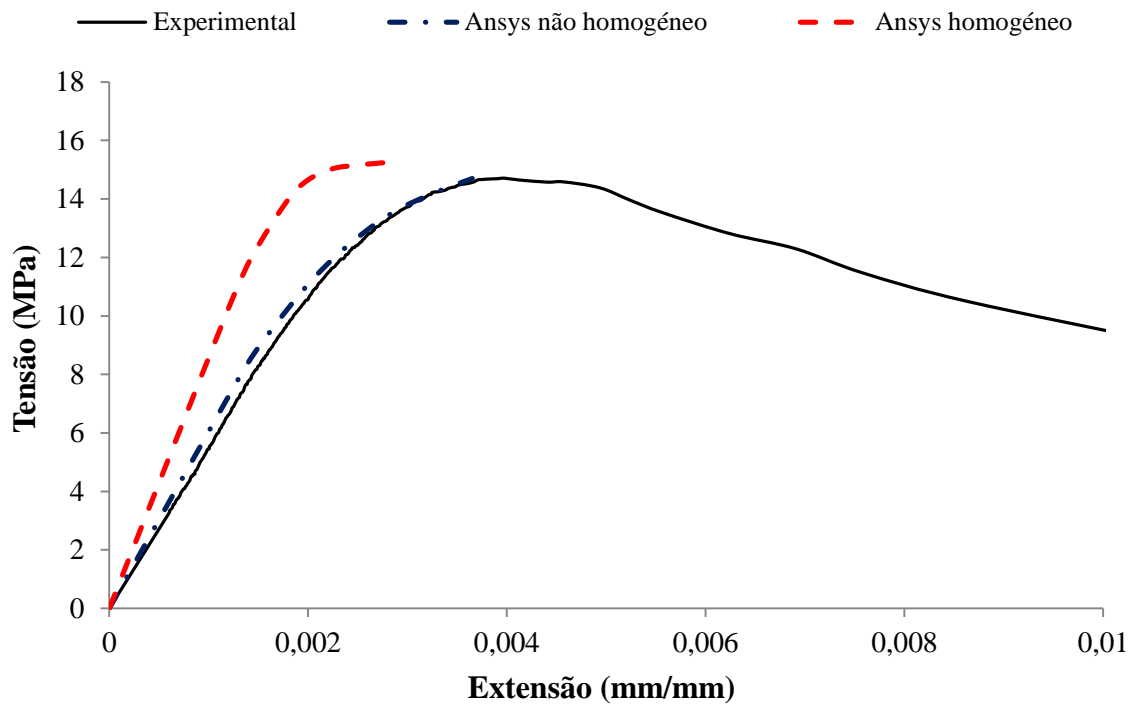


Figura 4.10 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro de betão armado com diferentes módulos de elasticidade do betão

4.2.3. Modelo de betão armado totalmente confinado (3 camadas)

A construção do modelo numérico de betão armado totalmente confinado teve por base o modelo anterior, ao qual foi acrescentado o confinamento, que neste caso é formado por três camadas de manta em fibra de carbono (CFRP). A manta com espessura de $0,113\text{mm}$ é composta por fibras de carbono alinhadas em duas direções ortogonais embebidas em resina epóxi, possuindo, por esta razão, um comportamento ortotrópico. Contudo, dado que as fibras foram orientadas na direção longitudinal e circunferencial do cilindro e pelo facto da expansão do cilindro produzido pelo carregamento monotónico resulta, principalmente, na solicitação na direção tangencial, é possível simplificar o problema ao assumir que o confinamento possui comportamento linear elástico e isotrópico. Este facto traz ganhos significativos no tempo de cálculo do problema. Porém, esta abordagem obriga a adaptação da rigidez do confinamento, a qual é realizada por ajuste do módulo de Young da manta em

fibra de carbono. Este foi realizado através de um processo iterativo, procurando reproduzir a curva tensão-extensão obtida em ensaio experimental. Assim, para um módulo de Young de 90GPa do confinamento obteve-se a curva representada na Figura 4.11. Comparando as curvas obtidas no modelo numérico e no ensaio experimental, verifica-se que, globalmente, existe uma boa concordância. Todavia, observam-se para a região de elevadas deformações desvios na curva obtida por elementos finitos, possivelmente devido à simplificação das propriedades mecânicas consideradas para o confinamento e pelo facto do modelo numérico não considerar o fenómeno de fendilhação do betão.

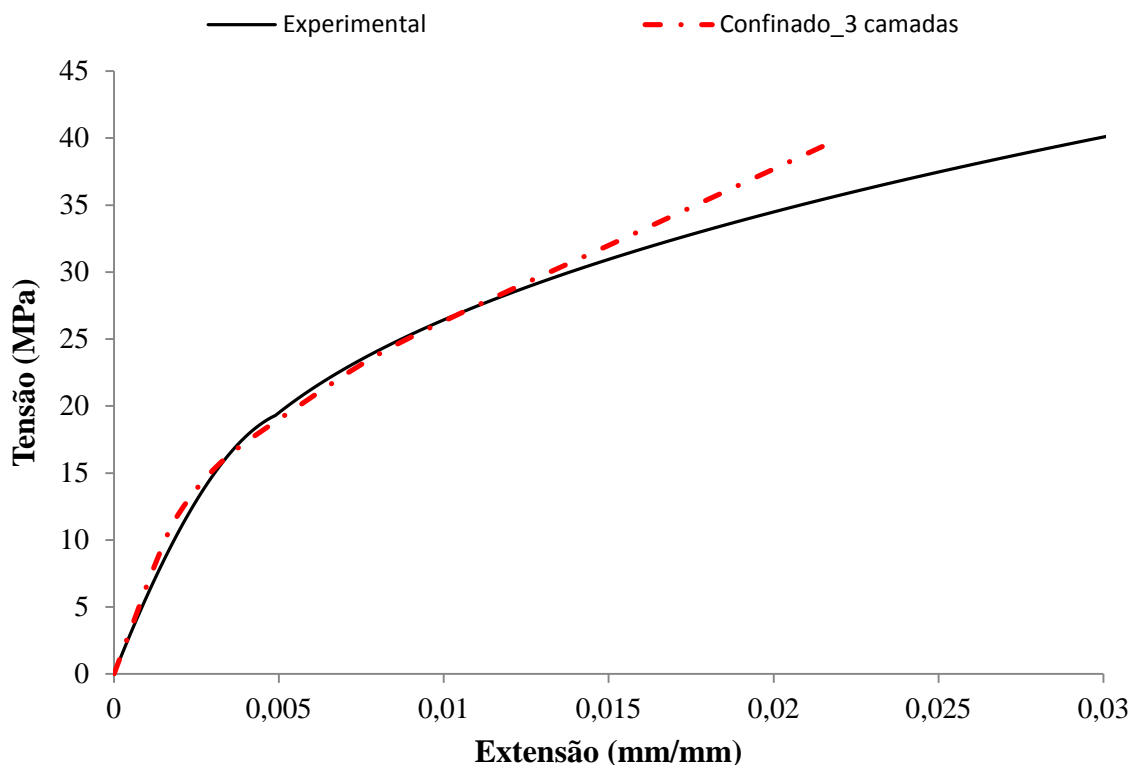


Figura 4.11 – Curva tensão-extensão numérica e experimental para um cilindro de betão armado totalmente confinado com 3 camadas de CFRP

4.2.4. Modelo de betão armado totalmente confinado (5 camadas)

À semelhança do estudo anterior, foi construído um modelo em betão armado com o confinamento de 5 camadas de CFRP. As propriedades mecânicas dos materiais aqui adaptadas são as mesmas que foram definidas para o modelo anterior. Na Figura 4.12 são comparadas as curvas tensão-extensão obtidas por simulação numérica e por via experimental. Esta revela que até à carga de 40 MPa, a curva do modelo numérico apresenta

um comportamento próximo do ensaio experimental. Contudo, verifica-se que a tensão de rotura é substancialmente superior no ensaio experimental, cerca de 57 MPa. Esta é justificada pela dificuldade de convergência registada na simulação numérica.

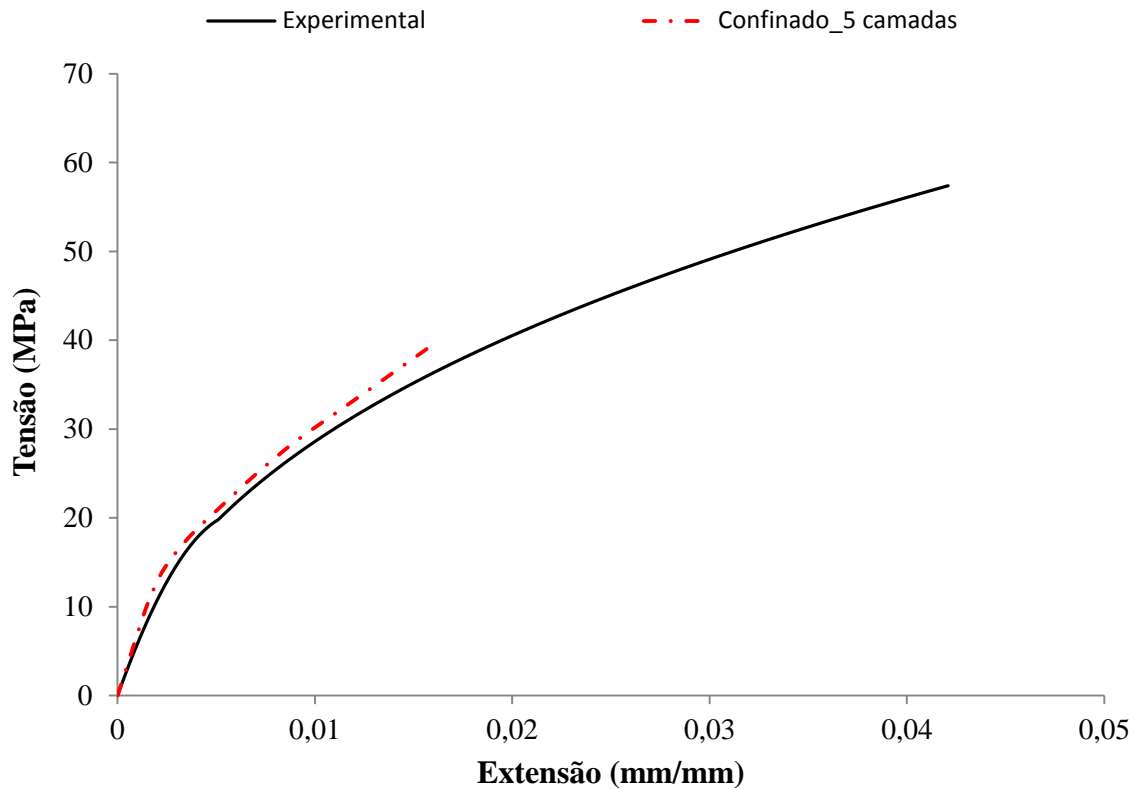


Figura 4.12 – Curva tensão-deformação numérica e experimental para um cilindro de betão armado totalmente confinado com 5 camadas de CFRP

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÃO

5.1. CONCLUSÕES

A primeira fase do trabalho consistiu em realizar uma pesquisa bibliográfica na área dos modelos analíticos para prever o desempenho de pilares betão armado, de secção circular, reforçados totalmente com manta de CFRP e sujeitos a compressão axial monotónica. O principal objetivo desta fase foi selecionar 4 modelos analíticos de confinamento recentes disponíveis na bibliografia, e validá-los com os resultados experimentais de Ferreira [2007].

Como principais conclusões são de salientar as seguintes:

- Através da aplicação dos 4 modelos analíticos e validando-os com os ensaios experimentais, conclui-se que todos os modelos prevêem com bastante rigor o comportamento do betão não confinado. Quanto ao segundo troço ascendente os modelos apresentam um comportamento satisfatório, destacando-se o modelo proposto por Ferreira [2007] como o mais preciso uma vez que o modelo foi calibrado para os resultados experimentais do próprio autor;
- A nível de tensão de rutura, f'_{cc} e de extensão axial de rutura ε_{cc} os modelos que melhor se aproximam dos dados experimentais são o de Ferreira [2007] e o de Chastre Modificado;
- O que se pode realçar de importante no modelo de You-Yi [2011] é o seu alargamento a pilares de secção retangular, porque quanto à previsão do comportamento do betão confinado, este é o modelo que diverge mais dos resultados experimentais. Este comportamento deve-se aos autores terem decidido adotar um modelo matemático simples que compreende-se uma parábola no primeiro troço e uma linha reta no segundo;
- Quanto ao modelo de Mohamed [2009] conclui-se que é o modelo mais conservador, tanto para 3 como 5 camadas, pois apresenta valores de tensão de rutura f'_{cc} e de extensão de rutura ε_{cc} muito inferiores aos obtidos experimentalmente;

- Relativamente ao modelo proposto por Chastre [2010], verificou-se que o modelo apresenta um comportamento muito mais rígido que o ensaio experimental;
- Comparando as curvas tensão-extensão apresentadas na Figura 3.19, conclui-se que basta aumentar o número de camadas de CFRP de 3 para 5, para a capacidade resistente e a ductilidade dos pilares de betão armado aumentar.

Na segunda fase deste trabalho foi proposto o desenvolvimento de um modelo numérico num programa de elementos finitos, em que o objetivo foi criar um modelo capaz de prever o desempenho de pilares betão armado, de secção circular, reforçados totalmente com manta de CFRP e sujeitos a compressão axial monotónica.

Com o desenvolvimento do modelo numérico tiram-se as seguintes conclusões:

- Apesar das limitações que o programa apresenta, o modelo numérico proposto permitiu obter os resultados bastante razoáveis;
- A utilização de uma simulação numérica, além de proporcionar alguma garantia e segurança nos resultados, possibilita a realização de uma análise rápida e menos dispendiosa, sem a necessidade de envolver mão-de-obra qualificada para a realização de uma análise experimental;
- Minimiza a necessidade de aquisição de material para este fim, sendo necessárias somente as propriedades mecânicas dos vários materiais envolventes, tornando assim o método menos trabalhoso e dispendioso.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para posteriores estudos, são apresentadas algumas sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Pesquisa de modelos analíticos capazes de prever o desempenho de pilares parcialmente confinados com CFRP, e aplicáveis a pilares de secção retangular, You-Yi [2011], uma vez que no presente trabalho os modelos estudados só se aplicam a pilares totalmente confinados de secção circular;
- Relativamente à análise numérica, é necessário desenvolver um modelo mais complexo que o desenvolvido neste trabalho, um modelo em elementos finitos funcional e representativo do comportamento integral desta estrutura, capaz simular diferentes condições de confinamento com manta de CFRP. Para que estes objetivos sejam atingidos, o modelo poderá ser desenvolvido num programa de elementos finitos mais sofisticado tipo o Diana®.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, J., Juarez, H., Ortega, R., Inglesias, J., (1989), “*The México Earthquake of September 19, 1985, Statistics of Damage and Retrofitting techniques in Reinforced concrete Buildings Affected by 1985 Earthquake*”. Earthquake Spectra, V.5,Nº1, Feb.

Aslani, F., and Goel, S.C. (1991), “*Stitch Spacing and Local Buckling in Seismic-Resistant Double-Angle Braces*”. ASCE J. Struct. Eng., Vol. 117, No. 8, pp. 2442-2463.

A&C (2008). “*Reforço Sísmico*”, Especial Reabilitação 2008 – arte&construção.

Badoux, M. and Jirsa, J.O. (1990), “*Steel Bracing of RC Frame for Seismic Retrofitting,*” Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 1, pp. 55-74.

Banthia, N.; Bisby, L.; Cheng, R.; El-Hacha, R.; Hutchinson, R.; Mufty, A.; Neale, K.W.; Newhook, J.; Soucki, K., Wegner, L., (2006), “*Durability of FRP Composites for Construction*”, Prepared by ISIS Canada – Department of Civil Engineering Queen’s University, March.

Barros, J. (2006), “*Fiber Reinforced Polymer (FRP) Materials for the Structural Strengthening*”. Guimarães: Departamento de Engenharia Civil - Universidade do Minho.

Beber, A. J., (2003). “*Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono*”. Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 317p. Tese de doutorado em engenharia.

Beber, A. J.; Filhos, A. C. Campagnolo, J. L., (1999), “*Flexural Strengthening RC Beams with CFRP Sheets*”. Structural Faults and REPAR-99, Brazil.

Bresson, J., (1972), “*Reinforcement par Collage d’Armatures du Passage Inferieur du CD 126 sous l’Autoroute du Sud*”, *Annales de l’Institute du Batiment et des Travaux Publics*, Supplement nº 297, Concrete and Reinforcement Series Nº 122, pp. 3-24.

Chastre, Carlos (2005), “*Reforço de elementos estruturais de betão armado para as Acções Sísmicas*”, Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa.

Chastre, C., Silva, M.A.G., (2010), “*Monotonic axial behavior and modelling of RC circular columns confined with CFRP*”, Department of Civil Engineering, FCT/UNIC, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

Coelho, Filipe, (2010), “*Reforço Sísmico de Pontes com FRP’s*”, Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Aveiro.

Delgado, Pedro (2009), “*Avaliação de Segurança Sísmica de Pontes*”, FEUP.

De Luca, Luis César, (2006), “*Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibras de Carbono: Avaliação dos Critérios de Projeto*”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

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

Ersoy, U., (1998), *Seismic rehabilitation - Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering: Repair & Strengthening of Existing Buildings* – Istanbul.

Fardis, M.N., (1998), *Seismic assessment and retrofit of RC structures* - Bisch, Ph.; Labbé, P.; Pecker, A. (eds.), 11th ECEE, Paris, France, Invited lecture, ISBN 90 5809 027 2, A.A. Balkema, Rotterdam, 6th-11th.

Fahmy, Mohamed F.M., Wu, Z., (2009), “*Evaluation and proposing models of circular concrete columns confined with different FRP composites*”, Department of Urban and Civil Eng., Ibaraki University, Japan.

Ferreira, Débora e Barros, Joaquim (2007), “*Comportamento de elementos de pilar confinados com CFRP e submetidos a compressão monotónica*”, relatório técnico, Março, pp. 294. (<http://www.civil.uminho.pt/composites>).

Ferreira, Débora (2007). “*Confinamento de Elementos de Pilar de Betão de Secção Circular com Manta de CFRP – Investigação Experimental e Analítica*”. Tese de Doutoramento para obtenção de Grau de Doutor em Engenharia Civil, conhecimento em Estruturas – Universidade do Minho.

fib-bulletin-1. Structural Concrete, (2000), *Textbook on behavior, design and performance*, Updated knowledge of the CEB/FIB Model Code 1990. Introduction – Design Process – Materials, Vol. 1.

Fonseca, Maria (2008), “*Desempenho de materiais compósitos*”, Qualidade da construção, Plano de Investigação Programada – LNEC 2005-2008

Grilo, I; Branco, F. G.; Júlio, E., (2011), “*FRP e Resistência ao Fogo – Avaliação de desempenho de soluções de proteção face a Ação Térmica para sistemas de Reforços com FRP*”.

Grilo, I., (2010), “*Protecção ao Fogo de Elementos Reforçados com FRP*”, Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, 2010.

New York city building code (2008), “*Fire-Resistance-Rated Construction*”, Chapter 7.

Hollaway, L. C.; Leeming, M. B., (1999), “*Strengthening of reinforced concrete structures using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering*”. 1ed. Cambridge: Woodhead Publishing, 327p.

Hollaway, L.C., (2010), “*A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties*”, University of Surrey, Guildford, Surrey, UK.

Júlio, Eduardo (2001), “*A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado*”, Tese apresentada na Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais.

Juvandes, L., (2002), “*Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*”. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6.

Juvandes, L. F. P.; Marques, A. T.; Figueiras, J. A., (1996), “*Materiais compósitos no reforço de estruturas de betão*”. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Juvandes, L. F. P., Figueiras, J. A., (2000), “*Questões sobre o Controlo e a Garantia de Qualidade dum Projecto de Reforço com Sistemas de CFRP*”. REPAR 2000, LNEC, Lisboa, 14-17 Junho.

Juvandes, L., (2006), “*Materiais Reforçados com Fibras na Construção civil*”, Workshop de Materiais – AveiroDomus – Casa do Futuro, 15 de Março.

Juvandes, L. F. P., (1999), “*Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão usando Materiais compósitos de CFRP*”, Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Setembro.

Juvandes, L. F. P., (2011), “*Aplicação de Compósitos FRP no Reforço de Estruturas*”, 1^{as} Jornadas de materiais na construção.

Karbhari, V.M, Chin, J.W., Hunston, D., Benmokrane, B., Juska, T., Morgan, R., Lesko, J.J., Sorathia, U. and Reynaud, D., (2003), “*Durability gap analysis for fiber reinforced composites in civil infrastructures*”, Journal of Composites for Construction, 7(3): 238-247.

Kim, H., Lee, K.H., Lee, Y.H., Lee, J., (2009), “*Axial behavior of concrete-filled carbon fiber-reinforced polymer composite columns*”, Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University, Yongin, Korea.

Martinez-Romero, E., (1993), “*Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures*”. Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, pp. 581-626.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. e Park, R. (1988). “*Theoretical stress-strain model for confined concrete.*” Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(8), pp. 1804-1826

Meier, Urs, (1997), “*Repair using advanced composites*”, In: International Conference on Composite Construction – Conventional and Innovate, Innsbruck. Conference report...Zurich: IABSE: ETH_Hönggerberb, p.113-124.

Meneghel, J. M. (2005), “*Análise Experimental da Aderência entre o Concreto e Compósitos com Tecido de Fibras de Carbono*”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, 203 p.

Mosalam K.M., Talaat M., and Binici B. (2007). “*A computational model for reinforced concrete members confined with fiber reinforced polymer lamina Implementation and experimental validation*”, *Composites-Part B: Engineering*, 38, 593-613.

NP EN 1504 (2006), *Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade*. European Standard, CEN, Brussels. (versão portuguesa)

NP EN 1992-1-1 (2010), Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, CT 115 (LNEC), Março.

Oprișan, Gabriel, Țăranu, N., MUNTEANU, Vlad and Ențuc, Iona, (2010), “*Application of Modern Polymeric composite Materials in Industrial Construction*”. Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași – Tomul LVI (LX), Fasc. 3.

Pinho, R., (2000), *Selective retrofitting of RC structures in seismic areas*, PhD Thesis, Imperial College, London, U.K.

Reis, Lília (2001), “*Sobre a Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado*”. Dissertação em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Ripper, T., 1999, “*Plásticos Armados com Fibras: uma Solução para o Reforço de Estruturas*”, Seminário de Reforço de Estruturas com Fibras de Carbono, FEUP, Outubro, 12pp.

Rodriguez, M., Park, M., (1991), “*Repair and Strengthening of reinforced concrete Buildings for Earthquake Resistence*”, *Earthquake Spectra*, V.7,Nº3, Aug.

Rodrigues, C. C. (2005), “*Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado com Sistemas Compósitos de FRP*”. Publicação UNIC DTC6.

Roque, João (2012), *Apontamentos das aulas teóricas de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*, Aula 14 – Sistemas de proteção e controle de vibrações, ESTIG – Instituto Politécnico de Bragança.

Santos, António Maria A, (1993), "A Fábrica de Moagem do Caramujo (1897-1898). Novos dados sobre a introdução do betão armado em Portugal", *Jornadas de Estudo sobre Almada*, pp.43-48.

Santos, Tito (2008), "*Estratégias para Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*", Tese de Mestrado em Projecto de Estruturas e Geotecnia, Universidade do Minho.

Santos, T. S. P. (2007). "*Reforço Sísmico de Pontes*", Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Saraiva, João (2007), "*Técnicas de Protecção e Reparação de Estruturas de Betão Armado*". Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa.

Saraiva, J., Appleton, J., (2006), "*Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 – parte 3*", 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.

Setunge, Sujeeva; Kumar, A.; Nezamian, A.; Silva, S.; Carse, A.; Spathoris, J.; Chandler, L.; Gilbert, D.; Johnson, B.; Jeary, A.; Pham, L., (2002), "*Review of Strengthening Techniques using externally bonded Fiber Reinforced Polymer Composites*". Decision support tools for Concrete Infrastructure Rehabilitation – CRC Construction Innovation.

Silva, Erick (2006), "*Técnicas de Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado*". Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo.

Sousa, Álvaro (2008), "*Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*". Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos de grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas. FEUP, Porto.

Sugano, S., (1981), "*Seismic Strengthening of Existing Reinforced concrete Buildings in Japan*". Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Vol 14, No 4.

Taly, Narendra (1998), "*Design of modern highway bridges*". McGraw-Hill, New York.

Teng, J.G., Lam, L., Chen, J.F., Dai, J.G. and Yu, T., (2009), “FRP Composites in Structures: Some Recent Research”, The Second Official International Conference of International Institute for FRP in Construction for Asia-Pacific Region.

Tong, L., White, J.R, (1996), “Photo-oxydation of thermoplastics in bending and in uniaxial compression”. *Polymer Degradation and Stability*, 53: 381-396.

Wei, You-Yi., Wu, Yu-Fei, (2011), “Unified stress–strain model of concrete for FRP-confined columns”, Department of Building and Construction, City University of Hong Kong, Tat Chee Ave., Hong Kong.

Zhu Z., Ahmadb I. andMirmirana A. (2006). “Fiber element modeling for seismic performance of bridge columns made of concrete-filled FRP tubes”, *Engineering Structures*, 28, 2023–2035.