

Modelação Numérica do Comportamento do Betão Confinado

Jorge Miguel Verga Matias

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Prof. Eduardo Nuno Brito Santos Júlio

Orientador: Prof. Nuno Miguel Rosa Pereira Silvestre

Júri

Presidente: Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Orientador: Prof. Eduardo Nuno Brito Santos Júlio

Vogais: Prof. António José da Silva Costa

Junho de 2016

(Página deixada em branco)

Agradecimentos

Na realização desta dissertação tive o apoio de várias pessoas, que direta ou indiretamente contribuíram para que fosse uma realidade.

Ao Prof. Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, pela orientação, disponibilidade, entusiasmo e interesse com o qual acompanhou a dissertação.

Ao Prof. Nuno Miguel Rosa Pereira Silvestre, pela sua co-orientação e contribuição no resultado final deste trabalho.

Ao António Pedro Carones Duarte, pela sua disponibilidade, apoio e acompanhamento da dissertação, contribuindo com pequenas ideias que ajudaram a desenvolver e enquadrar a presente dissertação na sua investigação.

Ao Sérgio Carneiro Henriques, pela sua disponibilidade e partilha da experiência laboratorial anterior.

Aos meus amigos e colegas, pela amizade, apoio e momentos passados, que foram imprescindíveis pela sua contribuição na experiência académica ao longo destes anos.

Aos meus pais, por todo o apoio, carinho e compreensão ao longo de toda a minha vida, que foram essenciais na construção do meu presente e futuro.

(Esta página foi propositadamente deixada em branco)

Resumo

A presente dissertação incide na modelação numérica do comportamento do betão confinado. São estudados os casos do betão confinado em colunas mistas circulares aço-betão e colunas reforçadas por encamisamento híbrido com mantas de FRP, sujeitos à compressão uniaxial.

Foram desenvolvidos modelos de elementos finitos utilizando o programa de cálculo automático ABAQUS, propondo um método de modelação para o betão confinado que foi depois adotado para os dois tipos de confinamento.

Para o primeiro caso de estudo, foram utilizados ensaios laboratoriais e modelos numéricos existentes para calibrar o modelo proposto. Realizou-se depois o refinamento do modelo considerando condições de fronteira variáveis e efeitos de excentricidade de carga. Concluiu-se que o modelo proposto para o betão confinado conduz a bons resultados e que os refinamentos considerados melhoram a resposta.

Para o segundo caso de estudo, foram igualmente modelados ensaios laboratoriais realizados com colunas reforçadas com mantas de FRP. Foi igualmente realizado o refinamento do modelo numérico considerando a variação das características do sistema de reforço utilizado. Após comparação com os resultados laboratoriais e expressões analíticas da bibliografia, concluiu-se que o modelo proposto para o betão confinado conduz a bons resultados e que os refinamentos introduzidos permitem um melhor ajuste.

Palavras-chave: betão, confinamento, colunas mistas aço-betão, colunas reforçadas com FRP, modelação numérica, abordagem analítica

Abstract

This master thesis presents a numerical study on the behaviour of confined concrete. The two cases of concrete confinement presented herein are steel tubes filled with concrete, and hybrid FRP wrapping of concrete columns, both with circular cross-section and subjected to axial compression.

Finite element models were developed using the commercial software ABAQUS, proposing a modelling method for confined concrete that was then adopted in two case studies.

For the first case study, both experimental and numerical data from previous works were used to calibrate the numerical model. Different refinements were made, considering different boundary conditions and load eccentricities. It was concluded that the proposed model for confined concrete leads to accurate results, and that the implemented refinements improve the model's response.

For the second case study, experimental tests with concrete columns strengthened with FRP were modelled. Afterwards, refinements to the numerical model were also considered, using different alternatives regarding FRP sheets and strengthening technique. It was concluded that the proposed model for confined concrete leads to accurate results, and that the implemented refinements enable a better results adjustment.

Keywords: concrete, columns, confinement, concrete filled tubes, strengthening, FRP, finite elements model, hybrid systems, rubberized concrete.

Índice Geral

Agradecimentos	i
Resumo.....	iii
Abstract	iv
Índice de Figuras	vii
Índice de Tabelas.....	xi
Simbologia.....	xii
Letras romanas maiúsculas	xii
Letras romanas minúsculas.....	xii
Letras gregas minúsculas	xiii
Letras gregas maiúsculas.....	xiii
Siglas.....	xiv
1. Introdução	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Organização do trabalho	3
2. Comportamento do betão confinado	5
2.1 Introdução	5
2.2 Comportamento do betão simples	6
2.2.1 Compressão uniaxial	6
2.2.2 Compressão triaxial.....	8
2.3 Betão com agregados de borracha	10
2.3.1 Compressão uniaxial	11
2.3.2 Compressão triaxial.....	11
3. Modelação do comportamento de betão confinado com secções tubulares metálicas.....	13
3.1 Colunas mistas aço-betão	13
3.2 Ensaios experimentais.....	14
3.3 Construção do modelo numérico.....	17
3.3.1 Geometria e malha.....	17
3.3.2 Condições de fronteira, interações e aplicação de carga	19
3.3.3 Materiais	19
3.4 Análise de resultados	23
3.5. Refinamento do modelo numérico	28
3.5.1 Refinamento das condições de fronteira	29

3.5.2 Consideração da excentricidade da carga.....	37
4. Modelação do comportamento de betão confinado com encamisamento híbrido de FRP...	41
4.1 Colunas reforçadas com compósitos de FRP	41
4.1.1 Modelos orientados para o dimensionamento.....	43
4.1.2 Modelos orientados para a análise	50
4.2 Ensaaios experimentais.....	51
4.3 Construção do modelo numérico.....	53
4.3.1 Geometria e malha.....	54
4.3.2 Condições de fronteira, interações e aplicação de carga	55
4.3.3 Materiais	55
4.4 Análise de resultados	57
4.5 Refinamento do modelo numérico	62
4.5.1 Consideração da rigidez da matriz	63
4.5.2 Consideração da espessura de resina	65
5. Considerações finais.....	69
5.1 Síntese	69
5.1 Conclusões.....	69
5.2 Desenvolvimentos futuros	70
Referências.....	71

Índice de Figuras

Figura 2.1 a) Coluna mista aço-betão com agregados reciclados de borracha [11] b) Efeito do confinamento numa coluna de betão armado [30].....	5
Figura 2.2 a) Reforço por colagem de chapas metálicas [31] b) Reforço por encamisamento com FRP [32] c) Reforço por aplicação de perfis metálicos d) Reforço por encamisamento metálico e) Reforço por encamisamento de betão armado [33].....	6
Figura 2.3 Curva proposta por Hognestad [36].....	7
Figura 2.4 Curva proposta no EC2 [38]	8
Figura 2.5 Modelo proposto por Kent e Park [40]	9
Figura 2.6 Modelo proposto por Mander et al. [3]	10
Figura 2.7 Modelo proposto para o betão sujeito a compressão triaxial [38]	10
Figura 2.8 Influência da percentagem de substituição de agregados na resistência do betão [42]	11
Figura 2.9 a) Influência das taxas de substituição de 5% e 15% na resistência à compressão do betão não confinado [11] b) Influência das taxas de substituição de 5% e 15% na resistência à compressão de colunas mistas circulares [11]	12
Figura 3.1 Mecanismo utilizado nos ensaios laboratoriais [11]	16
Figura 3.2 a) Resultados obtidos para as colunas C114x3 com as diferentes percentagens de substituição e pontos relevantes no gráfico [11] b) Coluna ensaiada e instabilidade local (LM) [11]	17
Figura 3.3 Malha e geometria utilizada para os diferentes materiais.	18
Figura 3.4 Curvas de tensão-deformação utilizadas na definição do comportamento do betão à compressão	21
Figura 3.5 Comparação dos valores obtidos com os calculados utilizando as expressões do EC2 [38], para uma tensão lateral de 0, 5,10 e 15 MPa	22
Figura 3.6 Comparação dos valores obtidos com os calculados utilizando a expressão de Richart et al. [39], para uma tensão lateral de 5,10 e 15 MPa	22
Figura 3.7 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_0.....	23
Figura 3.8 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_5.....	23
Figura 3.9 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_15	24
Figura 3.10 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_0	24

Figura 3.11 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_5	24
Figura 3.12 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_15	25
Figura 3.13 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_0	25
Figura 3.14 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_5	25
Figura 3.15 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_15	26
Figura 3.16 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_0	26
Figura 3.17 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_5	26
Figura 3.18 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_15	27
Figura 3.19 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_0	27
Figura 3.20 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_5	27
Figura 3.21 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_15	28
Figura 3.22 Geometria utilizada com a utilização das placas flexíveis.....	30
Figura 3.23 Influência da variação do módulo de elasticidade das placas flexíveis.....	30
Figura 3.24 Influência da variação de espessura das placas flexíveis	31
Figura 3.25 Deslocamentos laterais nos modelos a) original (s/ placas flexíveis), b) com placas flexíveis de 5 GPa e 10 mm, c) com placas flexíveis de 10 GPa e 10 mm, d) com placas flexíveis de 15 GPa e 10 mm. Influência decrescente dos efeitos de instabilização local visível por uma deformação menos localizada e mais dispersa em altura (u_1 em [mm])	32
Figura 3.26 Penetração do tubo de aço na placa flexível.....	33
Figura 3.27 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_0 com placas flexíveis de 40mm de espessura e módulo de elasticidade de 3 GPa	34
Figura 3.28 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_5 com placas flexíveis de 40mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa	34
Figura 3.29 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_15 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa	34
Figura 3.30 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_0 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa	35
Figura 3.31 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_5 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa	35
Figura 3.32 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_15 com placas flexíveis de 10 mm de espessura e módulo de elasticidade de 3 GPa	35
Figura 3.33 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_0 com placas flexíveis de 37mm de espessura e módulo de elasticidade de 3 GPa	36

Figura 3.34 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_15 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa	36
Figura 3.35 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_15 com placas flexíveis de 60 mm de espessura e módulo de elasticidade de 12 GPa	36
Figura 3.36 Geometria e malha considerada para o caso da excentricidade variável	38
Figura 3.37 Influência da excentricidade na coluna C114x3_235_0	38
Figura 3.38 Deformada associada ao: a) primeiro ponto de inflexão no gráfico, b) segundo ponto de inflexão no gráfico, c) ponto de força máxima, d) ponto de quase rotura da coluna	39
Figura 3.39 Variação da excentricidade e comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_0	40
Figura 3.40 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_5	40
Figura 4.1 Propriedades mecânicas das fibras e comparação com o aço [14]	41
Figura 4.2 Distribuição de tensão nas mantas responsáveis pelo confinamento do betão [61].	42
Figura 4.3 Modelo proposto por Samaan et al. [17]	43
Figura 4.4 Modelo proposto por Toutanji et al. [44]	44
Figura 4.5 Modelo proposto por Lam e Teng [65]	46
Figura 4.6 Modelo proposto na CNR-DT 200/2004 [68]	48
Figura 4.7 Modelo semelhante ao proposto por Wei e Wu [20]	49
Figura 4.8 Esquema do procedimento incremental iterativo proposto por Spoelstra e Monti (adaptado do Fib Bulletin 14 [14])	51
Figura 4.9 Processo de colagem das mantas FRP	52
Figura 4.10 Combinações de reforço híbrido utilizadas [27]	53
Figura 4.11 Malha de elementos finitos utilizada para a) a coluna de betão e b) modelo completo.	54
Figura 4.12 Esquema da modelação utilizada para o reforço com mantas FRP	55
Figura 4.13 Curva tensão-deformação do betão sujeito a compressão utilizada na modelação numérica dos dois betões tipo	56
Figura 4.14 Resultados obtidos para a coluna PB1.3C1	58
Figura 4.15 Resultados obtidos para a coluna PB1.3C2	58
Figura 4.16 Resultados obtidos para a coluna PB1.1C1.2C2	58
Figura 4.17 Resultados obtidos para a coluna PB1.2C1.1C2	59

Figura 4.18 Resultados obtidos para a coluna PB1.1C1.2A.....	59
Figura 4.19 Resultados obtidos para a coluna PB1.2C1.1A.....	59
Figura 4.20 Resultados obtidos para a coluna PB1.1A.1C1.1A	60
Figura 4.21 Resultados obtidos para a coluna PB1.2A.1C1.....	60
Figura 4.22 Resultados obtidos para a coluna PB2.3A	60
Figura 4.23 Resultados obtidos para a coluna PB2.3G	61
Figura 4.24 Resultados obtidos para a coluna PB2.1A.2G	61
Figura 4.25 Resultados obtidos para a coluna PB2.2A.1G	61
Figura 4.26 a) Coluna PB2.2A.1C obtida com o modelo numérico b) Coluna PB2.2A.1C 1º Ensaio com rotura visível a meia altura superior [27] c) Coluna PB2.2A.1C 2º Ensaio com rotura visível a meia altura inferior [27].....	62
Figura 4.27 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 3C1	64
Figura 4.28 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 3C2	64
Figura 4.29 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 1C1 2C2.....	65
Figura 4.30 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 2C1 1C2.....	65
Figura 4.31 Esquema da modelação utilizada para o reforço com mantas FRP considerando as resinas	66
Figura 4.32 Influência da espessura da cola nos resultados da modelação da coluna PB2 3G	66

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 Características das colunas ensaiadas em laboratório [11]	14
Tabela 3.2 Propriedades mecânicas do aço utilizado nos tubos [11].....	15
Tabela 3.3 Propriedades mecânicas dos três tipos de betão utilizados nos ensaios [11].....	15
Tabela 3.4 Propriedades mecânicas do aço utilizadas na modelação	19
Tabela 3.5 Propriedades mecânicas do betão utilizadas na modelação	20
Tabela 3.6 Comparação da rigidez inicial dos ensaios experimentais e numérico com placas flexíveis.....	37
Tabela 4. 1 Características dos betões utilizados nos ensaios laboratoriais	56
Tabela 4.2 Propriedades das fibras retiradas dos catálogos	57
Tabela 4.3 Resultados para o módulo de elasticidade considerado após aplicação da Regra das Misturas	63

Simbologia

Letras romanas maiúsculas

Símbolo	Descrição
A_s	Área da secção transversal do aço
A_c	Área da secção transversal do betão
$N_{u, EC4}$	Esforço normal resistente da coluna calculado segundo o EC4
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_1	Declive do primeiro troço da curva do betão confinado por mantas de FRP
E_2	Declive do segundo troço da curva do betão confinado por mantas de FRP
E_f	Módulo de elasticidade da fibra de reforço

Letras romanas minúsculas

Símbolo	Descrição
f_{cm}	Tensão máxima à compressão do betão não confinado
f_c	Tensão no betão à compressão
f_{cc}	Tensão máxima atingida pelo betão confinado à compressão
f_{ctm}	Tensão máxima à tração do betão não confinado
f_l	Tensão lateral de confinamento
f_y	Tensão de cedência do aço
f_u	Tensão última do aço
k_1	Coeficiente utilizado no cálculo da tensão máxima no betão confinado
k_2	Coeficiente utilizado no cálculo da extensão máxima do betão confinado
t	Espessura do tubo de aço

t_j	Espessura do reforço com FRP
f_a	Tensão no ponto de transição entre o primeiro e segundo troços das curvas propostas para o betão confinado por FRP
f_o	Tensão na origem correspondente a um declive E_2 nas curvas tensão-deformação para betão reforçado com mantas de FRP
f_j	Tensão da fibra de reforço

Letras gregas minúsculas

Símbolo	Descrição
ϵ_{c0}	Extensão do betão associada à tensão máxima de compressão
ϵ_{cu}	Extensão última do betão à compressão
ϵ_c	Extensão no betão à compressão
ϵ_{cc}	Extensão máxima atingida pelo betão confinado à compressão
ϵ_a	Extensão no ponto de transição entre o primeiro e segundo troços das curvas propostas para o betão confinado por FRP
ϵ_l	Extensão lateral das mantas de FRP
η_a	Coefficiente de redução do aço
η_s	Coefficiente de redução do betão
ν	Coefficiente de Poisson
ϵ_l	Extensão lateral

Letras gregas maiúsculas

Símbolo	Descrição
Ψ	Ângulo de dilatação do betão

Siglas

Símbolo	Descrição
AS	Australian Standard
EC2	Eurocódigo 2
EC4	Eurocódigo 4
ACI440	American Concrete Institute Committee 440
FRP	Polímero reforçado com fibras (do termo inglês Fiber Reinforced Polymer)
GFRP	Polímero reforçado com fibras de vidro
AFRP	Polímero reforçado com fibras de aramida
CFRP	Polímetro reforçado com fibras de carbono
MC2010	fib bulletins 55 and 56, "Model Code 2010"
CDP	Concrete Damaged Plasticity

1. Introdução

1.1 Enquadramento

Desde o tempo do Império Romano que o betão foi explorado como material de construção, sendo principalmente composto por uma mistura de argila ou argila margosa, areia, cascalho e água [1]. Foi contudo com o desenvolvimento do cimento Portland que se tornou o material mais utilizado nas construções, devido à sua versatilidade e facilidade de aplicação associada a um baixo custo. Mais recentemente, devido a uma maior consciencialização ambiental, tem-se procurado alternativas eco-eficientes, e.g. incorporando agregados reciclados, como é o caso da borracha proveniente de pneus usados [2].

Um método utilizado frequentemente com o objetivo de melhorar as características do betão, tanto de estruturas novas como em reabilitação de estruturas, é o confinamento do betão que permite um aumento da sua resistência à compressão assim como a sua ductilidade. Esse aumento de ductilidade torna o confinamento do betão uma solução muito utilizada no reforço sísmico estrutural, pois permite mobilizar um deslocamento lateral superior nos pilares antes de ocorrer o colapso, levando por sua vez à possibilidade da consideração da redistribuição de momentos fletores [3].

Existem várias soluções que permitem confinar o betão. Tradicionalmente em estruturas novas, o confinamento do betão é obtido através das armaduras transversais e longitudinais presentes nos pilares de betão armado, ou na utilização de colunas tubulares mistas aço-betão. Outras soluções utilizadas, aplicadas exteriormente, são constituídas principalmente por encamisamento de betão, de aço ou mantas de materiais compósitos, (FRP - *Fiber Reinforced Polymer*). No presente trabalho é considerado o betão confinado em colunas tubulares mistas e o betão confinado através do reforço por encamisamento com mantas de FRP.

A utilização de colunas mistas aço-betão em pilares é uma das soluções construtivas mais eficientes. Existem várias vantagens na utilização desta solução, sendo uma delas logo à partida o tubo metálico servir de cofragem permanente ao betão. Em termos estruturais o comportamento do conjunto aço-betão é bastante superior ao comportamento dos dois materiais separadamente. O comportamento do tubo metálico melhora pois a presença do núcleo de betão reduz a sensibilidade à instabilização local, e por sua vez o núcleo de betão melhora as suas características devido ao efeito normal de confinamento provocado pelo tubo [4, 5, 6]. De forma a estudar melhor o seu comportamento foram propostos diferentes modelos numéricos utilizando distintas formas de modelar o betão confinado em colunas tubulares mistas aço-betão [7, 8, 9, 10]. A utilização de betão com agregados de borracha em colunas tubulares mistas é um tema ainda em desenvolvimento sendo os únicos trabalhos conhecidos os realizados por Duarte et al. [11, 12, 13].

O reforço de colunas utilizando mantas de FRP na construção tem conhecido um elevado crescimento por estes serem imunes à corrosão, ao contrário do encamisamento metálico, e por possuírem baixo peso volúmico, facilidade e baixo custo de aplicação, elevada resistência mecânica e possibilidade de, utilizando diferentes fibras, escolher a rigidez mais desejada para o reforço [14, 15]. A utilização do encamisamento com mantas de FRP, além de tirar partido dessas características, resulta no confinamento do núcleo de betão. Vários modelos analíticos foram propostos [16, 17, 18, 19, 20], na sua maioria de forma empírica, mas devido a se basearem numa amostra pequena e com pouca variação de condições, estes modelos apresentam algumas limitações [21]. À semelhança das colunas tubulares mistas aço-betão, também alguns modelos numéricos foram propostos [22, 23, 24]. O estudo de soluções híbridas para o encamisamento de colunas com mantas de FRP é relativamente recente e surge da necessidade de conjugar as características das diferentes fibras com o objetivo de encontrar uma solução mais completa [25, 26, 27].

Devido à complexidade da modelação do comportamento do betão confinado, foi conseguido pouco sucesso no desenvolvimento de um modelo numérico suficientemente aproximado e aplicável a diferentes casos. Além disso, o surgimento de novas soluções construtivas, como a utilização de betão com agregados reciclados ou soluções de reforço com sistemas híbridos de mantas de FRP, resultam em dificuldades acrescidas na definição de um modelo numérico correto, sendo necessária maior investigação nesta área do conhecimento.

1.2 Objetivos da dissertação

Na presente dissertação utiliza-se o programa de análise numérica estrutural ABAQUS [28, 29] para, partindo dos trabalhos experimentais realizados por Duarte et al. [11], em colunas tubulares mistas aço-betão, e Henriques [27], em colunas reforçadas com encamisamento de sistemas híbridos de mantas de FRP, melhorar a modelação do comportamento do betão confinado.

Tratando-se de duas soluções construtivas diferentes, e assim baseadas em dois trabalhos distintos, são definidos objetivos referentes a cada parte do trabalho.

Numa primeira parte do trabalho, partindo dos trabalhos experimentais e numéricos realizados por Duarte et al. [11, 12], tem-se como o objetivo melhorar os modelos numéricos existentes procurando aproximar os resultados numéricos aos experimentais.

Na segunda parte, partindo desta vez dos trabalhos experimentais realizados por Henriques [27], pretende-se desenvolver um modelo numérico capaz de simular de forma mais realista possível o caso das colunas de betão reforçadas com encamisamento por sistemas híbridos de mantas de FRP. Tem-se como objetivo também um estudo da influência das características da modelação das mantas de FRP no confinamento do betão, e comparação com os resultados obtidos por Henriques [27].

1.3 Organização do trabalho

No primeiro capítulo faz-se o enquadramento do estudo realizado, apresentam-se os objetivos para a execução do mesmo, e indica-se a organização da dissertação.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica sobre o betão confinado. São abordados inicialmente os diferentes mecanismos de confinamento utilizados e o comportamento mecânico do betão sujeito a compressão uniaxial e triaxial (betão confinado), assim como as expressões conhecidas.

No terceiro capítulo é abordado o caso específico das colunas mistas circulares aço-betão. Inicialmente, baseado numa pesquisa bibliográfica, é apresentado um estado da arte na investigação sobre colunas mistas e do comportamento do betão com agregados reciclados de borracha. Depois são referidos os ensaios laboratoriais que servem de base ao estudo realizado [11], assim como o modelo numérico proposto na bibliografia e replicado neste trabalho [12]. Por fim, são realizadas diferentes adaptações ao modelo e comparados os resultados, procurando justificar os resultados obtidos.

O quarto capítulo centra-se no caso das colunas de betão reforçadas por encamisamento híbrido com mantas de FRP. Baseado também numa pesquisa bibliográfica, são abordadas as características dos materiais compósitos e o comportamento das colunas reforçadas, assim como os modelos analíticos propostos na bibliografia. Numa segunda parte são abordados os ensaios laboratoriais [27] e é proposto um modelo numérico para o betão confinado por mantas de FRP. Após comparação de resultados, são propostos alguns refinamentos do modelo numérico tendo em consideração as características do reforço.

No quinto e último capítulo apresentam-se as principais conclusões resultantes do trabalho realizado e são propostos alguns possíveis desenvolvimentos futuros.

(Esta página foi propositadamente deixada em branco)

2. Comportamento do betão confinado

2.1 Introdução

O betão é o material estrutural mais utilizado na construção atual e do último século, devido à sua versatilidade de aplicação e competitividade económica. Caracterizado por uma resistência elevada à compressão e baixa resistência à tração, associada a um comportamento frágil, o betão tem sido muito estudado nas últimas décadas com o objetivo de melhorar as suas características.

O confinamento do betão surge como um dos aspetos mais estudados, uma vez que além de aumentar a sua resistência axial também aumenta consideravelmente a sua ductilidade. Este aumento de ductilidade, conseguido com o confinamento do betão, é muito relevante no caso de reforço sísmico, permitindo a formação de rótulas plásticas e consequente redistribuição de momentos fletores.

Em estruturas novas, o confinamento do betão é materializado com a utilização de armaduras transversais no betão armado (ver Figura 2.1b) ou com secções metálicas tubulares em colunas mistas aço-betão (ver Figura 2.1a).

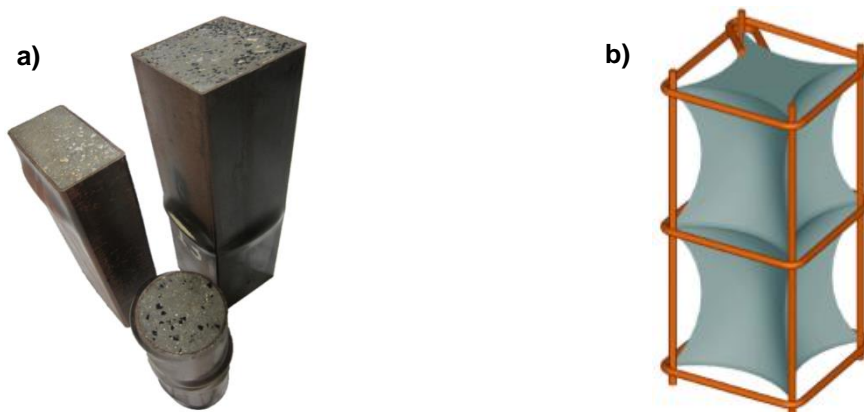


Figura 2.1 a) Coluna mista aço-betão com agregados reciclados de borracha [11] b) Efeito do confinamento numa coluna de betão armado [30]

Em estruturas existentes, fatores como erros de projeto, ou erros de execução, a ocorrência de ações acidentais ou sismos, e a alteração da sua função para condições mais desfavoráveis, podem levar à necessidade de reabilitação. Aumentar o confinamento do betão é muitas vezes uma solução adequada, por aliar as vantagens estruturais referidas anteriormente, à facilidade de aplicação. As soluções normalmente utilizadas são: colagem de chapas de aço (ver Figura 2.2a), colagem de FRP (ver Figura 2.2b), aplicação de perfis metálicos (ver Figura 2.2c), encamisamento metálico (ver Figura 2.2d) e encamisamento de betão armado (ver Figura 2.2e).

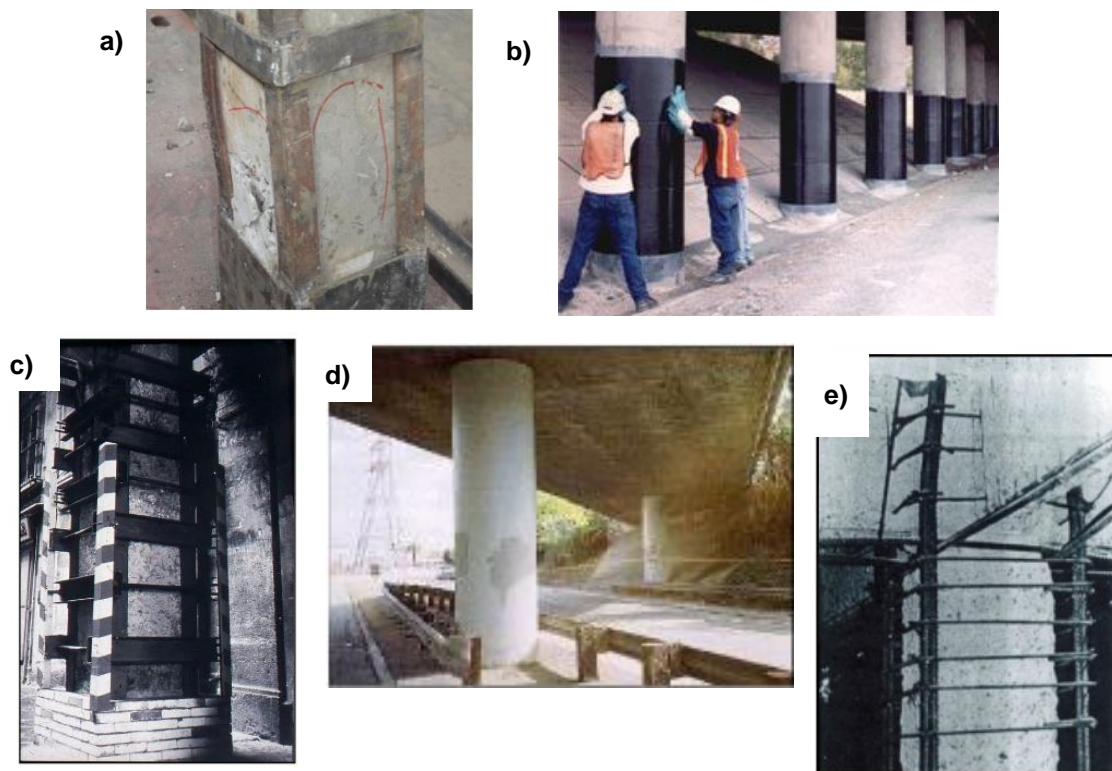


Figura 2.2 a) Reforço por colagem de chapas metálicas [31] b) Reforço por encamisamento com FRP [32] c) Reforço por aplicação de perfis metálicos d) Reforço por encamisamento metálico e) Reforço por encamisamento de betão armado [33]

2.2 Comportamento do betão simples

2.2.1 Compressão uniaxial

O comportamento do betão quando sujeito a compressão uniaxial foi estudado ao longo do tempo por vários autores, sendo na atualidade bastante bem documentado.

A curva tensão-deformação pode ser subdividida em três troços com comportamento distinto. No primeiro troço o betão apresenta um comportamento aproximadamente linear até cerca de 30% da tensão de pico f_{cm} . No segundo troço, a propagação da micro-fendilhação, leva o betão a apresentar um comportamento ascendente não linear até atingir o máximo. O terceiro troço, muitas vezes referido como *softening branch*, é descendente correspondendo a uma instável propagação de fendas e que torna este troço o mais imprevisível, variando as suas características com a geometria, aplicação da carga, confinamento, etc [34].

Vários estudos foram feitos, sendo a primeira relação constitutiva proposta por Hognestad [35] em 1951 a mais utilizada. A curva resultante é caracterizada por um troço ascendente parabólico (ver equação (2.1)) e um troço descendente linear (ver equação (2.2)). Nas expressões utilizadas para definir a curva são utilizados os valores de extensão associada à tensão máxima de compressão, ϵ_{co} , extensão última do betão à compressão, ϵ_{cu} , podendo assim calcular os valores

da tensão no betão, f_c , para cada valor de extensão, ε_c . A curva resultante pode ser observada na Figura 2.3.

Para $0 < \varepsilon < \varepsilon_{c0}$,

$$\frac{f_c}{f_{cm}} = 2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{c0}} \right) \quad (2.1)$$

Para $\varepsilon_0 < \varepsilon < \varepsilon_{cu}$,

$$\frac{f_c}{f_{cm}} = 1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c0}} \right) \quad (2.2)$$

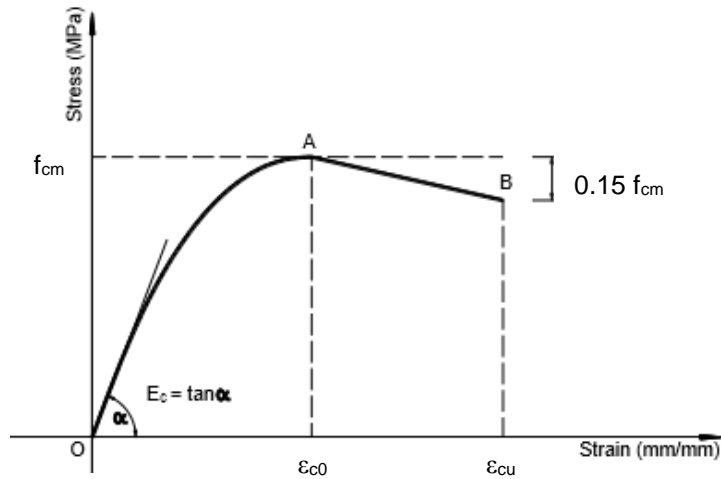


Figura 2.3 Curva proposta por Hognestad [36]

Mais tarde, em 1971, Sargin [37] propôs outra curva (ver equação (2.3)), inspirada na proposta por Hognestad, com um torço ascendente parabólico controlado pela constante A e o troço descendente parabólico controlado pela constante D.

$$\frac{f_c}{f_{cm}} = \frac{\frac{A\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} + (D - 1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2}{1 + (A - 2) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} + D \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2} \quad (2.3)$$

O modelo constitutivo de Sargin deu origem ao modelo presente no Eurocódigo 2 (EC2) [38], utilizado para efeitos de análise e dimensionamento de estruturas (ver equações (2.4), (2.5) e (2.6)). À semelhança de Sargin, a curva é composta por uma parábola única (ver Figura 2.4).

$$\frac{f_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (2.4)$$

em que,

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \quad (2.5)$$

$$k = \frac{1.05E_{cm} \times |\varepsilon_{c0}|}{f_{cm}} \quad (2.6)$$

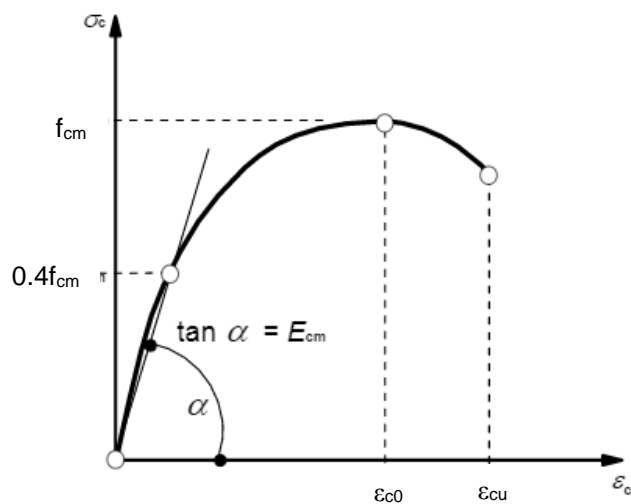


Figura 2.4 Curva proposta no EC2 [38]

2.2.2 Compressão triaxial

O betão sujeito a compressão triaxial, ou confinado, tem um comportamento muito variável com o tipo de confinamento, material de confinamento, secção e grau de confinamento.

Estudos realizados por Richart et al. [39] em 1928, utilizando provetes de secção circular sujeitos a pressão hidrostática, levaram à conclusão de que os efeitos do confinamento ativo são semelhantes aos efeitos observados em confinamento passivo obtidos, por exemplo, com a utilização de armaduras circulares transversais. Desenvolveu-se assim a noção de que a cintagem do betão em pilares seria benéfico para o seu comportamento mecânico.

Os estudos realizados revelaram também que, com o confinamento do betão, existe um aumento da tensão e extensão máximas do betão em relação ao betão de origem. Foram então propostas

as expressões (2.7) e (2.8) em que, a tensão e extensão máximas (f_{cc} e ϵ_{cc} respetivamente) podem ser calculadas a partir da tensão e extensão do betão de origem não confinado, utilizando os coeficientes k_1 e k_2 que dependem das características do betão e a tensão lateral de confinamento (f_l). Com base nos ensaios realizados foi proposto que se adotassem os valores de k_1 igual 4,1 e k_2 igual a $5k_1$ [39].

$$f_{cc} = f_{cm} + k_1 f_l \quad (2.7)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{cm}} \right) \quad (2.8)$$

Nas décadas seguintes foram realizados vários ensaios, normalmente compostos por amostras laboratoriais pequenas, e foram propostos modelos constitutivos para o betão confinado.

Em 1971, Kent e Park [40] propuseram um modelo tensão-deformação (ver Figura 2.5) para o betão confinado utilizando ensaios realizados por Roy e Sozen em 1964 com provetes de secção quadrangular reforçados com armaduras. Neste modelo não foi considerado o aumento de tensão máxima devido ao confinamento, mas foi considerado o aumento de capacidade de deformação, influenciando o comportamento do troço descendente do betão confinado.

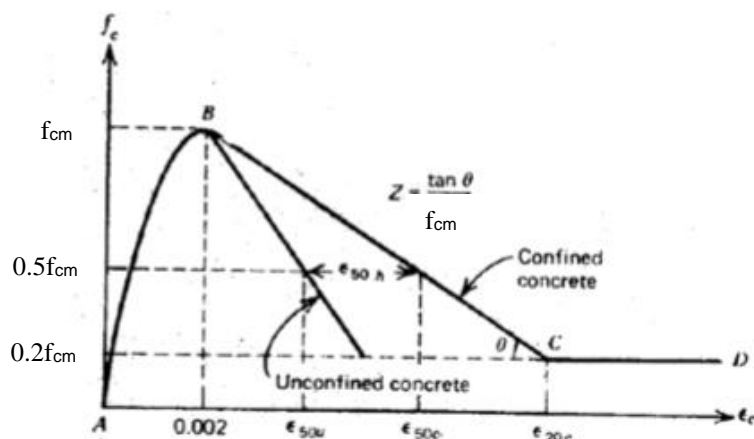


Figura 2.5 Modelo proposto por Kent e Park [40]

Em 1988, Mander et al. [3, 41] após realizar vários ensaios e análises de provetes cilíndricos e retangulares com diferentes níveis de confinamento conferidos por armaduras transversais e longitudinais, propôs o modelo para betão confinado mais utilizado atualmente e que serviu de base a várias investigações que se lhe seguiram (ver Figura 2.6). O estudo abrange várias equações para calcular, com base no tipo de confinamento (e.g. armaduras, espaçamento) e formato da secção, a tensão máxima do betão confinado f_{cc} e a extensão associada a essa tensão, ϵ_{cc} .

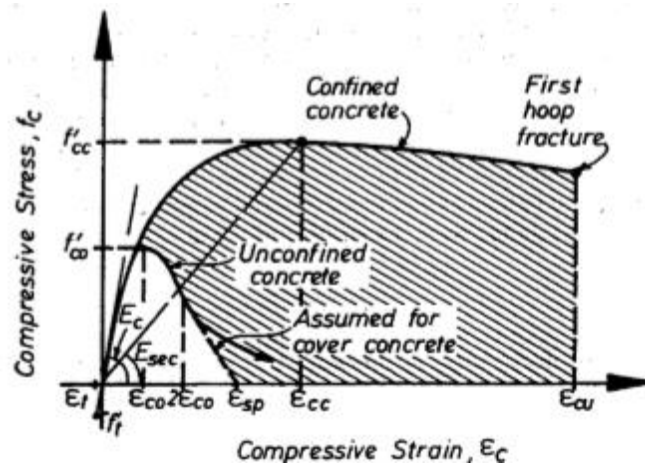


Figura 2.6 Modelo proposto por Mander et al. [3]

O Eurocódigo 2 [38] também apresenta uma expressão para o betão sujeito a compressão triaxial. O modelo proposto é mais simples, considerando que, após a tensão máxima do betão confinado, a tensão mantém-se constante (ver Figura 2.7). Para o cálculo da curva é apenas necessário conhecer a tensão lateral a que o betão está sujeito e as características originais do betão não confinado.

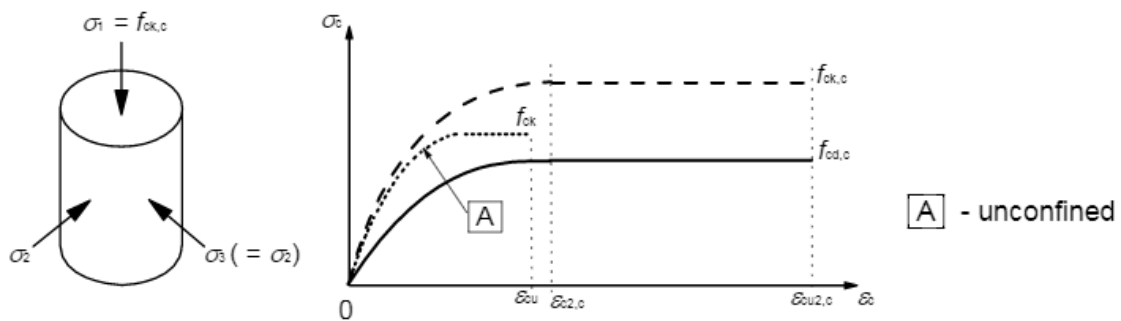


Figura 2.7 Modelo proposto para o betão sujeito a compressão triaxial [38]

2.3 Betão com agregados de borracha

A utilização de agregados de borracha na formulação do betão é considerada uma oportunidade para reutilizar os resíduos de borracha que existem em abundância provenientes de outras indústrias, explorando também algumas características que podem ser benéficas para a construção.

Uma das vantagens mais óbvia é o menor peso do material, sendo a substituição feita em volume de borracha por volume de agregados. Em relação às características físicas da solução, estudos realizados em provetes com diferentes taxas de substituição de agregados, permitiram tirar algumas conclusões em relação às suas características.

2.3.1 Compressão uniaxial

Ensaio realizados em provetes com diferentes taxas de substituição, sendo que numa primeira mistura apenas fizeram a substituição dos agregados grossos e na segunda no total do volume dos agregados, permitiu concluir que existiu uma redução da resistência à compressão de cerca de 85% na primeira amostra e 65% na segunda (ver Figura 2.8) [42]. Estudos semelhantes realizados concluíram que, além da considerável redução de resistência, mais evidente na substituição de agregados grossos do que de finos, existe um aumento na capacidade de deformação e na capacidade de dissipação de energia, propriedades que podem ser benéficas no comportamento estrutural [43]. Além disso, com outro tipo de ensaios à flexão, foi possível observar que a resistência desses membros foi menos afetada negativamente pela presença de agregados de borracha comparativamente aos ensaios à compressão [44].

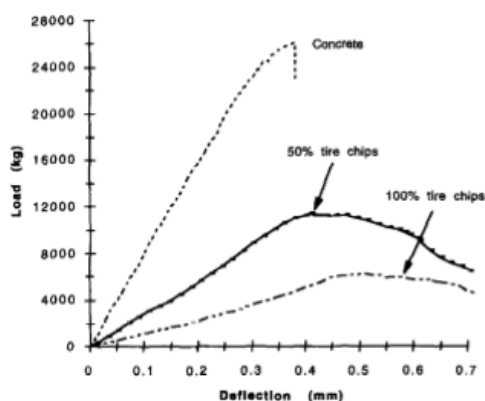


Figura 2.8 Influência da percentagem de substituição de agregados na resistência do betão [42]

Na maior parte dos trabalhos, os autores propuseram a utilização desta solução em aplicações arquitetónicas devido à sua maior capacidade de deformação e menor peso volúmico do que o betão normal, em construções rodoviárias por não necessitarem de uma elevada resistência à compressão e ser útil a sua capacidade de dissipação de energia, e em barreiras sonoras ou barreiras Jersey [42, 43, 44]

A percentagem de substituição de agregados tem uma grande influência na redução da resistência do betão. Foi observado que para maiores percentagens de substituição de agregado maior a redução da resistência, tendo uma relação não linear. Estudos realizados mostraram que não se aconselha a utilização de taxas de substituição superiores a 5% por existir uma clara perda de capacidade resistente [2].

2.3.2 Compressão triaxial

Mais recentemente, foi também estudada a utilização do betão com agregados de borracha em colunas mistas aço-betão, sendo o objetivo aliar a capacidade de deformação e dissipação de energia do betão com borracha à maior resistência dada pelo tubo metálico.

Os resultados observados mostraram que, à semelhança dos outros casos, existem nas colunas mistas também uma perda de resistência à compressão e um aumento na capacidade de dissipar energia e deformação [11, 12]. No entanto, observou-se que a redução de resistência é bastante inferior quando se compara apenas o betão com agregados de borracha e o betão normal (ver Figura 2.9).

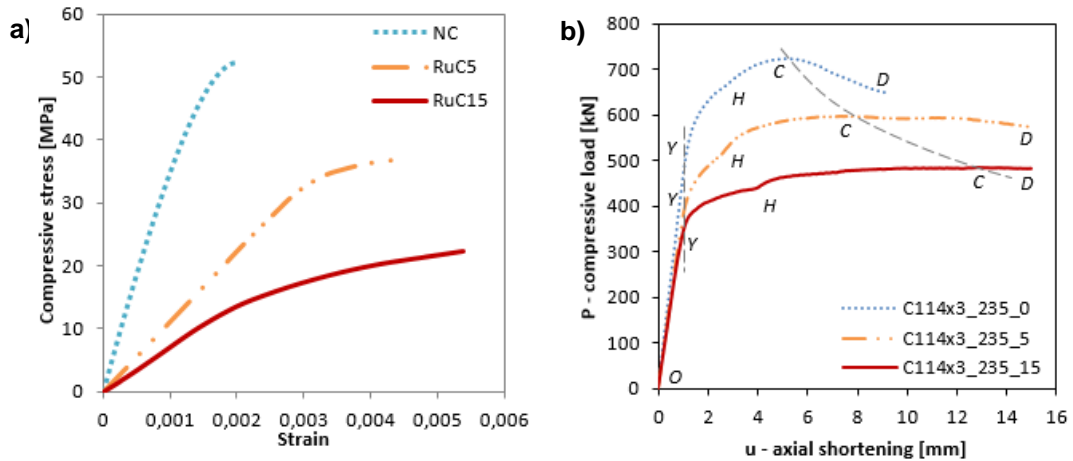


Figura 2.9 a) Influência das taxas de substituição de 5% e 15% na resistência à compressão do betão não confinado [11] b) Influência das taxas de substituição de 5% e 15% na resistência à compressão de colunas mistas circulares [11]

3. Modelação do comportamento de betão confinado com secções tubulares metálicas

Nesta secção é abordada a modelação dos ensaios realizados por Duarte et al. [11], focando-se exclusivamente na análise dos provetes cilíndricos. A modelação parte da realizada por Duarte et al. [12], sendo introduzidos melhoramentos utilizando as ferramentas do programa de elementos finitos ABAQUS [28, 29], de forma a aproximar os resultados numéricos ainda mais dos ensaios experimentais.

3.1 Colunas mistas aço-betão

A utilização de perfis metálicos de várias secções preenchidos com betão é uma solução correntemente utilizada. A nível de confinamento, é uma solução melhor do que a solução tradicional de betão armado, conferindo uma tensão de confinamento mais uniforme do que as armaduras transversais. A nível construtivo também é uma solução muito eficiente, dispensando cofragem [4]. Vários estudos foram realizados ao longo das últimas décadas para caracterizar e comparar as diferentes soluções de colunas mistas e o seu comportamento.

Schneider [7] e Huang et al. [9] estudaram em colunas mistas aço-betão de diferentes secções a influência da forma da secção e espessura do tubo de aço, concluindo que os tubos com secção circular apresentam maior resistência e ductilidade devido ao maior confinamento conseguido por essa forma.

No âmbito de estudos levados a cabo por Giakoumelis e Lam [45] foram comparados resultados obtidos para diferentes condições de contacto entre as superfícies do tubo de aço e do betão, com e sem óleo descofrante. Para betões de maior resistência, os resultados variaram mais com o tipo de contacto existente entre o tubo de aço e o betão, chegando a variar para esses casos cerca de 18%, ao contrário dos betões normais que pouco variaram [45].

Vários autores estudaram o modo de rotura das colunas mistas, verificando que existem dois tipos distintos de comportamento, instabilidade local e cedência dos materiais [5, 6]. Trabalhos realizados por O'Shea e Bridge [46, 47, 48] revelaram que o modo de rotura é muito afetado pela interação entre o tubo de aço e o núcleo de betão. Estes estudos também revelaram que os tubos de secção retangular são mais beneficiados pela presença de betão em termos de suscetibilidade à instabilidade local, do que os tubos circulares [46].

Apesar da variabilidade do comportamento dos diferentes tipos de colunas mistas dificultarem o desenvolvimento de uma expressão analítica que consiga traduzir o seu comportamento à compressão, os diferentes regulamentos propõem expressões que podem ser usadas no seu dimensionamento. Giakoumelis e Lam [45] concluíram que o regulamento que conduz a resultados mais próximos dos observados experimentalmente é o EC4 [49], sendo a

regulamentação americana e australiana, ACI 318 [50] e AS [51, 52], respetivamente, demasiado conservativa. Foram também propostas por Giakoumelis e Lam [45] modificações às expressões do ACI 318 [50] e AS [52, 53], aumentando a resistência calculada do betão, para permitirem uma abordagem menos conservativa e mais próxima da realidade.

Na expressão do EC4 (equação (3.1)) são utilizados os valores da área transversal do perfil de aço, A_s , tensão de cedência do aço, f_y , coeficiente de redução do aço, η_a , área transversal de betão, A_c , tensão de cedência do betão, f_c , espessura do tubo de aço, t , diâmetro do tubo de aço, D , e coeficiente de redução do betão, η_c , para calcular o valor da resistência ao esforço normal da coluna, $N_{u,EC4}$.

$$N_{u,EC4} = A_s \eta_a f_y + A_c f_c \left[1 + \eta_c \left(\frac{t}{D} \right) \left(\frac{f_y}{f_c} \right) \right] \quad (3.1)$$

3.2 Ensaio experimentais

Duarte et al. [11] estudaram o comportamento de colunas tubulares mistas aço-betão com agregados reciclados de borracha, com diferentes combinações de tipo de secção e classe do tubo de aço, diâmetro, e percentagem de substituição de agregados de borracha. Na Tabela 3.1 podem ser observadas as características dos diferentes provetes, o diâmetro exterior do tubo metálico (D), espessura (t) e altura do provete (H).

Tabela 3.1 Características das colunas ensaiadas em laboratório [11]

Geometria	Provetes	D [mm]	t [mm]	H [mm]
	C114x3_235_0/5/15	114	2,70	300
	C114x3_275_0/5/15	114	3,20	300
Circular	C152x3_275_0/5/15	152	2,85	500
	C219x4_235_0/5/15	219	3,85	500
	C219x4_355_0/5/15	219	4,25	500

Na Tabela 3.1, e ao longo do trabalho, quando se refere por exemplo a “C114x3_235_0”, indica-se um tubo de secção circular com diâmetro exterior de 114 mm, espessura de 3 mm, aço de classe S235 e taxa de 0% de substituição de agregados de borracha, ou seja betão de referência neste caso.

As características dos tubos de aço utilizados nos ensaios experimentais foram determinadas de acordo com as normas EN10002-1 [54] e Eurocódigo 3 (EC3) parte 1.3 [55], e respeitaram as exigências das normas EN10219-2 [56] e ASTM A500 [53]. Na Tabela 3.2 podem ser observados os valores obtidos através dos ensaios, a tensão de cedência (f_y), a tensão de rotura (f_u), a extensão de rotura (ϵ_u) e o módulo de elasticidade (E_s).

Tabela 3.2 Propriedades mecânicas do aço utilizado nos tubos [11]

Classe do aço	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ϵ_u	E_s [GPa]
S235	284,0 ± 13,8	403,0 ± 11,0	0,33 ± 0,03	
S275	367,7 ± 8,8	463,1 ± 9,9	0,25 ± 0,02	187,2 ± 16,6
S355	455,5 ± 10,6	570,9 ± 9,8	0,24 ± 0,01	

Em relação aos diferentes tipos de betão com diferentes taxas de substituição de agregados, as características consideradas foram determinadas através do ensaio de cubos à compressão de acordo com a norma EN12390-3 [57]. Foram utilizadas três taxas de substituição de agregados por partículas de borracha, i) 0% (NC), correspondente ao betão corrente, ii) 5% (RuC5), e 15% (RuC15). Os valores obtidos para a tensão máxima à compressão aos 28 dias ($f_{cm,cube,28}$), o módulo de elasticidade aos 28 dias ($E_{cm,28}$) e a tensão máxima à tração aos 28 dias ($f_{ctm,28}$) podem ser consultados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Propriedades mecânicas dos três tipos de betão utilizados nos ensaios [11]

Tipo de betão	$f_{cm,cube,28}$ [MPa]	$E_{cm,28}$ [GPa]	$f_{ctm,28}$ [MPa]
NC	49,5 ± 3,7	37,6 ± 0,8	3,4 ± 0,1
RuC5	39,3 ± 4,5	33,4 ± 0,6	2,6 ± 0,0
RuC15	25,2 ± 2,4	26,5 ± 0,7	2,0 ± 0,1

Os ensaios foram realizados 28 dias após a betonagem do betão no interior dos perfis metálicos, tendo sido a base e o topo previamente retificados e tendo sido aplicada uma camada de gesso, de forma a uniformizar a superfície, garantindo que a força seria transmitida uniformemente ao tubo metálico e ao provete de betão. O sistema do ensaio mecânico utilizado é composto por um sistema hidráulico que através do deslocamento do prato inferior, aplica pressão no provete, possuindo uma rótula na base e no topo para procurar garantir que o provete apenas esteja sujeito a compressão [11]. Na Figura 3.1 pode ser observado o equipamento utilizado na realização dos ensaios.

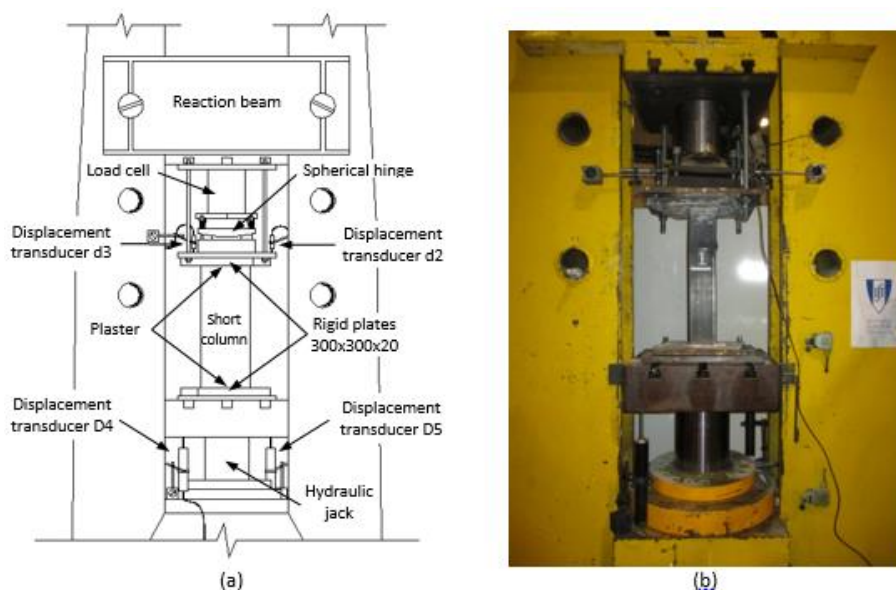


Figura 3.1 Mecanismo utilizado nos ensaios laboratoriais [11]

Em relação ao comportamento das colunas circulares tubulares mistas aço-betão observado nos ensaios realizados por Duarte et al. [11] identificaram que pode se subdividir as curvas obtidas em 4 troços diferentes:

1. Um primeiro troço elástico ascendente (O-Y)
2. Um segundo troço não elástico ascendente com declive reduzido, o qual representa o início do comportamento não linear do betão e que, devido à deformação da secção transversal do tubo metálico ser superior à do betão, ainda não se caracteriza por uma ação de confinamento relevante. (Y-H)
3. Um terceiro troço ascendente com declive superior, que representa a altura em que o betão tenta expandir mas o tubo de aço não permite, confinando significativamente o núcleo de betão. (H-C)
4. Um troço descendente a partir do ponto em que ocorre o esmagamento do betão e a instabilização local do tubo metálico. (C-D)

Na Figura 3.2, podem ser observados os pontos mencionados anteriormente no gráfico carga-deslocamento e os mecanismos de instabilização local para a coluna C114x3 S235.

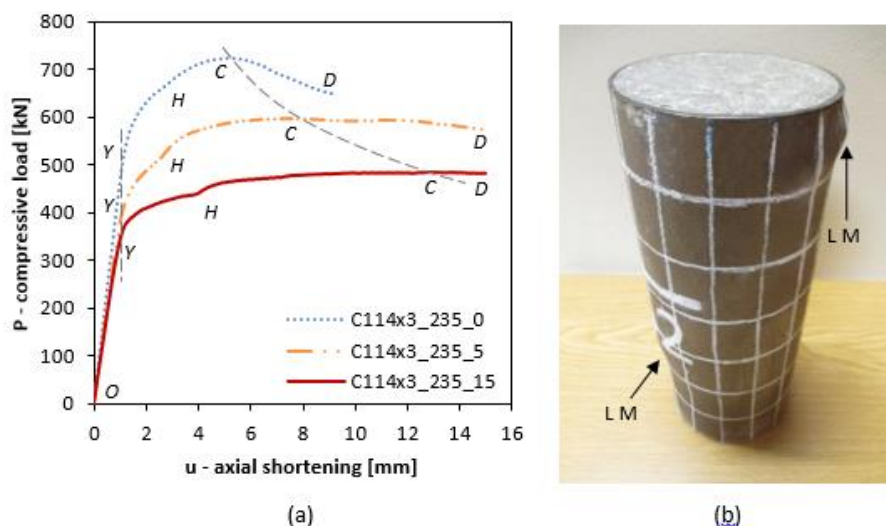


Figura 3.2 a) Resultados obtidos para as colunas C114x3 com as diferentes percentagens de substituição e pontos relevantes no gráfico [11] b) Coluna ensaiada e instabilidade local (LM) [11]

3.3 Construção do modelo numérico

Neste subcapítulo é abordada a modelação que serve de base ao estudo realizado. Os modelos numéricos baseiam-se nos realizados por Duarte et al. [12], abordando apenas o caso particular dos provetes cilíndricos, sendo refinados no sentido de melhorar a aproximação aos resultados experimentais. Todos os modelos foram desenvolvidos com recurso ao programa de elementos finitos ABAQUS [28, 29].

3.3.1 Geometria e malha

A geometria utilizada considera os dados apresentados na Tabela 3.1. Para a modelação do provete misto, tubo metálico e interior de betão, foram utilizados elementos sólidos tridimensionais contínuos sem integração reduzida com 8 nós, designados no programa por “C3D8” [29]. Esta solução foi adotada tendo em conta que, atendendo ao tipo de deformação do núcleo de betão, principalmente à compressão e com pouca rotação, é a que reflete melhor o real comportamento do betão, segundo Dai e Lam [58] e Ellobody et al. [59].

No caso do tubo metálico, devido à diferença das dimensões entre a espessura do tubo e o seu comprimento, espera-se um comportamento de casca. Sendo assim, a geometria do tubo metálico poderia ser modelada utilizando elementos casca (“shell” [29]) de 4 nós, designados por S4 [29] ou, de forma semelhante ao betão, com C3D8. No entanto, os elementos sólidos permitem um maior número de nós na espessura, o que por sua vez permite uma maior concordância entre os deslocamentos do núcleo de betão e do tubo metálico [59]. Além disso, o comportamento individual do tubo metálico (vários modos de instabilização), tem uma influência

significativa no comportamento global da estrutura, e esse comportamento é melhor representado utilizando elementos sólidos C3D8 [58, 59].

Foram também modeladas as placas rígidas que impõem o deslocamento axial nos provetes (Figura 3.1). Para a sua modelação foram utilizados elementos sólidos C3D8 [29], sendo posteriormente definidos como corpos rígidos através de “constraints” [29] que são abordadas no subcapítulo seguinte.

Em relação à malha escolhida, foram tidos em consideração alguns aspetos que permitem melhores resultados e facilitam o cálculo numérico e, por conseguinte apresentam menor tempo de análise.

- i. A malha do tubo deve ser de dimensões inferiores à malha do betão interior, de preferência de cerca de metade do espaçamento. Isto melhora a compatibilidade entre o tubo metálico e o betão, assim como a adaptação do tubo metálico à deformação do betão. [59, 58]
- ii. A malha do tubo na sua espessura deve ser de pelo menos duas divisões, procurando evitar problemas de instabilidade local exagerados não correspondentes ao comportamento real da estrutura [58]. Esta divisão permite também uma melhor modelação da plasticidade no tubo metálico após ocorrer a instabilidade.
- iii. Os nós da malha do tubo metálico e do betão devem coincidir na sua superfície de contato, evitando assim a necessidade de interpolação dos resultados.
- iv. A dimensão da malha do betão e do tubo metálico não deve superar os 10 e 5 mm respetivamente, não exigindo um esforço de cálculo desnecessário e obtendo resultados próximos da realidade. [58]

Na Figura 3.3 podem ser observados as várias geometrias e respetivas malhas. Foi feita a modelação de apenas um quarto do cilindro, considerando a simetria dos provetes, de forma a reduzir o esforço de cálculo e permitir uma malha mais reduzida.

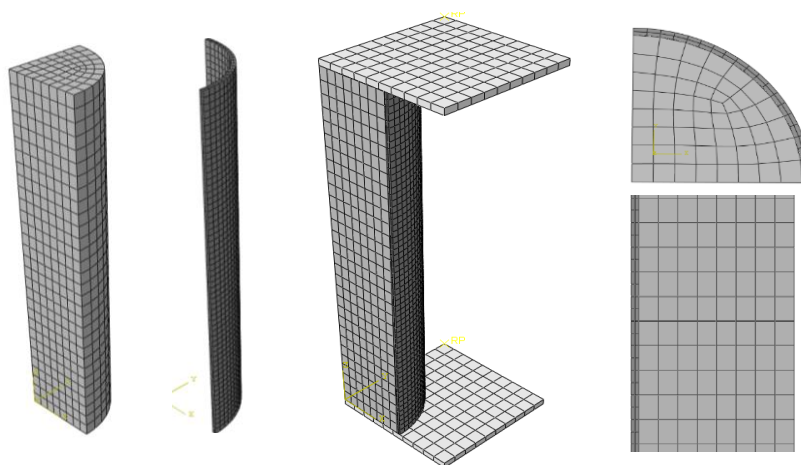


Figura 3.3 Malha e geometria utilizada para os diferentes materiais.

3.3.2 Condições de fronteira, interações e aplicação de carga

As condições de fronteira consideradas foram impostas nas placas rígidas referidas anteriormente e nos planos de simetria x-z e y-z. Para as placas rígidas foi definido o comportamento de corpo rígido com a função constraint “*Rigid body*” [29], e os seus deslocamentos bloqueados em todas as direções, translações e rotações, com a exceção da translação vertical da placa rígida superior que retrata o deslocamento imposto.

Foram consideradas a interação entre o tubo de aço e a superfície de betão, a interação entre o tubo de aço e as placas rígidas superior e inferior e a interação entre o betão e as placas rígidas superior e inferior. As interações foram definidas como “*Surface-to-surface contact*” [29] sendo as suas propriedades na direção normal “*Hard contact*” [29] com permissão de separação após contacto, e na direção tangencial com coeficiente de atrito igual a 0.25. Isto significa que a interação entre o tubo de aço e o betão assume-se como contacto rígido sem penetração [58].

A carga foi aplicada como deslocamento estático uniforme vertical no ponto de referência da placa rígida superior, e a análise não linear foi realizada utilizando o método de Riks modificado, que consiste em incrementos de deslocamento e que é normalmente utilizado para análises de casos complexos que considerem grandes variações de deformação, como no caso de fenómenos de encurvadura [59].

3.3.3 Materiais

Para a modelação do comportamento do aço foram utilizados os valores obtidos nos ensaios laboratoriais realizados por Duarte et al. [11] e apresentados na Tabela 3.4. O aço foi definido com a função “*plastic*” [29].

Tabela 3.4 Propriedades mecânicas do aço utilizadas na modelação

	S235	S275	S355
f_y (MPa)	284,0	367,7	455,5
f_u (MPa)	536,0	578,8	708,0
ε_u (%)	0,28	0,22	0,21

Com os valores da Tabela 3.4 define-se um comportamento elasto-plástico para o aço, variando a tensão de cedência, a tensão última e a extensão última com a classe de aço. O módulo de elasticidade (E_s) adotado foi de 187,2 GPa e o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.3.

Em relação ao betão, os dados utilizados foram os resultados médios obtidos nos ensaios laboratoriais apresentados na Tabela 3.5. O valor do coeficiente de Poisson associado a cada mistura de betão é resultado de uma média ponderada, semelhante à utilizada na “regra das misturas” nos materiais compósitos, ponderando o volume de betão e o volume de borracha com os seus respetivos coeficientes de Poisson (0,2 para o betão e 0,5 para a borracha) [11].

Tabela 3.5 Propriedades mecânicas do betão utilizadas na modelação

	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	f_{ctm} (MPa)	ϵ_{c0} (%)	ν
NC	49,5	37,6	3,4	0,20	0,20
RuC5	39,3	33,4	2,6	0,42	0,21
RuC15	25,2	26,5	2,0	0,54	0,23

Para a modelação do comportamento do betão, utilizou-se o modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) [29], que se baseia na função hiperbólica de Drucker-Prager. Para a sua definição é necessário considerar a excentricidade da função hiperbólica de Drucker-Prager (assume-se normalmente $e=0,1$), o ângulo de atrito interno (Ψ), a tensão equivalente efetiva de von Mises (q) e a pressão hidrostática (p) (ver expressão (3.2)). Além disso o programa utiliza também a relação entre a tensão de cedência à compressão equibiaxial inicial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0} que se considera por defeito 1,16) e a relação K_c que se assume normalmente igual a 0,667 [28, 12].

$$G = \sqrt{(ef_{ctm}\tan\varphi)^2 + q^2} - p\tan\varphi \quad (3.2)$$

Além desses valores é necessário definir i) comportamento do betão à compressão (“*concrete compression hardening*”) e ii) comportamento do betão à tração (“*concrete tension stiffening*”), que consiste em definir os pares tensão-deformação que definem as curvas [12].

Na definição da curva do betão à compressão foi utilizada, à semelhança de Duarte et al. [12], a relação tensão-deformação do betão não confinado dividida em dois troços distintos, um primeiro troço não linear ascendente até atingir a tensão máxima à compressão e um troço descendente dependente do tipo de confinamento presente no caso de estudo. Esta abordagem é semelhante à referida anteriormente e estudada por Kent e Park [40]. O aumento de resistência provocado pelo confinamento do betão considera-se que é incluído na análise através da pressão de contacto exercida pelo tubo de aço.

O primeiro troço da curva foi obtido através das expressões presentes no EC2 [38] e abordadas no capítulo 2. Como essas expressões utilizam os valores da tensão em provetes cilíndricos foi necessário o seu cálculo através das obtidas para provetes cúbicos. Esse cálculo é efectuado recorrendo à expressão (3.3) [60].

$$f_{cm,cyl} = \left[0.76 + 0.2 \log_{10} \frac{f_{cm}}{19.6} \right] f_{cm} \quad (3.3)$$

Em relação ao troço linear descendente, para o caso particular das secções circulares abordadas neste trabalho, foi utilizado um fator de redução k_3 igual a 0,9 da tensão máxima f_{c0} para uma extensão igual a 0,01, à semelhança do que foi feito por Duarte et al. [12] e proposto por outros autores [3, 59]. Na Figura 3.4 pode ser observada a curva utilizada para o betão à compressão.

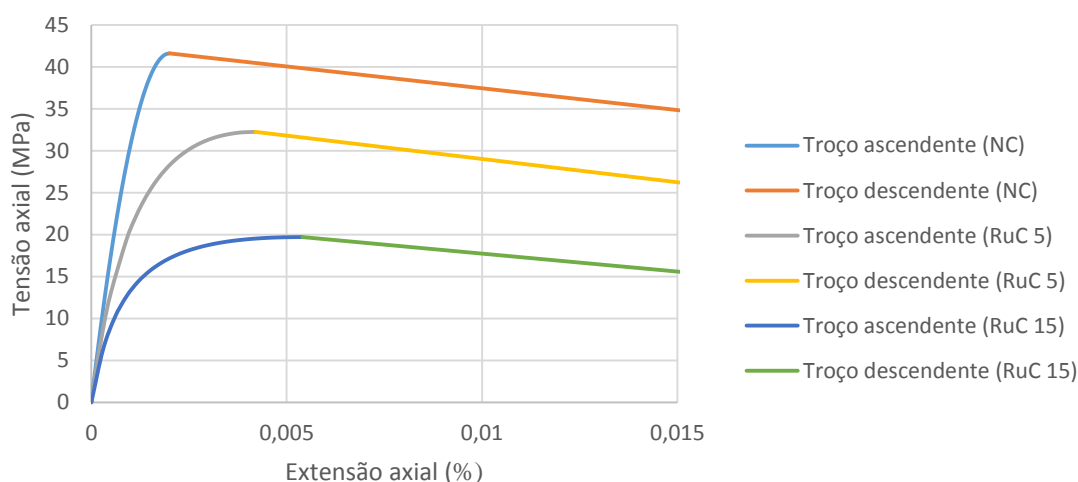


Figura 3.4 Curvas de tensão-deformação utilizadas na definição do comportamento do betão à compressão

Em relação ao comportamento do betão à tração, considerou-se que o betão utilizado é de alta resistência (pelo especificado nos manuais [28]), adotando assim os valores propostos nos manuais do ABAQUS [28]. O comportamento considerado foi linear até atingir o valor de tensão máxima à tração (Tabela 3.5), e posteriormente também linear até atingir uma abertura de fendas de 0.08 mm que corresponde a uma tensão aproximadamente nula [28].

De forma a verificar se o efeito do confinamento do betão está adequadamente incluído na análise através da pressão de contacto, foi realizada uma modelação acessória de forma a verificar os valores obtidos. Para isso, utilizando o provete de betão modelado da forma anteriormente descrita (num provete cilíndrico completo), aplicou-se uma pressão constante com a situação de carregamento “*pressure*” [29]. Na Figura 3.5 comparam-se os resultados obtidos através do EC2 [38] (linha a tracejado) e através do modelo numérico (linha sólida).

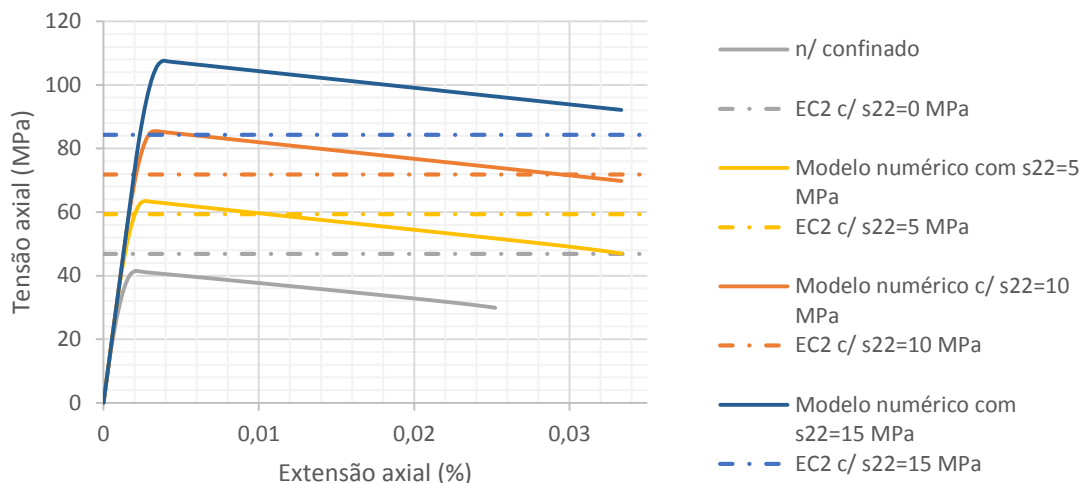


Figura 3.5 Comparação dos valores obtidos com os calculados utilizando as expressões do EC2 [38], para uma tensão lateral de 0, 5, 10 e 15 MPa

Nota-se que os valores propostos para efeito de dimensionamento são conservativos. Foram assim comparados os valores obtidos com a teoria proposta por Richart et al. [39] e obtidos utilizando a expressão (2.7) para cálculo da tensão máxima observada no betão confinado. Utiliza-se o valor de k_1 proposto pelo mesmo autor [39]. À semelhança do caso anterior, na Figura 3.6 comparam-se os resultados obtidos para a tensão máxima por Richart et al. [39] (linha a tracejado) e através do modelo numérico (linha sólida).

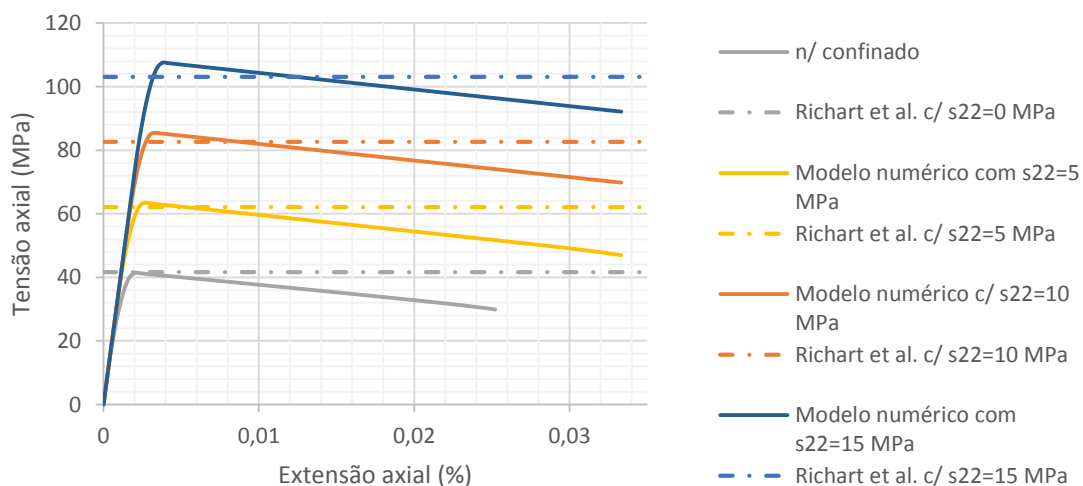


Figura 3.6 Comparação dos valores obtidos com os calculados utilizando a expressão de Richart et al. [39], para uma tensão lateral de 5, 10 e 15 MPa

Os valores máximos de tensão obtidos através da modelação do betão são próximos dos obtidos utilizando as expressões de Richart et al. [39]. Considera-se assim que o efeito do confinamento

do betão pode ser considerado na modelação através do efeito da pressão de contato utilizando a função CDP.

3.4 Análise de resultados

Os resultados obtidos (Figura 3.7 a Figura 3.21) são bastante próximos dos obtidos por Duarte et al. [12], conseguindo-se boas aproximações para a carga máxima e para a carga de rotura obtidas com as colunas mistas dos ensaios de Duarte et al [11].

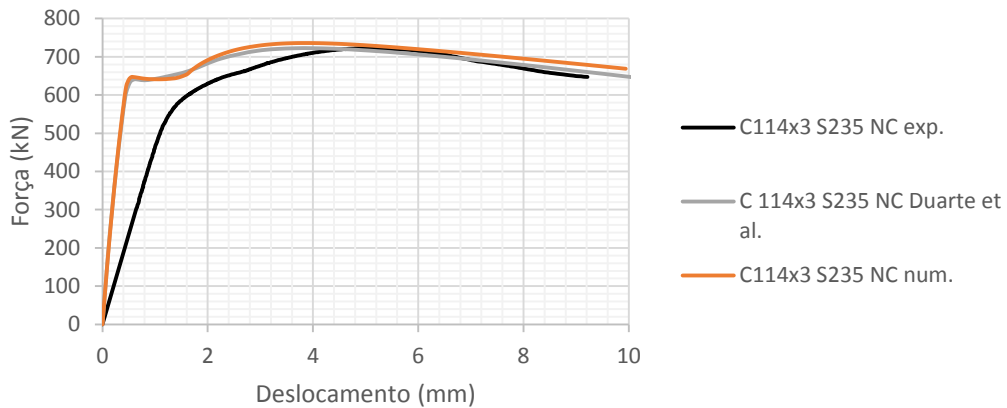


Figura 3.7 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_0

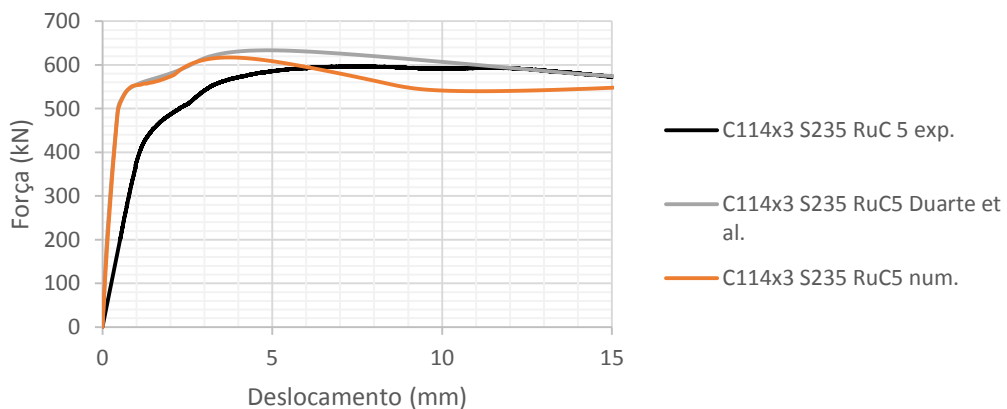


Figura 3.8 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_5

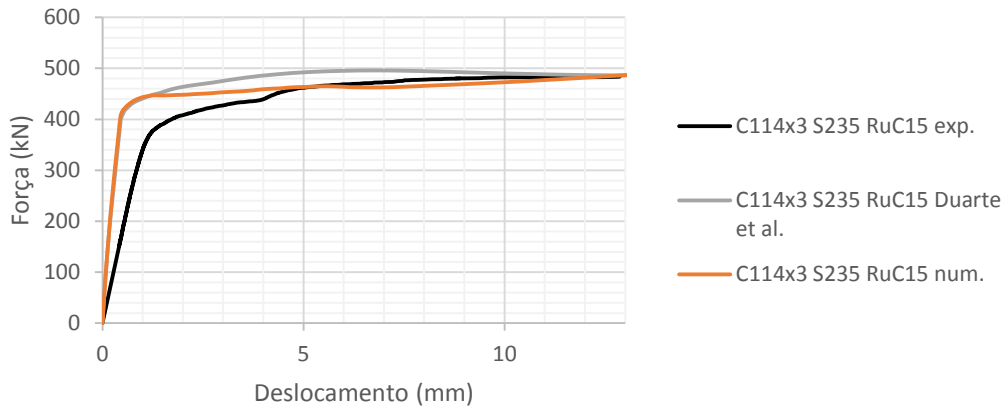


Figura 3.9 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_15

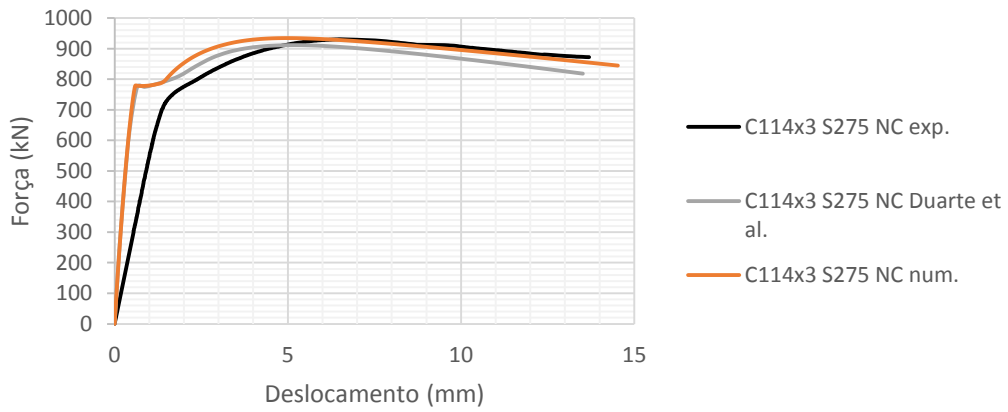


Figura 3.10 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_0

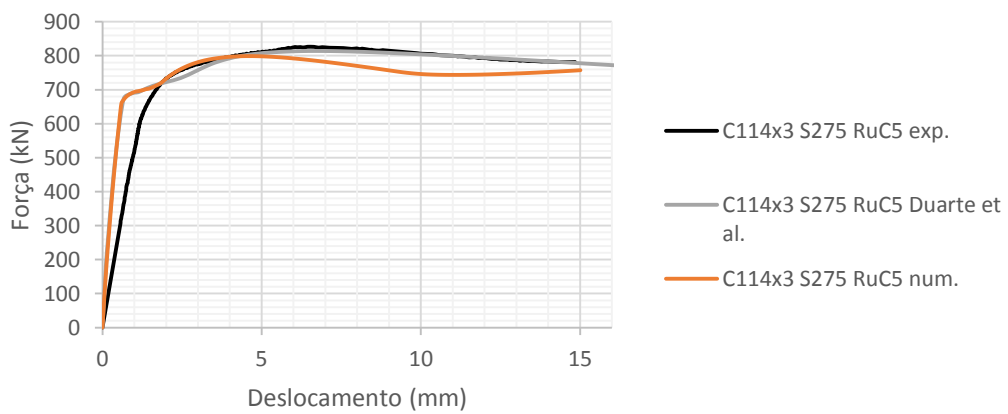


Figura 3.11 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_5

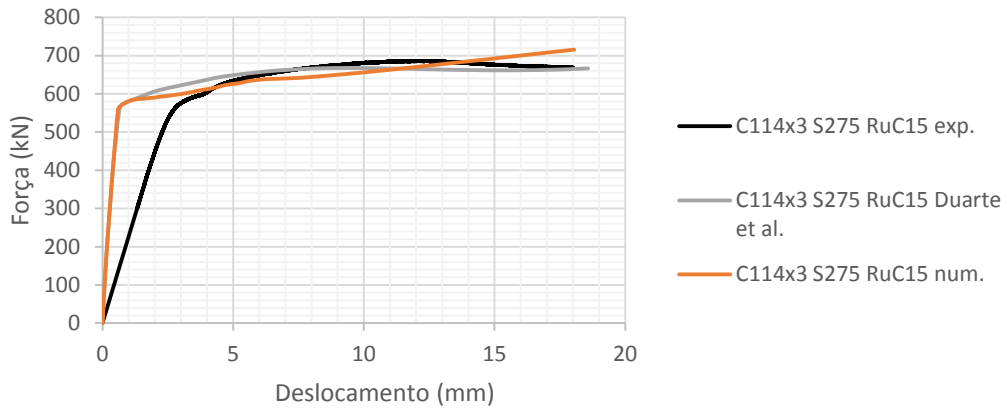


Figura 3.12 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_15

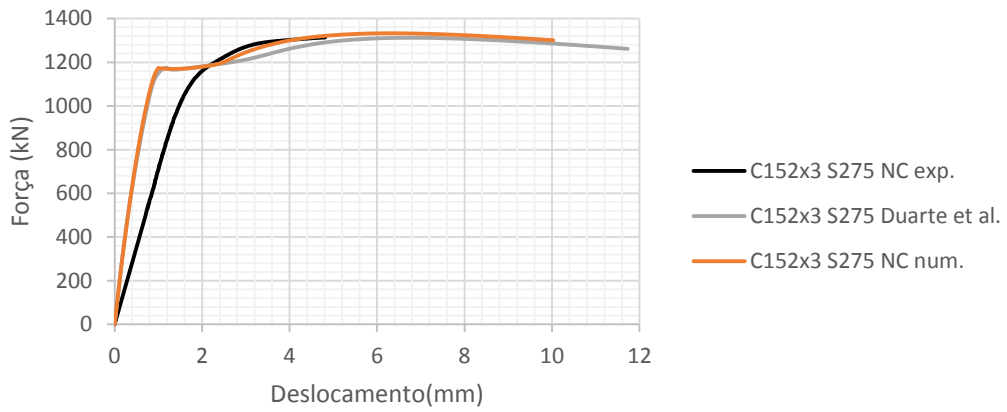


Figura 3.13 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_0

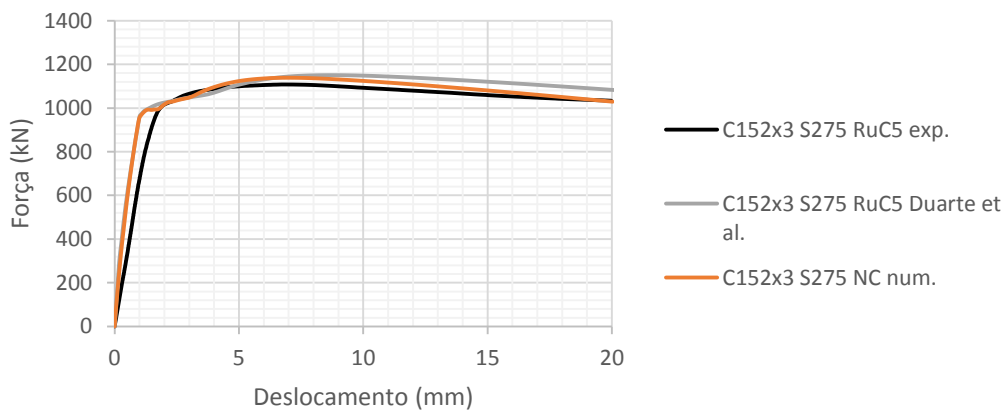


Figura 3.14 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_5

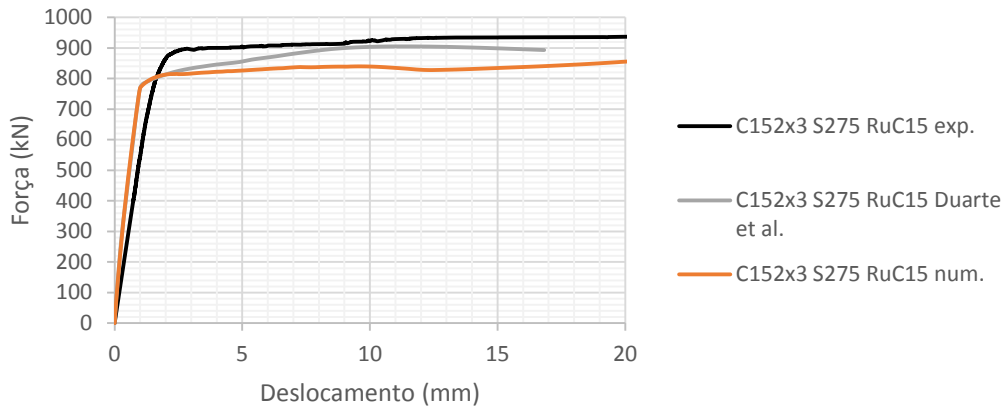


Figura 3.15 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_15

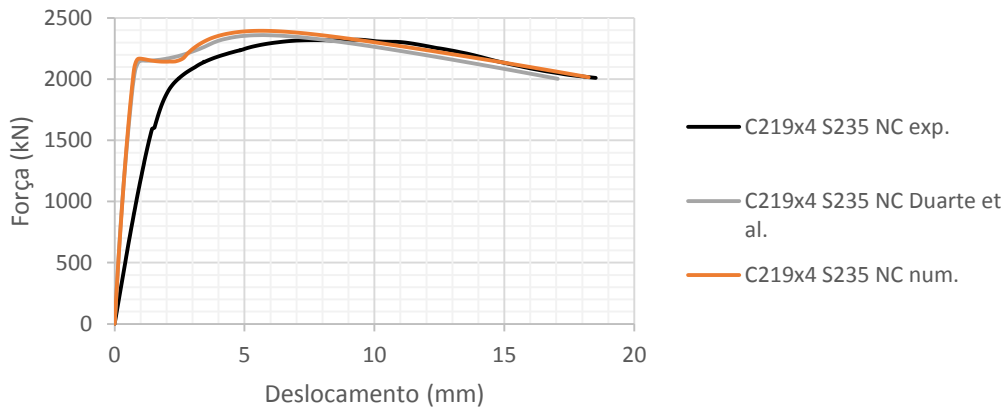


Figura 3.16 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_0

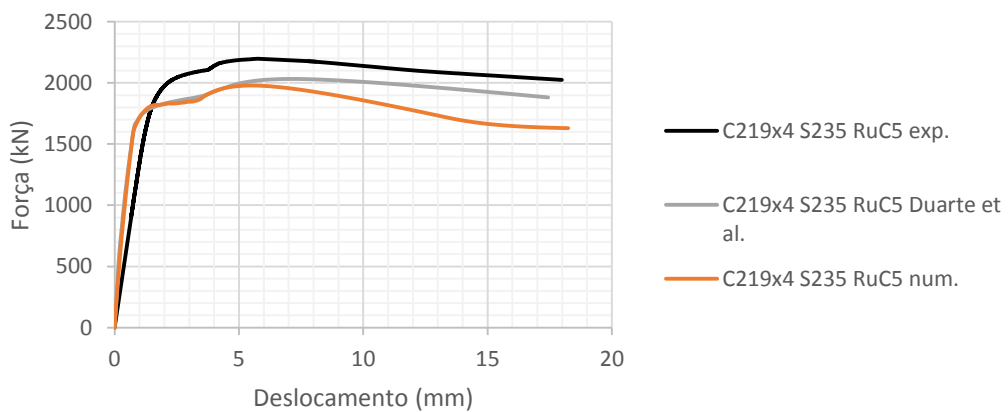


Figura 3.17 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_5

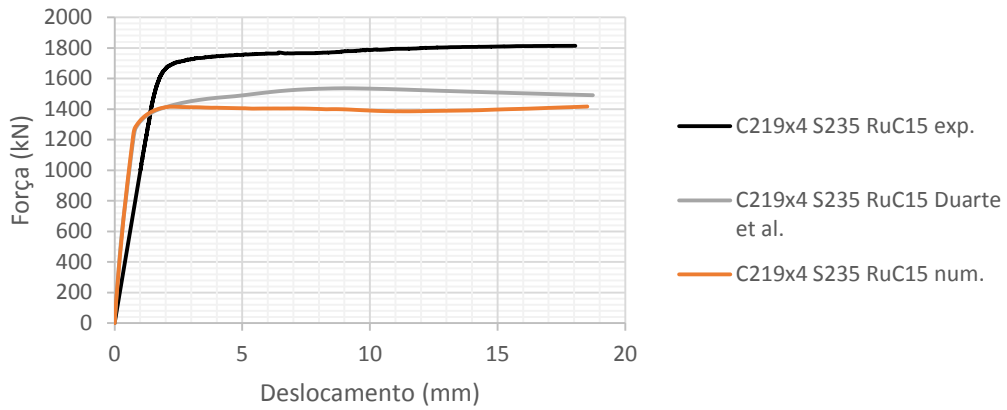


Figura 3.18 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_15

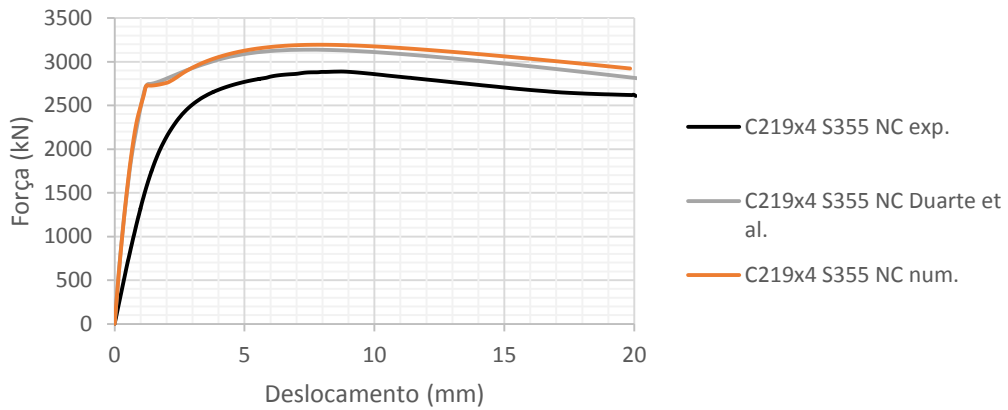


Figura 3.19 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_0

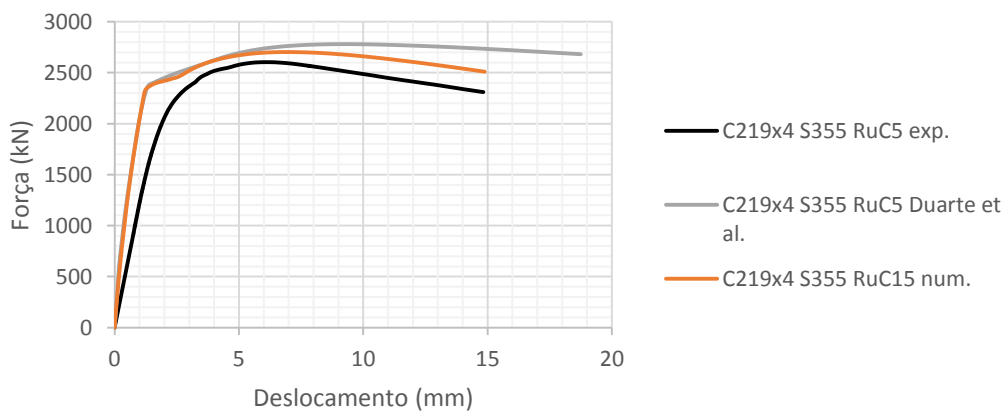


Figura 3.20 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_5

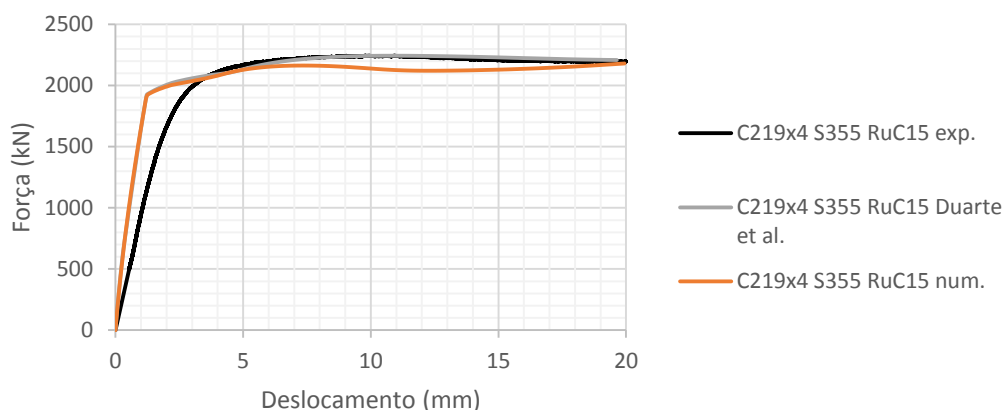


Figura 3.21 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_15

Da análise dos resultados obtidos, verifica-se que os modelos numéricos reproduzem com boa aproximação o valor da carga máxima atingida pelas colunas nos ensaios laboratoriais e na modelação realizada por Duarte et al. [12].

No entanto, alguns dos resultados apresentam alguma divergência para a carga máxima (ver Figura 3.15, Figura 3.17, Figura 3.18 e Figura 3.19). Isto deve-se provavelmente às características dos materiais utilizados, aço e betão, que podem não ser exatamente as apresentadas anteriormente (Tabela 3.4 e Tabela 3.5). No caso da coluna C152x3_275_0 (ver Figura 3.13) o ensaio experimental terminou antes de atingida a tensão de rotura.

3.5. Refinamento do modelo numérico

Neste subcapítulo são apresentados diferentes melhoramentos ao modelo numérico adotado, implementados com o objetivo de procurar uma melhor aproximação às curvas obtidas experimentalmente.

Em todos os modelos numéricos apresentados, apesar de uma boa aproximação da carga máxima, foi possível observar um comportamento distinto dos modelos numéricos e das curvas experimentais para os troços iniciais. As diferenças observadas são:

- Maior rigidez do troço inicial do modelo numérico comparativamente aos ensaios experimentais.
- Presença de um patamar no modelo numérico após a instabilização do tubo metálico.

Algumas justificações para essas diferenças são:

- A aplicação de uma camada de gesso que serviu de regularização para a superfície de contacto entre os pratos da prensa e as colunas mistas (ver Figura 3.1) que não foi considerada na modelação.

- O modelo numérico considerar todos os elementos perfeitamente unidos no início do ensaio, algo que é difícil de acontecer nos ensaios laboratoriais.

Tendo assim em conta os pontos assinalados, neste subcapítulo são apresentadas duas alterações distintas aos modelos numéricos com o objetivo do melhoramento dos seus comportamentos. Essas alterações são:

- Refinamento das condições de fronteira – Introdução de placas flexíveis entre as placas rígidas e a coluna mista com o objetivo de simular a referida camada de gesso e possíveis folgas entre os pratos da prensa e as colunas. É esperado que com a introdução das placas flexíveis exista um melhor ajuste do formato da curva e rigidez inicial.
- Consideração da excentricidade da carga – Alterações ao modelo considerando a possibilidade de existir excentricidades de carga não consideradas nos modelos anteriores. Será expectável uma redução da carga máxima, que é superior em alguns casos (ver Figura 3.19 e Figura 3.20), e um melhor ajuste do formato da curva.

Para estudar a influência dos parâmetros anteriormente referidos foram feitas algumas mudanças nos modelos numéricos descritos em 3.2. A sua influência não é apresentada para todos os modelos, visto que apresentam comportamentos pouco relevantes para esta análise mais pormenorizada do problema.

3.5.1 Refinamento das condições de fronteira

Para procurar simular a camada de gesso que serviu para a regularização das superfícies de contacto, superior e inferior, foram consideradas duas placas flexíveis entre a placa rígida e a coluna mista. Para a sua modelação foram adotados elementos sólidos C3D8 à semelhança do que foi explicado anteriormente, definindo um material elástico cujo módulo de elasticidade se fez variar para analisar a sua influência. A interação entre os elementos foi feita considerando aderência total do tipo “constraint tie” [29] entre as placas flexível e rígida, com a interação anteriormente feita entre a coluna e a placa rígida agora considerada entre estas. Na Figura 3.22 pode observar-se a geometria do modelo.

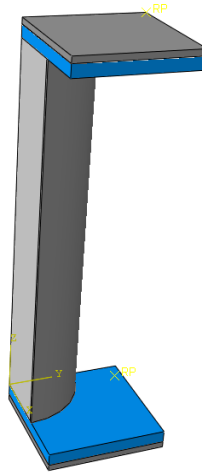


Figura 3.22 Geometria utilizada com a utilização das placas flexíveis

Em relação às características utilizadas para as propriedades da placa flexível, foram consideradas duas variáveis, a espessura e o módulo de elasticidade. Foi estudada a influência destas duas variáveis em separado, sendo posteriormente utilizada a variação dessas duas características para alcançar curvas o mais próximas possível dos ensaios.

Para os primeiros estudos foram utilizadas as colunas C114x3_235_0. No primeiro caso utilizou-se uma espessura para as placas flexíveis de 10 mm, assumindo o seu módulo de elasticidade 5, 10 e 15 GPa. Os resultados obtidos podem ser observados na Figura 3.23.

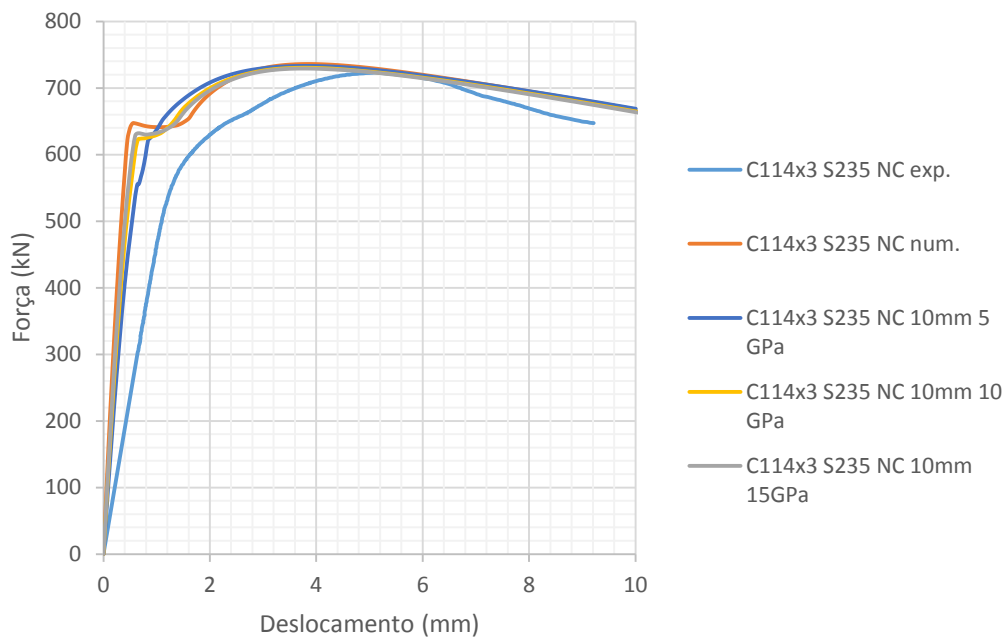


Figura 3.23 Influência da variação do módulo de elasticidade das placas flexíveis

Observa-se que, com a diminuição do módulo de elasticidade da placa flexível existe um melhor ajuste da curva numérica à curva experimental, não existindo um patamar tão pronunciado especialmente para um módulo de elasticidade de 5 GPa. Também existe uma relativa redução da rigidez inicial do conjunto, como seria de esperar com a introdução de um elemento flexível. Em todos os casos, a resistência axial máxima da coluna pode-se dizer que é igual ao caso inicial, continuando a apresentar uma boa aproximação.

Para o segundo estudo, utilizando um módulo de elasticidade de 5 GPa constante, variou-se a espessura das placas, considerando 10, 20, 30 e 40 mm. Na Figura 3.24 pode observar-se os resultados obtidos para cada uma das espessuras consideradas.

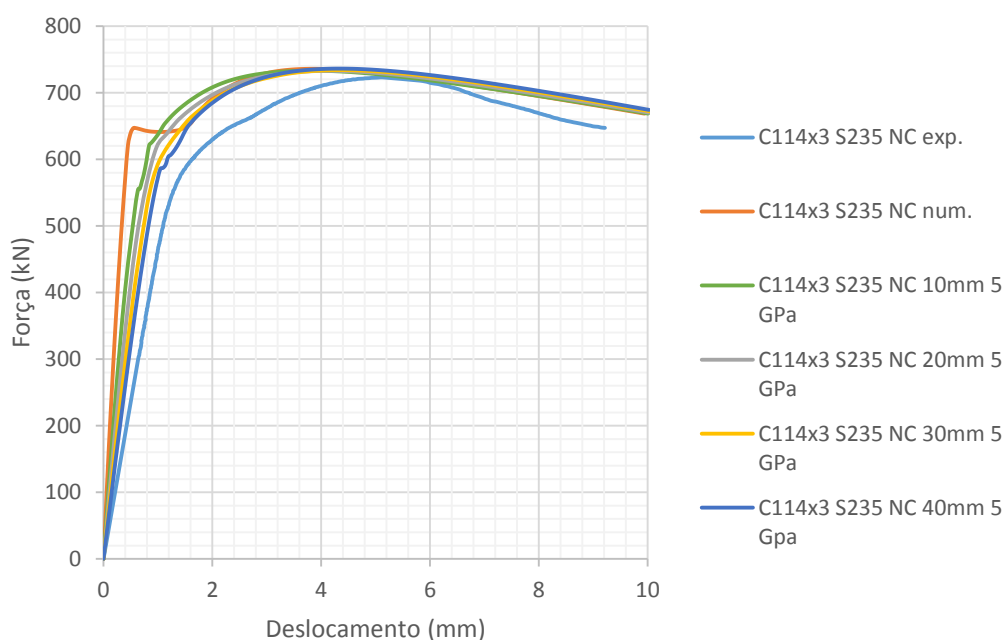


Figura 3.24 Influência da variação de espessura das placas flexíveis

Verifica-se que, com o aumento da espessura das placas flexíveis, existe uma redução da rigidez inicial axial, o que seria expectável pois a introdução de elementos menos rígidos, e o aumento das suas dimensões, leva a uma redução da rigidez traduzida pelas reações obtidas. No entanto, contrariamente ao observado para a variação do módulo de elasticidade, não existe uma influência direta entre o aumento da espessura e o formato da curva obtida, nomeadamente em relação ao patamar referido anteriormente.

De forma a estudar as razões da melhoria do comportamento do modelo quando são adotadas as placas flexíveis, foram analisados com maior pormenor os modelos apresentados anteriormente, principalmente os modelos em que se varia o módulo de elasticidade das placas uma vez que apresentam resultados mais interessantes.

Como referido anteriormente, e estudado por Duarte et al. [11], o primeiro ponto de inflexão deve-se à instabilização local do tubo de aço e o segundo ponto de inflexão deve-se ao facto da expansão do betão levar ao contacto com o tubo de aço provocando assim o seu confinamento. Com a utilização das placas flexíveis, é nítido que, apesar de continuarem presentes os pontos de inflexão, estes são muito menos acentuados no gráfico. Observando e comparando a deformação dos modelos numéricos conclui-se que isto se deve a uma instabilidade local que, apesar de existente, é menos perceptível do que no modelo original. Os deslocamentos e deformadas presentes nos deslocamentos impostos correspondentes ao primeiro ponto de inflexão de cada modelo podem ser observados na Figura 3.25.

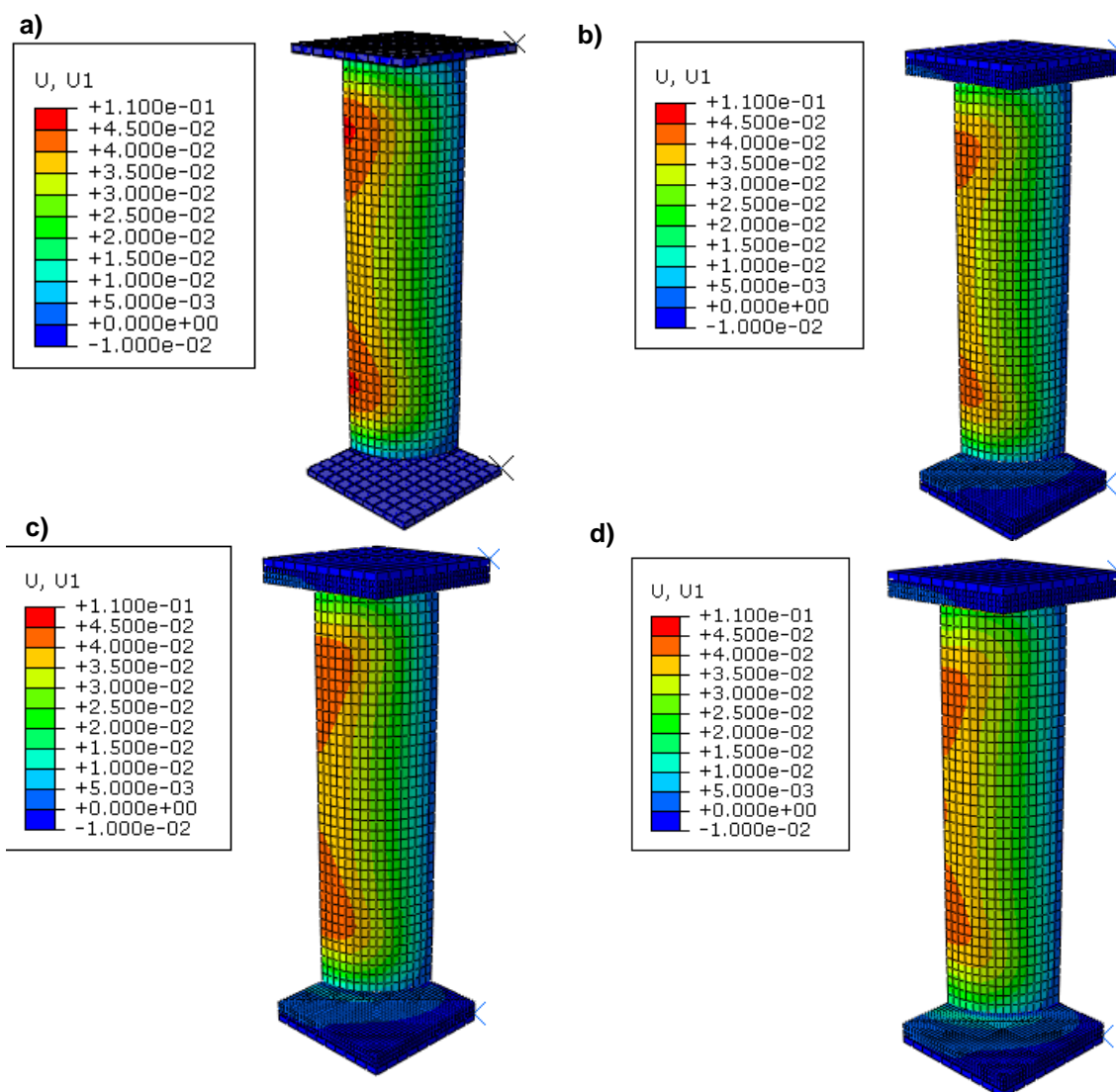


Figura 3.25 Deslocamentos laterais nos modelos a) original (s/ placas flexíveis), b) com placas flexíveis de 5 GPa e 10 mm, c) com placas flexíveis de 10 GPa e 10 mm, d) com placas flexíveis de 15 GPa e 10 mm. Influência decrescente dos efeitos de instabilização local visível por uma deformação menos localizada e mais dispersa em altura (u_1 em [mm])

Na Figura 3.25 pode observar-se que o deslocamento lateral é mais uniforme em altura com a redução do módulo de elasticidade. No caso original sem placas flexíveis verifica-se um deslocamento concentrado em dois pontos que representam a instabilidade local do tubo de aço, enquanto que nos restantes casos é possível verificar que as mesmas instabilidades locais ocorrem aproximadamente em simultâneo com o contacto do betão em expansão a meia altura da coluna. Esse contato do betão com o tubo de aço, ao ocorrer mais cedo, leva a uma deformação global a meia altura que reduz a influência da instabilidade local no comportamento global da coluna. Esta diferença de comportamento pode ser explicada pelo facto de, com placas flexíveis, ser permitido o escorregamento e a penetração do tubo de aço na placa, não solicitando assim o tubo de aço da mesma forma desde o início do ensaio (ver Figura 3.26).

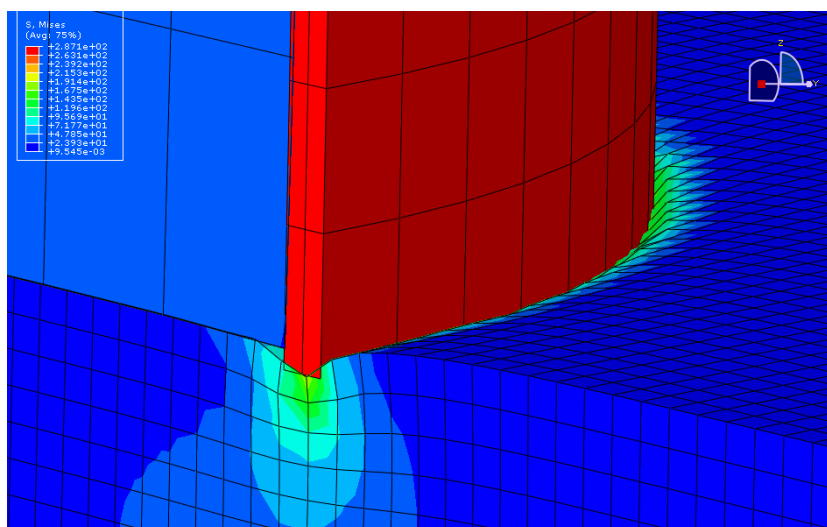


Figura 3.26 Penetração do tubo de aço na placa flexível

Variando a espessura e o módulo de elasticidade das placas flexíveis utilizadas consegue-se uma melhor aproximação das curvas experimentais e numéricas. De seguida, apresenta-se o resultado de um processo de aproximações sucessivas tendo por objetivo definir os valores de espessura e módulo de elasticidade que melhor aproximam, para cada coluna, os valores experimentais. Na Figura 3.27 à Figura 3.35 apresentam-se os resultados obtidos para as colunas em que existiu interesse utilizar o refinamento.

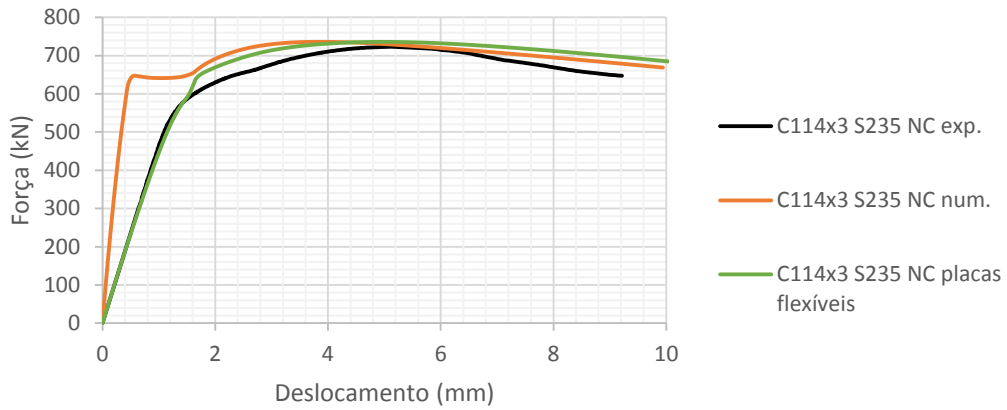


Figura 3.27 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_0 com placas flexíveis de 40mm de espessura e módulo de elasticidade de 3 GPa

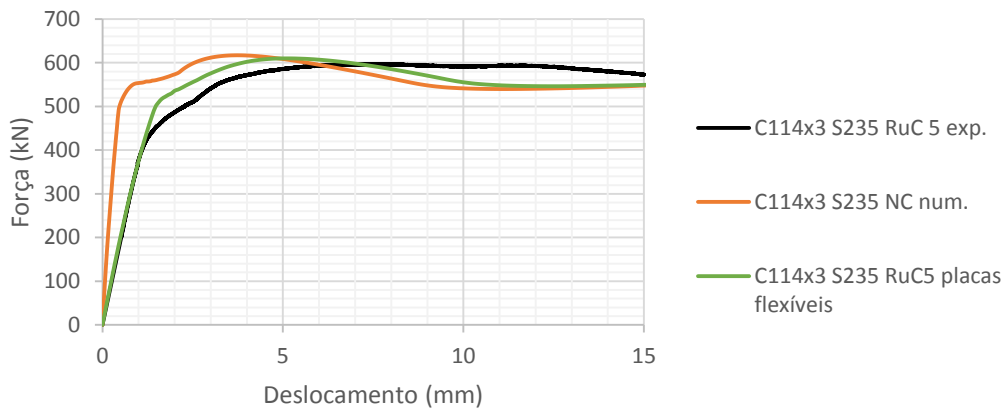


Figura 3.28 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_5 com placas flexíveis de 40mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa

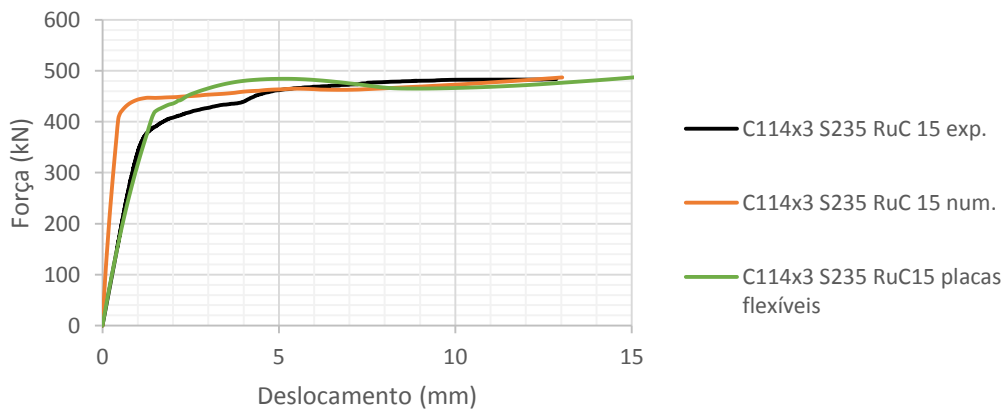


Figura 3.29 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_235_15 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa

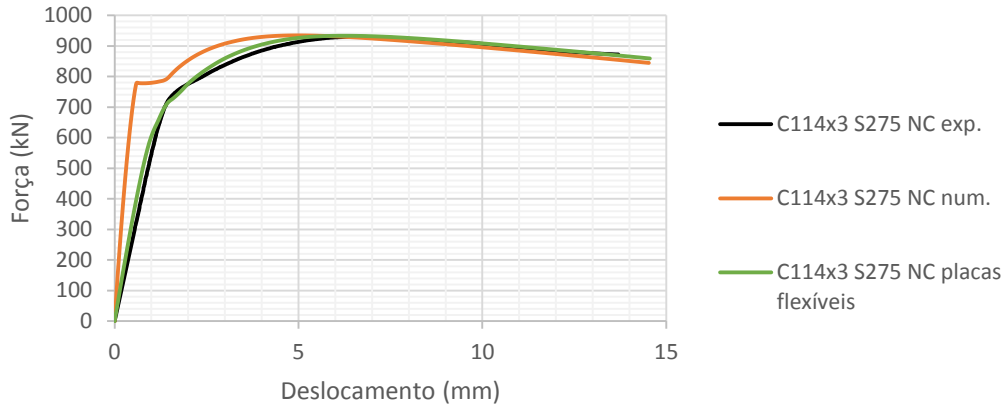


Figura 3.30 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_0 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa

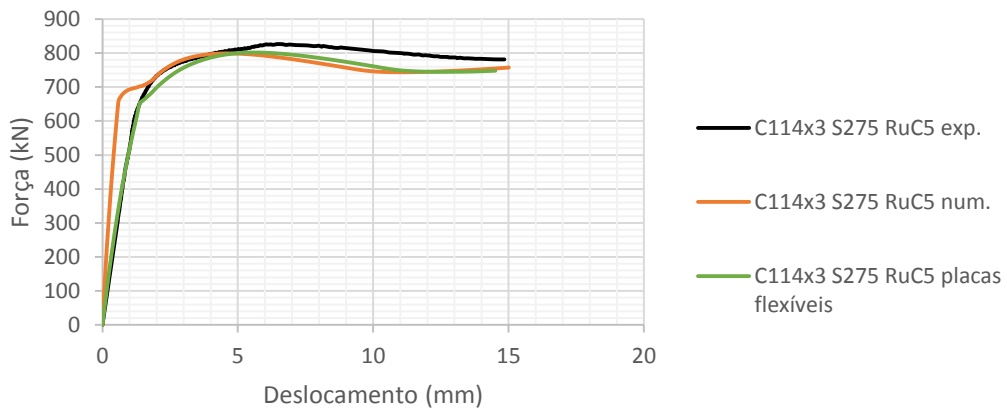


Figura 3.31 Comparação dos resultados para a coluna C114x3_275_5 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa

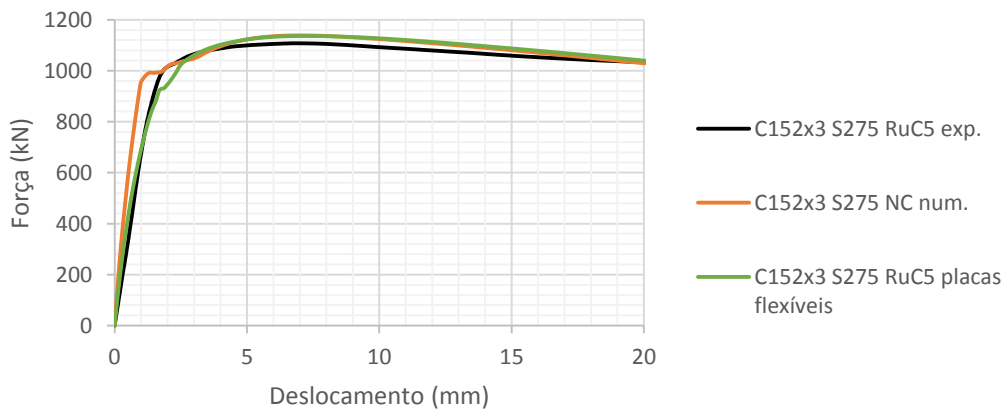


Figura 3.32 Comparação dos resultados para a coluna C152x3_275_15 com placas flexíveis de 10 mm de espessura e módulo de elasticidade de 3 GPa

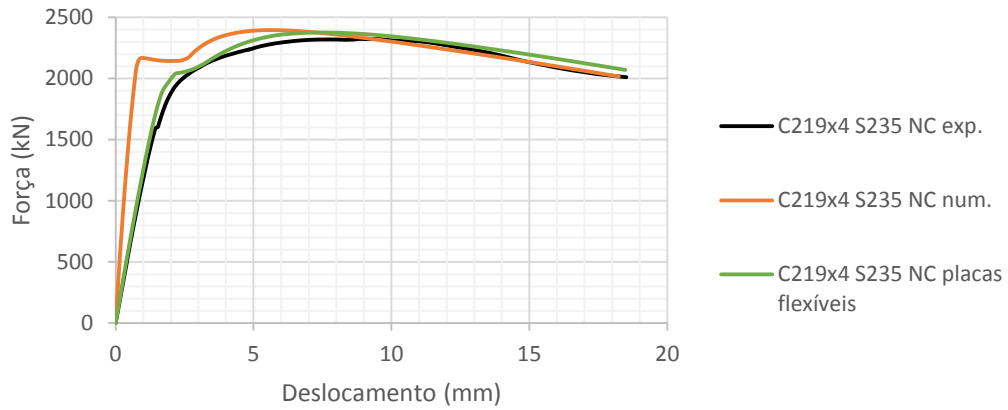


Figura 3.33 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_235_0 com placas flexíveis de 37mm de espessura e módulo de elasticidade de 3 GPa

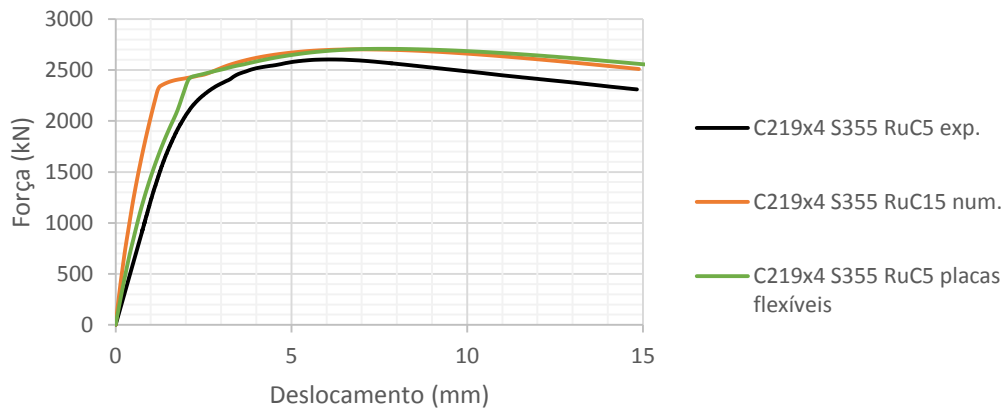


Figura 3.34 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_15 com placas flexíveis de 40 mm de espessura e módulo de elasticidade de 5 GPa

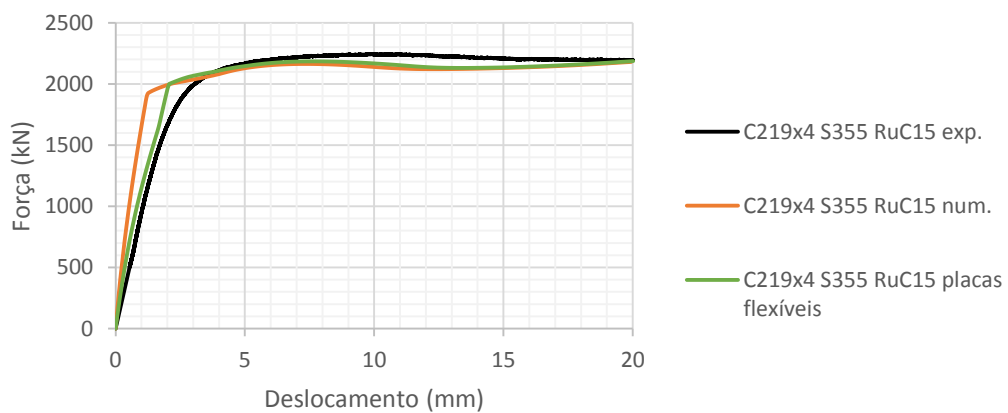


Figura 3.35 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_15 com placas flexíveis de 60 mm de espessura e módulo de elasticidade de 12 GPa

Na Tabela 3.6 são apresentados os valores dos declives dos troços iniciais dos ensaios laboratoriais (E_{exp}) e modelos numéricos (E_{num}), assim como a diferença percentual entre esses valores. Conclui-se assim que existe uma boa aproximação entre a rigidez inicial dos ensaios laboratoriais e modelo numérico após o refinamento das condições de fronteira.

Tabela 3.6 Comparação da rigidez inicial dos ensaios experimentais e numérico com placas flexíveis

Provetes	Eexp	Enum	Diferença
C114x3_235_0	471	483	2%
C114x3_235_5	386	398	3%
C114x3_235_15	364	349	4%
C114x3_275_0	549	580	6%
C114x3_275_5	542	506	7%
C114x3_275_15	226	339	50%
C152x3_275_5	666	669	1%
C219x4_235_5	1226	1246	2%
C219x4_355_5	1216	1247	3%
C219x4_355_15	930	1048	13%

3.5.2 Consideração da excentricidade da carga

Outra causa provável para as diferenças registadas entre os resultados obtidos com os modelos numéricos e os correspondentes ensaios experimentais é a não consideração de excentricidade da carga nos primeiros. A sua consideração deverá levar a uma redução da carga máxima obtida e uma possível melhoria do formato da curva, devido à influência nos efeitos de instabilidade local.

Para modelar um carregamento excêntrico foi utilizado um elemento sólido C3D8 rígido (à semelhança das placas rígidas utilizadas para modelar os pratos da prensa), de forma cúbica, com arestas de 10 mm, onde se impôs o deslocamento, variando a sua posição consoante a excentricidade pretendida. Em relação às condições de fronteira foi utilizado o eixo de simetria apenas numa direção e foi permitida a rotação segundo y da placa rígida superior. A geometria pode ser observada na Figura 3.36.

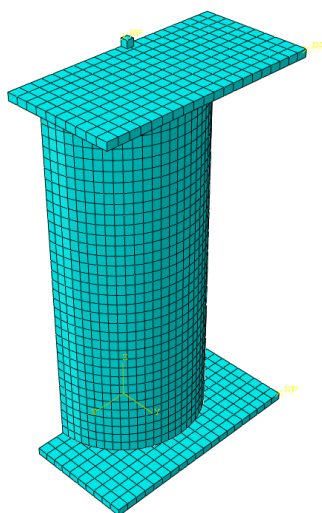


Figura 3.36 Geometria e malha considerada para o caso da excentricidade variável

À semelhança do caso anterior, foi realizado um primeiro estudo utilizando como exemplo a coluna C114x3_235_0, variando a excentricidade entre 1 e 5 mm. Na Figura 3.37 pode observar-se a influência da variação da excentricidade nas curvas reação-deslocamento obtidas.

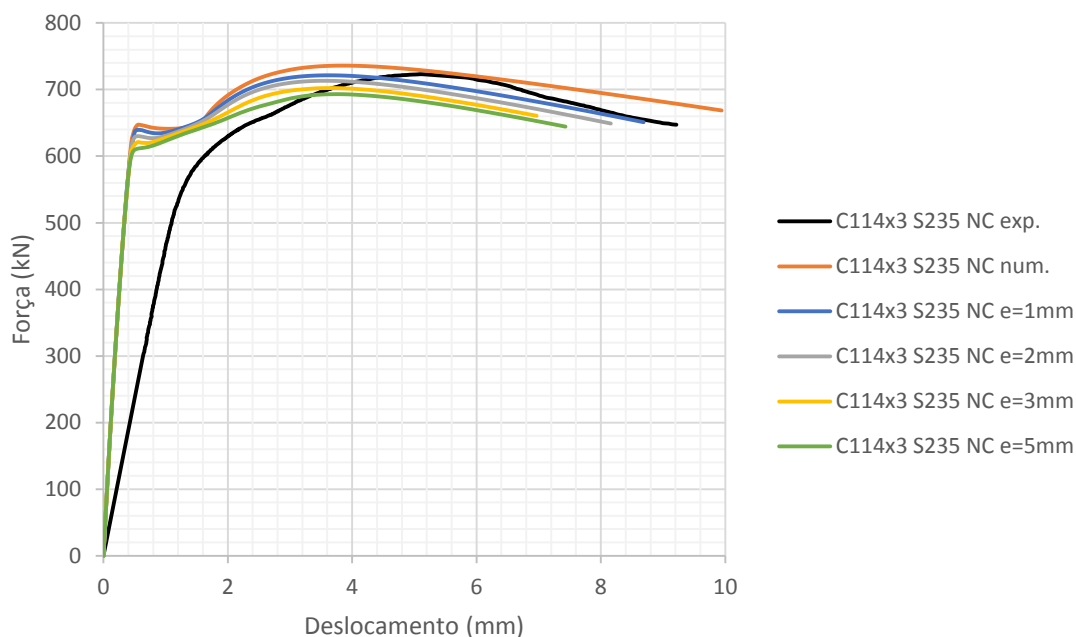


Figura 3.37 Influência da excentricidade na coluna C114x3_235_0

A variação da excentricidade, tal como seria expectável, tem como consequência a redução da carga máxima atingida pela coluna. Além disso nota-se que existe também uma redução da carga com a qual ocorre a instabilização local do tubo de aço e um segundo ponto de inflexão, muito menos perceptível do que no caso da carga central. Na Figura 3.38 pode observar-se a deformação e tensões obtidas para alguns pontos de interesse na curva.

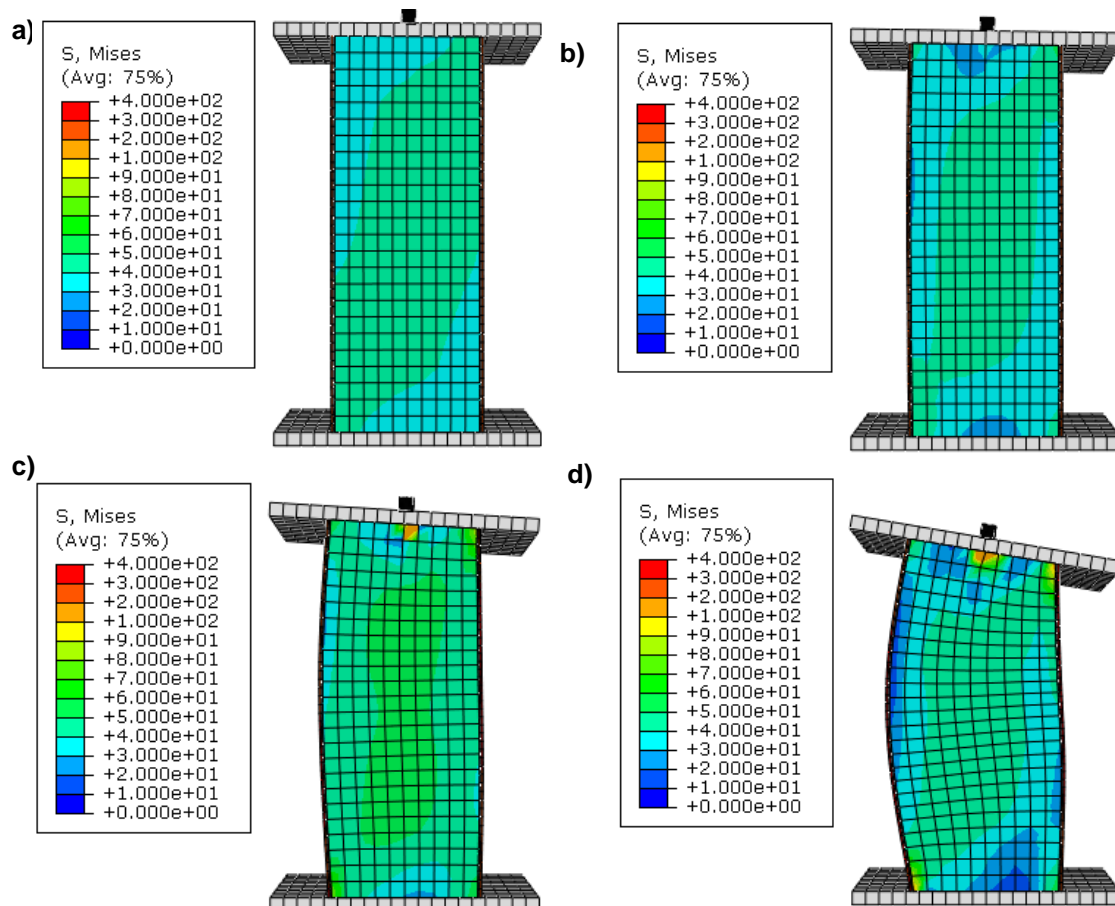


Figura 3.38 Deformada associada ao: a) primeiro ponto de inflexão no gráfico, b) segundo ponto de inflexão no gráfico, c) ponto de força máxima, d) ponto de quase rotura da coluna

Observando a Figura 3.38, destaca-se a esperada assimetria da coluna após o carregamento. Esta assimetria leva a duas consequências importantes, nomeadamente a maior suscetibilidade da coluna à instabilização da parte do tubo de aço mais próximo da carga, o que reduz o valor desta para a qual ocorre o primeiro ponto de inflexão no gráfico, e o confinamento do betão, tornando-se assim menos eficiente, sendo menor o aumento de resistência da coluna mista e a carga máxima atingida.

A excentricidade pode ser utilizada como justificação para alguns dos resultados mais discordantes entre o modelo numérico e ensaios experimentais, principalmente os que apresentem valores de carga máxima inferiores aos obtidos numericamente. Na Figura 3.39 e Figura 3.40 mostra-se o processo iterativo de aumento de excentricidade para as colunas C219x4_355_0 e C219x4_355_5.

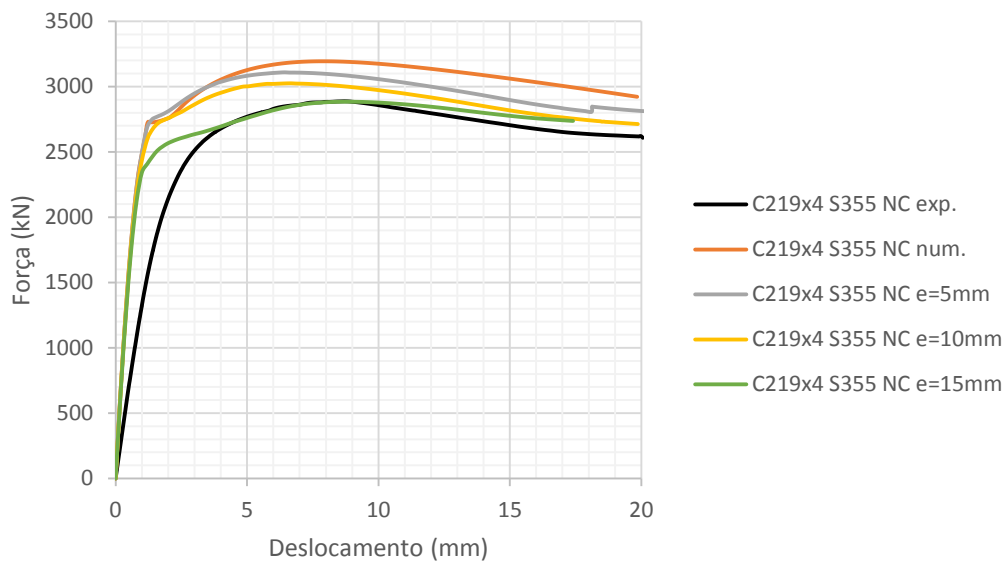


Figura 3.39 Variação da excentricidade e comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_0

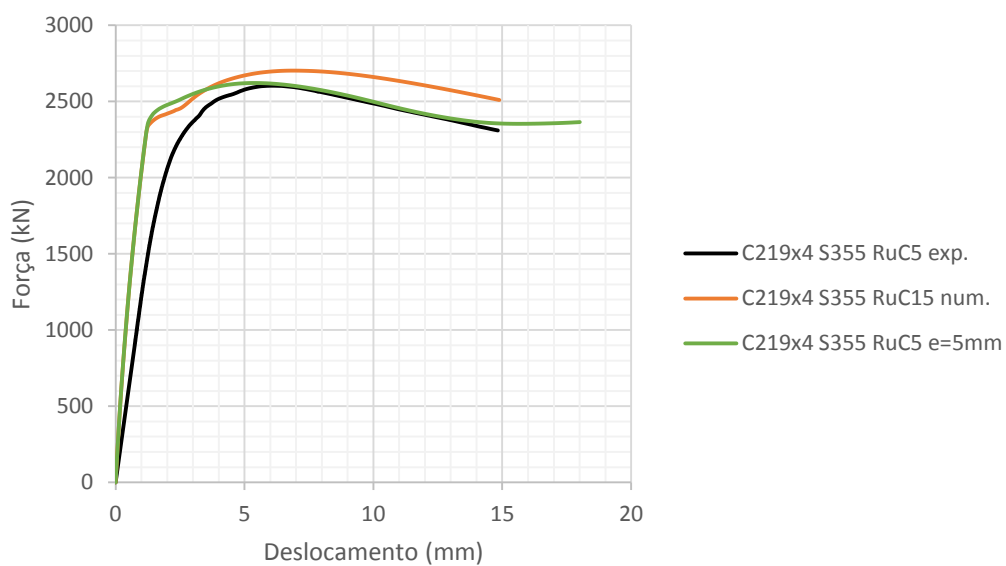


Figura 3.40 Comparação dos resultados para a coluna C219x4_355_5

Como se pode observar, para as colunas C219x4_355_0 e C219x4_355_5, existe um melhor ajuste da carga máxima com a consideração da excentricidade.

4. Modelação do comportamento de betão confinado com encamisamento híbrido de FRP

Neste capítulo é analisada a modelação de ensaios realizados por Henriques [27] com colunas de betão circulares reforçadas por encamisamento híbrido com mantas de FRP.

4.1 Colunas reforçadas com compósitos de FRP

Os materiais compósitos de matriz polimérica reforçada com fibras (FRP) têm vindo a ganhar importância na indústria da construção devido à sua elevada resistência aliada a um baixo peso volúmico, facilidade de adaptação a diferentes tipos de geometrias e estruturas, facilidade de aplicação com pouco espaço disponível, boa resistência química e possibilidade de adaptar a sua rigidez para a finalidade pretendida [15].

As mantas de FRP utilizadas no reforço de colunas são compostas por fibras, responsáveis por conferir a rigidez e resistência mecânica ao material, a matriz polimérica, responsável pela união e proteção das fibras levando a um comportamento uniforme entre fibras e uma maior proteção química contra a corrosão [61]. Para colagem das mantas de FRP ao betão são utilizadas resinas epóxicas.

O tipo de fibras mais utilizado nos FRP são o carbono, vidro e aramida, que possuem diferentes módulos de elasticidade (ver Figura 4.1). Ao contrário do aço, os FRP caracterizam-se por um comportamento elástico linear até à rotura, i.e., não apresentam patamar plástico.

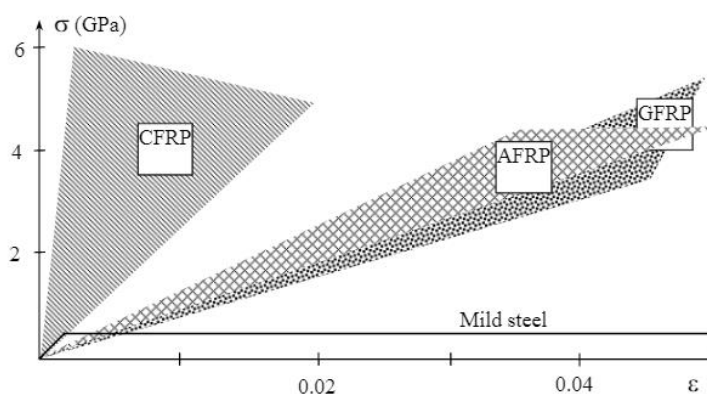


Figura 4.1 Propriedades mecânicas das fibras e comparação com o aço [14]

O reforço de colunas com compósitos de FRP pode ser feito através de encamisamento contínuo ou parcial (discreto). No caso do encamisamento contínuo, todo o núcleo da coluna pode ser considerado totalmente confinado em todas as direções, e a tensão lateral de confinamento f_l pode ser obtida através das características do sistema de reforço (ver Figura 4.2). A expressão

(4.1) pode ser utilizada para calcular a tensão lateral de confinamento, em que f_j é a tensão de ruptura da fibra, t_f a espessura e D o diâmetro da coluna.

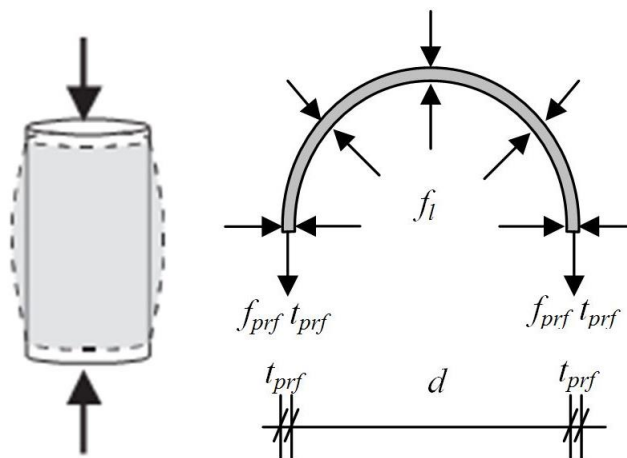


Figura 4.2 Distribuição de tensão nas mantas responsáveis pelo confinamento do betão [62]

$$f_l = \frac{2f_j t_j}{D} \quad (4.1)$$

Mais recentemente, tem sido estudada a possibilidade de se utilizar sistemas híbridos de reforço com mantas de FRP, permitindo assim uma maior abrangência de módulos de elasticidade e soluções, conjugando as diferentes virtudes de cada tipo de FRP [27].

O reforço do betão com mantas de FRP foi primeiramente utilizado como opção ao confinamento com perfis metálicos, referido anteriormente. Por isso, também os primeiros modelos constitutivos sugeridos para o betão confinado com mantas de FRP foram adaptações de modelos utilizados para análise de perfis mistos ou de betão armado. Expressões propostas por Fardis e Khalili [63], Ahmad et al. [16] e Saadatmanesh et al. [64] para o comportamento do betão reforçado com mantas de FRP utilizaram como base os modelos conhecidos para o confinamento por armaduras transversais [3]. Contudo, foram encontrados problemas nesta abordagem em trabalhos realizados por vários autores, como Mirmiran et al. [18], Samaan et al. [17], Saafi et al. [65] e Spoelstra e Monti [19], pois o comportamento do betão confinado de forma ativa ou com armaduras é diferente do betão confinado com mantas de FRP. A principal diferença entre o comportamento dos modelos apresentados por Mander et al. [3] e o betão confinado com mantas de FRP é que no primeiro se considera uma tensão de confinamento constante após a sua cedência e para o segundo caso esta vai aumentando devido ao comportamento linear dos FRP até à ruptura. Apesar de serem uma melhor representação do comportamento deste tipo de solução, estes modelos tiveram origem, na sua maioria, numa pequena amostra de ensaios laboratoriais, não sendo por isso uma boa resposta para todo o tipo de casos, como referido por Lam e Teng [66].

Os modelos de tensão-deformação para o betão confinado com encamisamento de mantas de FRP tem um comportamento bilinear, sendo uma rigidez inicial caracterizada principalmente pela rigidez do betão, e uma segunda rigidez após a rotura do betão com declive correspondente à solução de reforço.

Como proposto por Lam e Teng [66] e Ozbakkaloglu et al. [67], existem dois tipos de modelos tensão-deformação para o betão reforçado com mantas de FRP: os modelos orientados para o dimensionamento e os modelos orientados para a análise.

4.1.1 Modelos orientados para o dimensionamento

Os modelos orientados para o dimensionamento são normalmente compostos por expressões simples e de fácil aplicação. Essas expressões foram obtidas principalmente por regressões feitas a partir de dados obtidos através de ensaios laboratoriais [67]. São aqui apresentados alguns destes modelos referentes a colunas reforçadas com mantas de FRP mais relevantes.

i. Modelo de Samaan et al. [17] (1998)

O modelo proposto por Samaan et al. (ver Figura 4.3) foi obtido utilizando a expressão estudada por Richard e Abbot (expressão (4.2)), em que f_c e ϵ_c correspondem à tensão e à extensão de compressão do betão, respetivamente, E_1 e E_2 são o módulo de rigidez ou declive da primeira e da segunda curvas, f_0 é o ponto de transição entre as curvas (ponto que coincide aproximadamente com a tensão máxima do betão não confinado), e n é um fator de controlo da curva de transição (utilizado normalmente 1,5 por não ter efeitos relevantes).

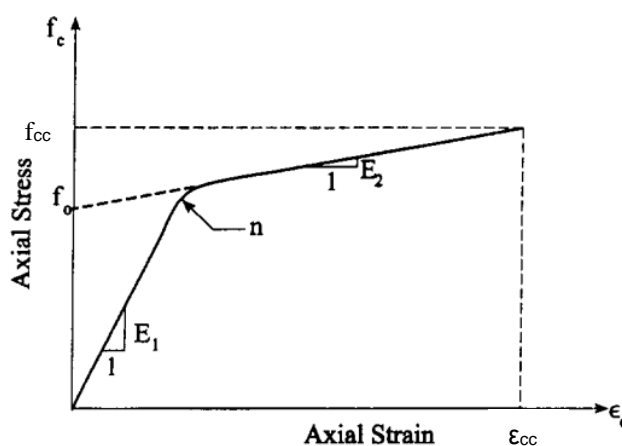


Figura 4.3 Modelo proposto por Samaan et al. [17]

$$f_c = \frac{(E_1 - E_2)\epsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\epsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{1/n}} + E_2\epsilon_c \quad (4.2)$$

O declive do primeiro troço da curva, E_1 , varia apenas com as características do betão não confinado, podendo ser calculado recorrendo à expressão presente no ACI 318 [50].

O declive do segundo troço da curva, E_2 , é influenciado pelo módulo de elasticidade das fibras utilizadas no reforço e do núcleo do betão confinado. Os valores utilizados foram calibrados com os ensaios sendo a expressão proposta dada pela expressão (4.3), em que E_j é o módulo de elasticidade da fibra de reforço e t_j a espessura da manta respetivamente, e f_{cm} a tensão de pico do betão não confinado.

$$E_2 = 245.61f_{cm}^{0.2} + 1.3456 \frac{E_j t_j}{D} \quad [MPa] \quad (4.3)$$

O ponto da tensão de transição, f_0 , foi também calibrado através dos ensaios e pode ser obtido pela expressão (4.4), em que f_l é a tensão lateral de confinamento.

$$f_0 = 0.872f_{cm} + 0.371f_l + 6.258 \quad [MPa] \quad (4.4)$$

ii. Modelo de Toutanji et al. [44] (1999)

O modelo proposto por Toutanji et al. [38] tem uma abordagem diferente, partindo do princípio de que a extensão lateral do betão confinado é igual à do sistema de reforço utilizado. Trata-se de um modelo incremental em que se obtêm os valores das tensões e extensões axiais com a variação do valor da extensão lateral (ver Figura 4.4). À semelhança do modelo anterior, o modelo é dividido em dois ramos com rigidez diferente, sendo que o primeiro depende principalmente das características do betão e o segundo varia substancialmente com o sistema de reforço.

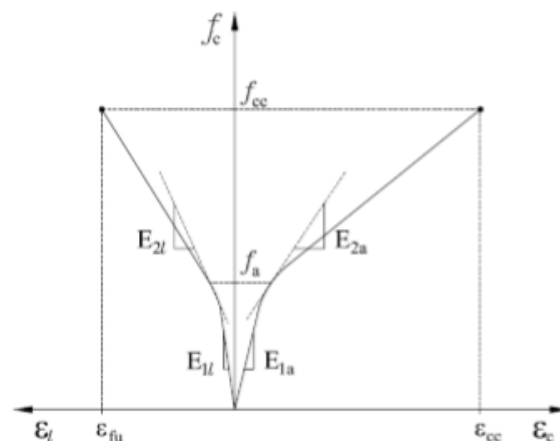


Figura 4.4 Modelo proposto por Toutanji et al. [44]

As expressões (4.5) e (4.6) foram propostas e relacionam a extensão lateral (ϵ_l) com a tensão e extensão axial.

$$f_c(\epsilon_l) = f_{cm} \left(1 + 3.5 \left(\frac{f_l(\epsilon_l)}{f_{cm}} \right)^{0.85} \right) \quad (4.5)$$

$$\epsilon_c = \epsilon_{c0} \left[1 + (310.57 \epsilon_l + 1.9) \left(\frac{f_l(\epsilon_l)}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (4.6)$$

O primeiro troço da curva proposta por Toutanji et al. [44] é um troço reto cuja expressão utilizada para o seu cálculo é dada pela expressão (4.7), na qual entram três parâmetros A, B e C que são calculados utilizando as expressões (4.8), (4.9) e (4.10) respetivamente. De realçar que se assume normalmente que o valor de extensão lateral é igual a 0,2% e que corresponde ao ponto de transição entre o primeiro e o segundo troços da curva.

$$f_c = \frac{A \epsilon_c}{1 + B \epsilon_c + C \epsilon_c^2} \quad (4.7)$$

$$A = E_1 \quad (4.8)$$

$$B = \frac{E_1}{f_a} - \frac{2}{\epsilon_1} + \frac{E_1 E_2 \epsilon_1}{f_a^2} \quad (4.9)$$

$$C = \frac{1}{\epsilon_1^2} - \frac{E_1 E_2}{f_a^2} \quad (4.10)$$

Neste modelo, ao contrário do anterior, o declive E_2 corresponde ao declive da tangente no ponto de intersecção entre os dois troços. Para o cálculo dos declives do primeiro troço, da curva lateral (E_{1l}) e axial (E_{1a}), definem-se as expressões (4.11) e (4.12),

$$E_{1a} = 10200(f_c)^{\frac{1}{3}} \quad (4.11)$$

$$E_{1l} = 51000(f_c)^{\frac{1}{3}} \quad (4.12)$$

O ponto de transição é definido pelas expressões (4.13) e (4.14) e corresponde a uma extensão lateral, como referido anteriormente, de 0.2%.

$$f_a = f_{cm} \left(1 + 0.032 \left(\frac{E_j t_j}{D f_{cm}} \right)^{0.85} \right) \quad (4.13)$$

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{c0} \left(1 + 0.0808 \left(\frac{E_j t_j}{D f_{cm}} \right)^{0.85} \right) \quad (4.14)$$

Por fim, para o cálculo dos declives dos segundos troços, tal como anteriormente para a curva de extensão lateral (E_{2l}) e para a curva de extensão axial (E_{2a}), são propostas as expressões (4.15) e (4.16) que são obtidas a partir da derivação das expressões (4.13) e (4.14) em relação às respetivas extensões.

$$E_{2a} = 0.3966 \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c0}} \quad (4.15)$$

$$E_{2l} = 7.557 \frac{2E_j t_j}{D} \left(\frac{D f_{cm}}{2E_j t_j} \right)^{0.15} \quad (4.16)$$

Posteriormente, Saafi et al [65], após confrontarem as expressões propostas com ensaios realizados com tubos de FRP em vez de mantas, concluíram que o declive do segundo troço e o ponto de intersecção não faziam uma boa aproximação aos resultados obtidos. Propuseram então algumas alterações às expressões apresentadas por Toutanji et al. [44], mantendo a mesma abordagem.

iii. Modelo de Lam e Teng [66] (ACI 440.2R-08) (2003)

O modelo proposto por Lam e Teng [66] (ver Figura 4.5) vindo no seguimento de vários trabalhos realizados pelos mesmos autores, é o adotado pelos regulamentos americanos (ACI 440.2R-08) [68].

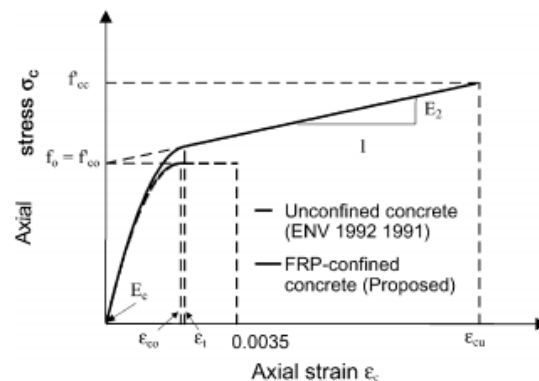


Figura 4.5 Modelo proposto por Lam e Teng [66]

Para além do modelo proposto, Lam e Teng [66] adotaram um conjunto de princípios que servem de base ao modelo e que também servem para o caracterizar. As proposições consideradas foram:

- O modelo consiste num primeiro troço parabólico seguido de um linear, como pode ser observado na Figura 4.5.
- O declive do troço inicial (E_1), tangente à parte inicial da parábola, corresponde ao módulo de elasticidade do betão não confinado.
- Existe um aumento, apesar de não muito pronunciado, da tensão axial do betão confinado em relação ao betão não confinado, o que revela uma influência da presença do reforço com FRP no primeiro troço do modelo.
- A transição entre o troço parabólico e linear da curva é feita de uma forma suave. Diferencia-se dos modelos anteriormente referidos, que consideravam um troço de transição com características diferentes.
- Quando a rotura é atingida, verifica-se a tensão de rotura à compressão do betão e a extensão axial última do betão confinado.

As expressões propostas para os dois ramos do modelo são as expressões (4.17) e (4.18).

$$f_c = E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_{c0}} \varepsilon_c^2, \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_t \quad (4.17)$$

$$f_c = f_{cm} + E_2 \varepsilon_c, \quad \varepsilon_t < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (4.18)$$

A extensão no ponto de transição (ε_t), pode ser calculada com a expressão (4.19). O parâmetro f_0 (ver Figura 4.5), consiste na intersecção da extensão do troço linear com o eixo de tensão axial, e por razões de simplificação adota-se o valor de f_{c0} .

$$\varepsilon_t = \frac{2f_{cm}}{(E_c - E_2)} \quad (4.19)$$

Para o cálculo da expressão (4.19) é necessário conhecer o declive do segundo troço da curva E_2 que pode ser obtido pela expressão (4.20). No entanto para isso é necessário conhecer os pontos de extensão de rotura (ε_{cu}) e tensão máxima do betão confinado (f_{cc}).

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_{cm}}{\varepsilon_{cu}} \quad (4.20)$$

O cálculo da tensão f_{cc} pode ser feito recorrendo à expressão (2.7), utilizando um coeficiente k_1 igual a 3.3. A extensão última do betão confinado (ε_{cc}) é obtida com a expressão (4.21), em que

ϵ_{ju} é a extensão última do FRP utilizado no reforço, sendo propostos valores diferentes para cada uma das fibras mais utilizadas. O coeficiente k_2 considera-se normalmente ser igual a 12.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1.75 + k_2 \left(\frac{f_l}{f_{cm}} \right) \left(\frac{\epsilon_{ju}}{\epsilon_{c0}} \right)^{0.45} \right] \quad (4.21)$$

iv. Modelo de Wei e Wu [40] (2013)

Apesar dos vários estudos realizados sobre colunas circulares e os vários modelos propostos, existe ainda uma grande dificuldade em propor um modelo que consiga abranger colunas com outro tipo de secção. Assim, estudos mais recentes procuram definir um modelo unificado para os diferentes tipos de secções. Não sendo um ponto muito relevante no presente trabalho, não é feita uma abordagem aprofundada a diferentes tipos de secções.

Entre os modelos propostos, destacam-se o modelo da norma italiana CNR-DT 200/2004 [69] (ver Figura 4.6) e o modelo de Wei e Wu [20]. Ambos podem ser utilizados para secções circulares, quadradas e retangulares, e são compostos por um primeiro troço parabólico e um segundo linear, como no modelo de Lam e Teng [66].

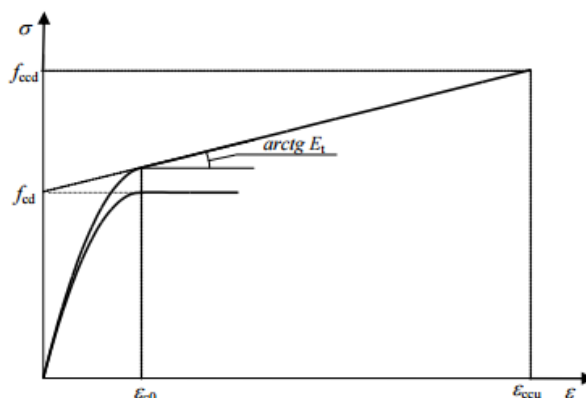


Figura 4.6 Modelo proposto na CNR-DT 200/2004 [69]

Ao contrário dos modelos de Toutanji et al. [44] e Saafi et al. [65], o modelo de Wei e Wu [20] apresenta um segundo troço linear (ver Figura 4.7). Esta abordagem é consideravelmente mais simples, e apresenta resultados muito próximos dos observados experimentalmente. O modelo de Wei e Wu [20] surgiu pela falta de capacidade dos modelos existentes na altura de conseguirem uma transição suave do troço parabólico para o troço linear em secções quadradas e retangulares, uma boa aproximação aos resultados quando existe um troço descendente, e de uma previsão adequada para a extensão de rotura.

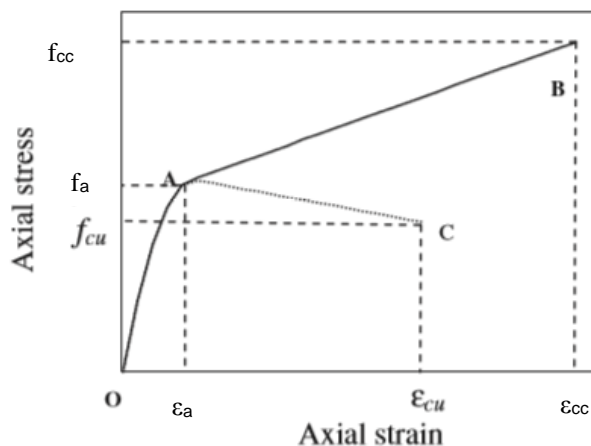


Figura 4.7 Modelo semelhante ao proposto por Wei e Wu [20]

Como no caso de Lam e Teng [66], o modelo tem dois ramos diferentes, um para a parte parabólica até ao ponto de transição e outro para a parte linear. O ramo parabólico é calculado com a expressão (4.22) e o ramo linear com a expressão (4.23). As coordenadas do ponto de transição entre os dois troços da curva são designadas por ϵ_0 para a extensão e f_0 para a tensão.

$$f_c = E_c \epsilon_c + \frac{f_a - E_c \epsilon_a}{\epsilon_a^2} \epsilon_c^2, \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_a \quad (4.22)$$

$$f_c = f_a + E_2(\epsilon_c - \epsilon_a), \quad \epsilon_a \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (4.23)$$

Para definir a curva é igualmente necessário definir as coordenadas do ponto de transição. No método de Wei e Wu [20], a extensão de transição é calculada com a expressão (4.24) e a tensão de transição pela expressão (4.25).

$$\epsilon_a = \frac{(f_a + f_{cu} + E_c \epsilon_{cu}) - \sqrt{(f_a + f_{cu} + E_c \epsilon_{cu})^2 - 8f_a E_c \epsilon_{cu}}}{2E_c} \quad (4.24)$$

$$f_a = f_{cm} + 0.43 \left(\frac{2r_c}{b} \right)^{0.68} \left(\frac{h}{b} \right)^{-1} f_l \quad (4.25)$$

Na expressão (4.25) calcula-se a tensão de transição que facilmente se observa depender do formato da secção, sendo utilizados para o seu cálculo o raio de curvatura dos cantos arredondados das secções retangulares ou quadrangulares (r_c), a largura ou diâmetro da secção (b) e a altura da secção ou maior dimensão (h). No caso de secções circulares e quadradas a relação h/b toma o valor de 1,0. A relação $2r_c/b$ toma o valor de 1,0 para secções circulares e de 0 para secções quadradas sem cantos arredondados.

Para definir a curva seria ainda necessário o cálculo da extensão de rotura e da tensão última, além do declive do troço linear. O declive E_2 pode ser calculado facilmente, à semelhança do que é feito por Lam e Teng [66] na expressão (4.20), utilizando considerações geométricas. No caso particular das secções circulares, tem-se apenas o cálculo da tensão máxima de compressão do betão confinado que é dada pela expressão (4.26) e da extensão axial última pela expressão (4.27).

$$f_{cc} = 1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f_{cm}} \right)^{0.94} f_{cm} \quad (4.26)$$

$$\varepsilon_{cc} = 1.75 + 12 \left(\frac{f_l}{f_{cm}} \right)^{0.75} \left(\frac{f_{30}}{f_{cm}} \right)^{0.62} \varepsilon_{c0} \quad (4.27)$$

Na expressão (4.27) são utilizados os valores do betão não confinado (ε_{c0} e f_{c0}), que podem ser os tabelados ou calculados por outras expressões existentes, e o valor da tensão de rotura do betão C30 à compressão (f_{30}).

4.1.2 Modelos orientados para a análise

Os modelos orientados para a análise são normalmente propostos com base em análises numéricas incrementais iterativas, que consideram a interação entre a fibra de reforço e o núcleo interno do betão. Destacam-se também por serem mais exatos e versáteis a simular o comportamento do betão confinado com reforço de FRP, sendo no entanto muito mais complexos do que os métodos orientados para o dimensionamento.

Os referidos modelos utilizam procedimentos incrementais iterativos, apoiados em teorias anteriormente desenvolvidas e que conseguem abordar casos em que a tensão de confinamento é variável, como o caso do confinamento por reforço com mantas de FRP. O modelo de Spoelstra e Monti [19] baseia-se nos modelos de cálculo da tensão em betão confinado com tensão constante de Mander [3] e no modelo de Pantazapoulou e Mills [70] que permite o cálculo da extensão lateral do betão dada a extensão axial. O modelo de Spoelstra e Monti [19] é adoptado no FIB – Bulletin 14 para estruturas reforçadas externamente com FRP [14]. A Figura 4.8 apresenta o procedimento de cálculo iterativo, em que as equações assinaladas representam as propostas por Mander e Pantazapoulou e Mills.

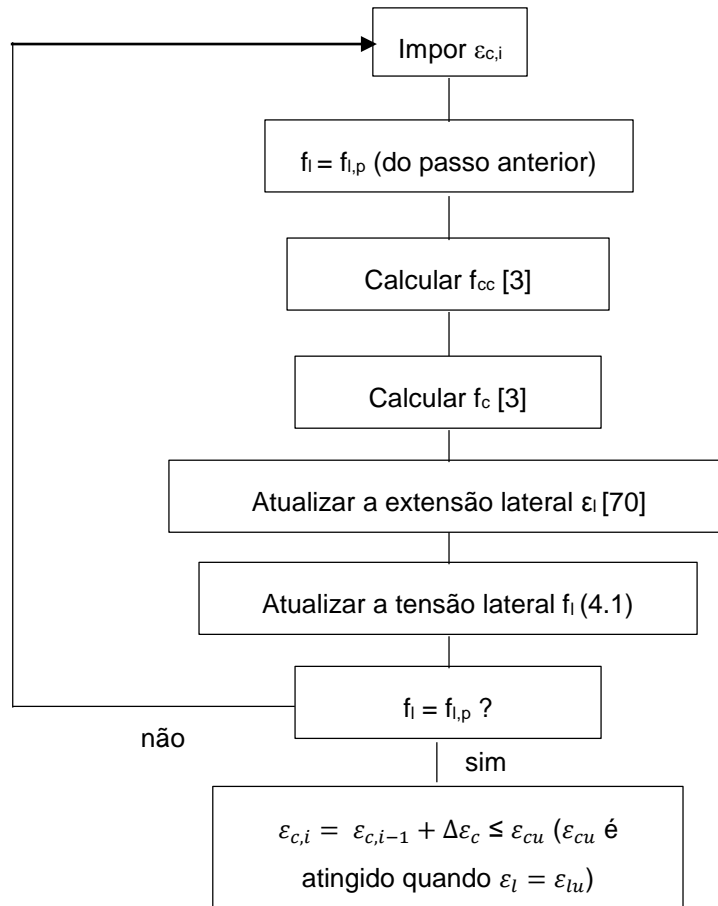


Figura 4.8 Esquema do procedimento incremental iterativo proposto por Spoelstra e Monti (adaptado do Fib Bulletin 14 [14])

4.2 Ensaios experimentais

À semelhança dos ensaios realizados por Duarte et al. [11] também os ensaios realizados por Henriques et al. [27] foram realizados no Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais (LERM) do Instituto Superior Técnico. Os objetivos destes consistiam em estudar a influência do confinamento no betão conferido por sistemas de reforço com mantas híbridas FRP, variando o tipo da fibra (carbono de baixo módulo “CFRP”, carbono de alto módulo “LM CFRP”, aramida “AFRP”, e vidro “GFRP”), os sistemas híbridos com as várias combinações de fibras, e a ordem de disposição das camadas.

Foram produzidos modelos de betão em duas séries distintas com idades substancialmente diferentes. Cada provete de betão foi reforçado com 3 camadas de mantas FRP coladas com resina epóxida, e posteriormente sujeitos a ensaios à compressão [27]. Na Figura 4.9 pode observar-se o processo de colagem das mantas de FRP.



Figura 4.9 Processo de colagem das mantas FRP

O procedimento utilizado para a realização dos ensaios foi o mesmo de Duarte et al. [11] (ver Figura 3.1). Os provetes utilizados apresentavam secção circular, raio de 75 mm, e uma altura de 600 mm [27].

Como referido anteriormente, para variar o grau de confinamento do betão, utilizaram-se diferentes combinações de camadas de mantas de FRP, que podem ser observadas na Figura 4.10.

A designação adotada indica a série a que pertence, se à primeira ou segunda betonagem (PB_1 e PB_2 respetivamente), e a ordem de aplicação das camadas, da primeira para a última, o tipo de fibra de reforço, correspondendo “A” a AFRP, “C₁” a LM CFRP, “C₂” a HM CFRP e “G” a GFRP. Por exemplo, $PB_1A.1C_1.1A$ designa uma coluna com betão referente à primeira betonagem, sendo a primeira camada de aramida, a segunda camada de carbono de baixo módulo e a terceira camada de aramida.







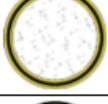
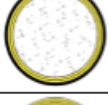
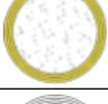
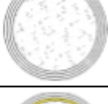
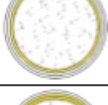
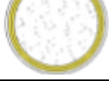
Modelos		
Série		Configuração dos compósitos
PB ₁ 3C ₁		3 camadas de CFRP
PB ₁ 3C ₂		3 camadas de HM CFRP
PB ₁ 1C ₁ 2C ₂		CFRP+HM FRP+HM CFRP
PB ₁ 2C ₁ 1C ₂		CFRP+CFRP+HM CFRP
PB ₁ 1C ₁ 2A		CFRP+AFRP+AFRP
PB ₁ 2C ₁ 1A		CFRP+CFRP+AFRP
PB ₁ 1A1C ₁ 1A		AFRP+CFRP+AFRP
PB ₁ 2A1C ₁		AFRP+AFRP+CFRP
PB ₂ 3A		3 camadas de AFRP
PB ₂ 3G		3 camadas de GFRP
PB ₂ 1A2G		AFRP+GFRP+GFRP
PB ₂ 2A1G		AFRP+AFRP+GFRP

Figura 4.10 Combinações de reforço híbrido utilizadas [27]

4.3 Construção do modelo numérico

Neste ponto descreve-se a modelação dos ensaios realizados por Henriques [27], comparando-se mais à frente as curvas da modelação numérica, com as curvas experimentais e ainda com as curvas teóricas apresentadas no subcapítulo 4.1.

4.3.1 Geometria e malha

A geometria e malha adotadas na modelação das colunas de betão reforçadas com mantas de FRP foram em tudo semelhantes ao apresentado no capítulo anterior em relação a colunas mistas aço-betão, com exceção de que, para este caso, não foram realizadas simplificações de simetria devido a não existir grande esforço de cálculo numérico (ao contrário do anterior não existem efeitos de instabilidade). Para a modelação do betão foram utilizados elementos sólidos C3D8 e para a modelação das mantas foram utilizados elementos casca de 4 nós S4. A adoção dos elementos “Shell” deve-se à reduzida espessura das mantas de FRP em relação às restantes dimensões, o que leva a que o seu comportamento seja predominantemente de membrana (i.e. na direção das fibras). Foram também utilizados elementos sólidos C3D8 para a modelação das placas rígidas.

Em relação à malha utilizada, as dimensões utilizadas foram novamente semelhantes às apresentadas no capítulo 3. Procurou-se manter a dimensão dos elementos inferior a 20 mm para o betão e inferior a 10 mm para as mantas. Além disso, também se teve em consideração as vantagens de utilizar os nós coincidentes nos elementos dos dois materiais, ajudando a uma maior rapidez de análise por evitar necessidade de iteração. Na Figura 4.11 pode observar-se a malha adotada dos diferentes elementos.

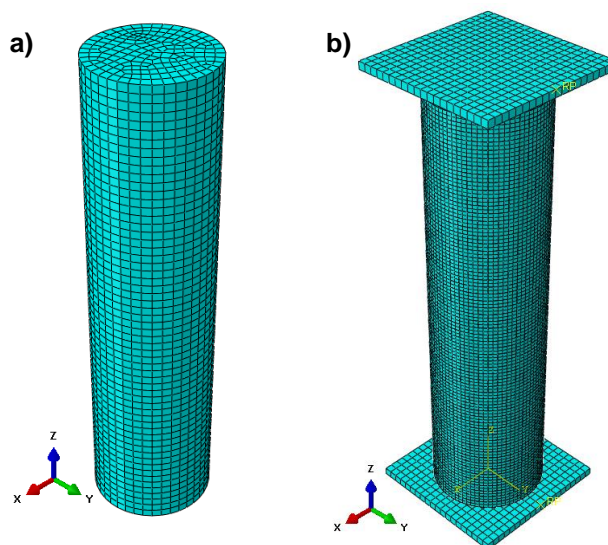


Figura 4.11 Malha de elementos finitos utilizada para a) a coluna de betão e b) modelo completo.

De forma a modelar o sistema de reforço híbrido, sendo possível alterar as características de cada camada separadamente e modelando todos os ensaios realizados, foram utilizados “*Composite Layup Conventional Shell*”, compostos por *ply*'s [29] que representam cada camada, para o tipo de secção atribuída aos elementos Shell. Esta opção considera a existência de várias

camadas, com possibilidade ou não de alterar a sua orientação, a sua espessura e o tipo de material utilizado (ver Figura 4.12).

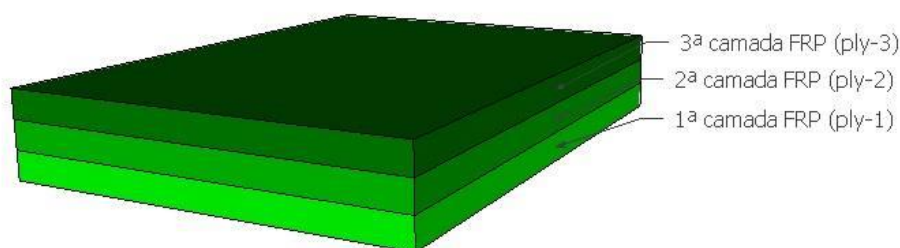


Figura 4.12 Esquema da modelação utilizada para o reforço com mantas FRP

Nesta primeira análise não se considerou a influência da resina, sendo adotado o comportamento apenas das mantas FRP e as suas características. Assim, foram utilizadas apenas 3 camadas (*ply's*), uma por camada de manta de FRP adotada.

4.3.2 Condições de fronteira, interações e aplicação de carga

Em relação às condições de fronteira, a situação é em tudo semelhante à modelação de colunas mistas, mas devido à utilização das colunas completas em vez de quartos de coluna, apenas se impuseram os deslocamentos nas placas rígidas. Também como anteriormente, considerou-se a função *constraint* "Rigid body", significando que as placas se comportam como corpos rígidos, e os seus deslocamentos foram todos bloqueados à exceção da translação vertical da placa superior.

Para a interação entre o betão e a primeira camada de FRP utilizou-se a função *constraint* "Tie", significando que a ligação é feita nó a nó sem movimentos relativos entre os elementos, ou seja, simulando um comportamento monolítico tal como utilizado anteriormente por diferentes autores no estudo de situações semelhantes [71].

Em relação à carga, foi aplicado um deslocamento estático vertical na placa superior, e utilizada uma análise estática, ao contrário do caso das colunas mistas em que se utilizou Riks modificado por não se considerarem relevantes ou existentes efeitos de segunda ordem com deformações elevadas nas colunas reforçadas com mantas de FRP.

4.3.3 Materiais

Nos ensaios realizados por Henriques [27] foram utilizadas duas betonagens diferentes, em que as características do betão variaram razoavelmente. São então utilizados como referência os valores médios referidos por Henriques [27] e que podem ser observados na Tabela 4. 1.

Tabela 4. 1 Características dos betões utilizados nos ensaios laboratoriais

	$f_{cm,cil}$ (MPa)	$f_{cm,cub}$ (MPa)	ϵ_{c0} (%)	E_{cm} (GPa)
PB1	34,4	43	0,21	30,669
PB2	31,8	39,75	0,21	29,954

Os valores apresentados para o módulo de elasticidade do betão e das tensões foram obtidos utilizando as expressões (4.28) e (4.29) presentes no EC2 [38].

$$E_{cm} = 0.9 \left[22 \left(\frac{f_{cm,cubos}}{10} \right)^{0.3} \right] \quad (4.28)$$

$$\epsilon_{c0} = 0.7 f_{cm}^{0.31} \quad (4.29)$$

A modelação das características do betão foram em tudo semelhantes ao referido no Capítulo 2 utilizando a função CDP pelo que não serão abordadas neste capítulo, podendo observar-se as curvas do comportamento à compressão do betão utilizadas na Figura 4.13.

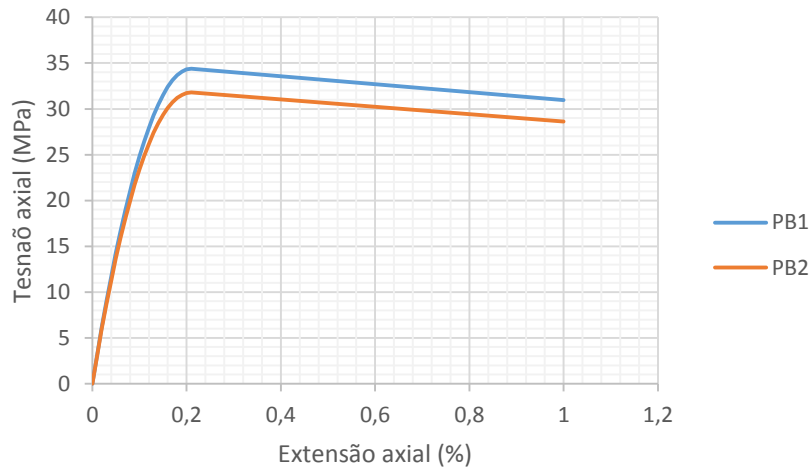


Figura 4.13 Curva tensão-deformação do betão sujeito a compressão utilizada na modelação numérica dos dois betões tipo

Em relação às restantes características, considerou-se um ângulo de atrito interno de 20°, como utilizado por outros autores para betão corrente [59, 8], e um coeficiente de Poisson de 0,2, sendo que o comportamento à tração foi semelhante ao abordado no capítulo anterior.

Para a modelação das propriedades mecânicas das fibras foram utilizados os valores de espessura (t) e módulo de elasticidade (E_f) fornecidos nos catálogos indexados aos materiais (ver Tabela 4.2). Como neste trabalho se estuda o confinamento do betão e se sabe de antemão que os FRP possuem comportamentos bastante anisotrópicos, considerou-se a rigidez presente apenas na direção principal das fibras que provocam o efeito de confinamento, utilizando valores de grandeza inferior nas restantes direções.

Tabela 4.2 Propriedades das fibras retiradas dos catálogos

	CFRP LM (C1)	CFRP HM (C2)	AFRP (A)	GFRP (G)
E_f (GPa)	240	640	120	65
e (mm)	0,176	0,190	0,200	0,299

Considerou-se que as mantas FRP possuem um comportamento elástico linear.

4.4 Análise de resultados

Nesta parte da dissertação são comparados os resultados obtidos através da modelação numérica com os resultados laboratoriais e com os resultados analíticos que apresentaram melhores aproximações [27]. Nos trabalhos laboratoriais foram realizados dois ensaios para cada situação distinta, denominados por 1º e 2º ensaios. Os resultados podem ser observados da Figura 4.14 até à Figura 4.25.

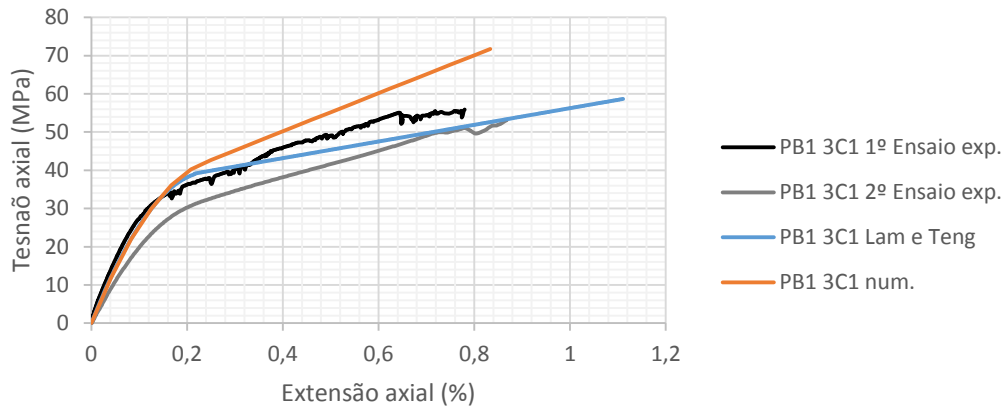


Figura 4.14 Resultados obtidos para a coluna PB1.3C1

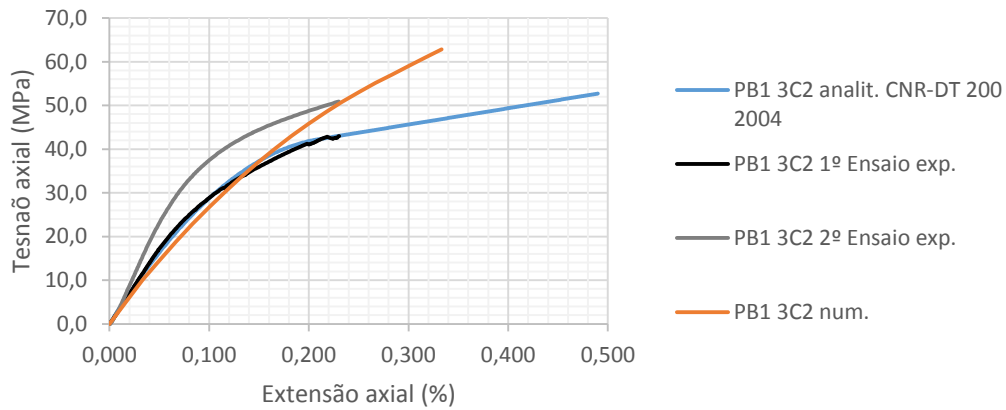


Figura 4.15 Resultados obtidos para a coluna PB1.3C2

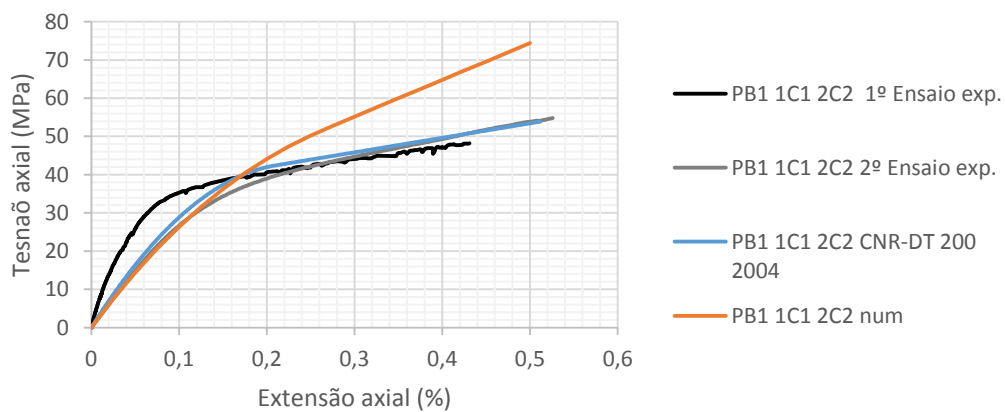


Figura 4.16 Resultados obtidos para a coluna PB1.1C1.2C2

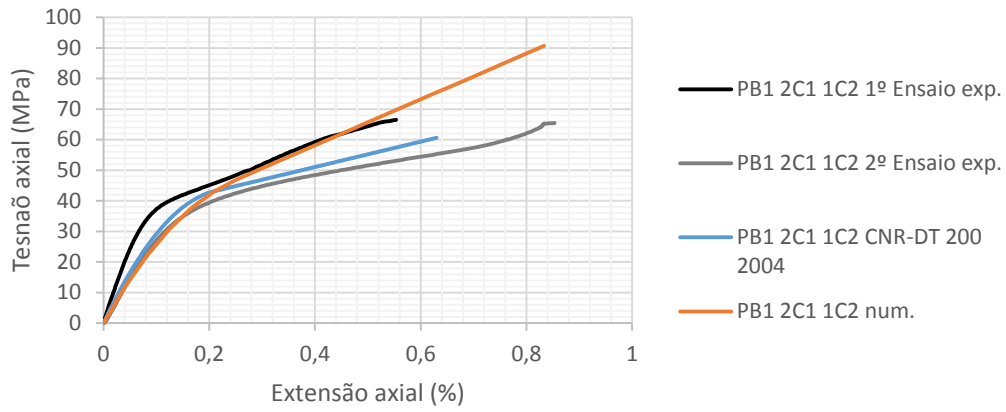


Figura 4.17 Resultados obtidos para a coluna PB1.2C1.1C2

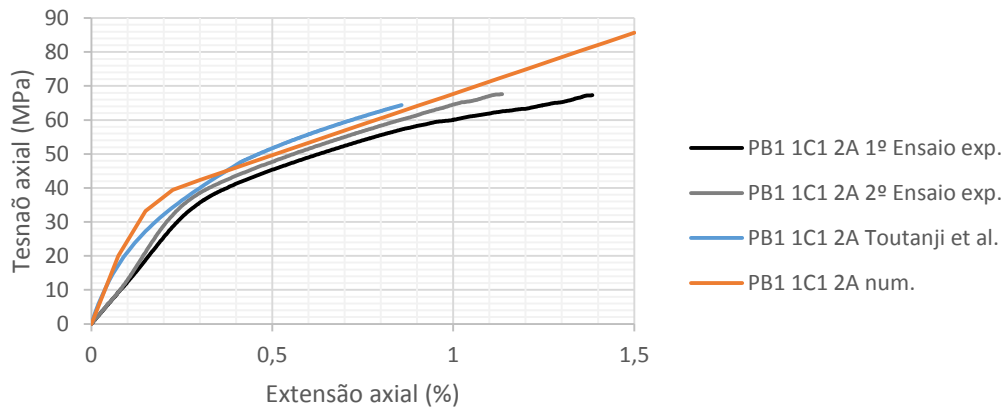


Figura 4.18 Resultados obtidos para a coluna PB1.1C1.2A

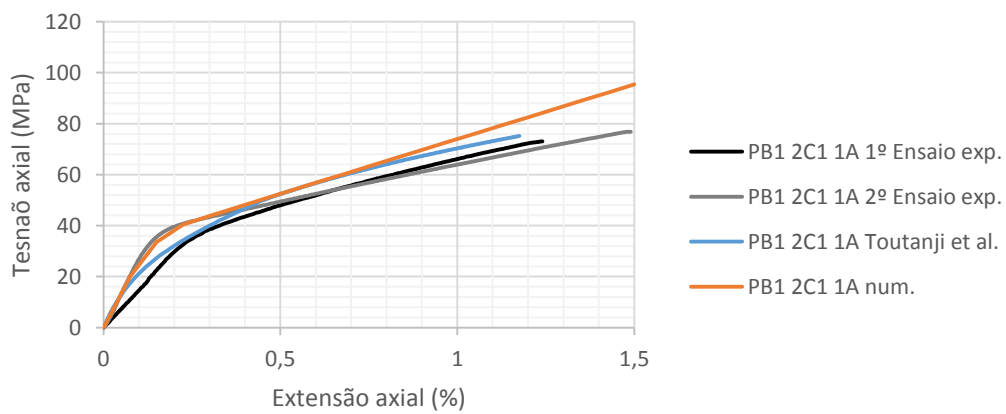


Figura 4.19 Resultados obtidos para a coluna PB1.2C1.1A

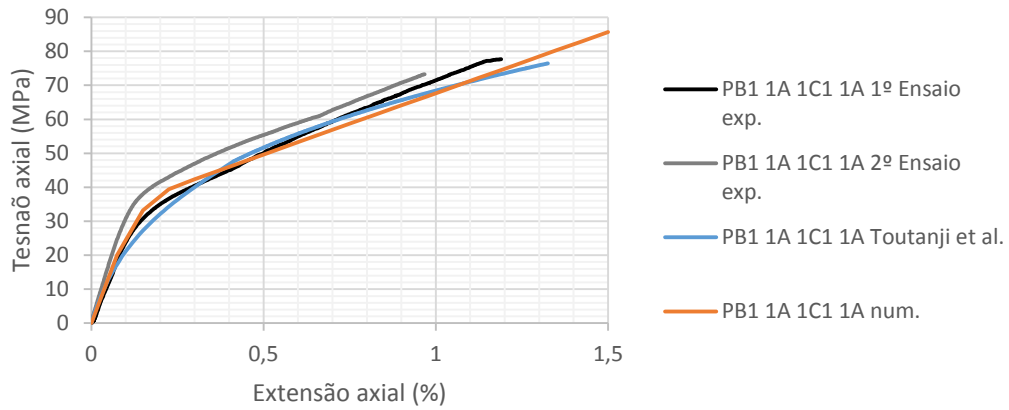


Figura 4.20 Resultados obtidos para a coluna PB1.1A.1C1.1A

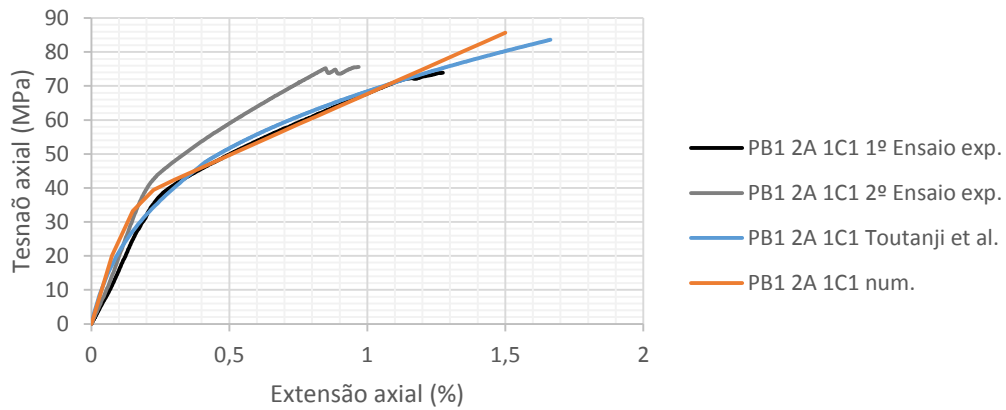


Figura 4.21 Resultados obtidos para a coluna PB1.2A.1C1

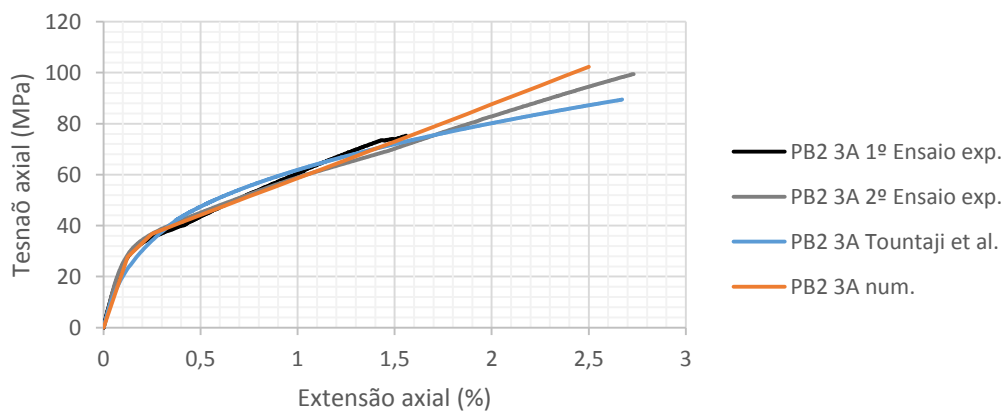


Figura 4.22 Resultados obtidos para a coluna PB2.3A

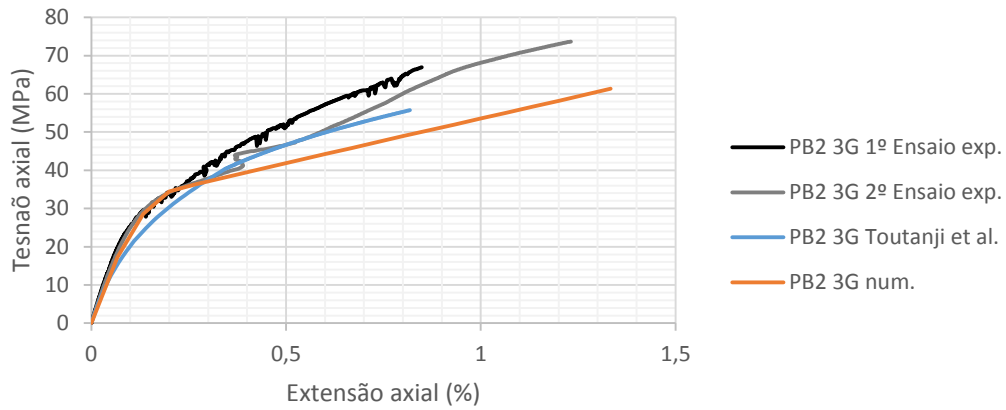


Figura 4.23 Resultados obtidos para a coluna PB2.3G

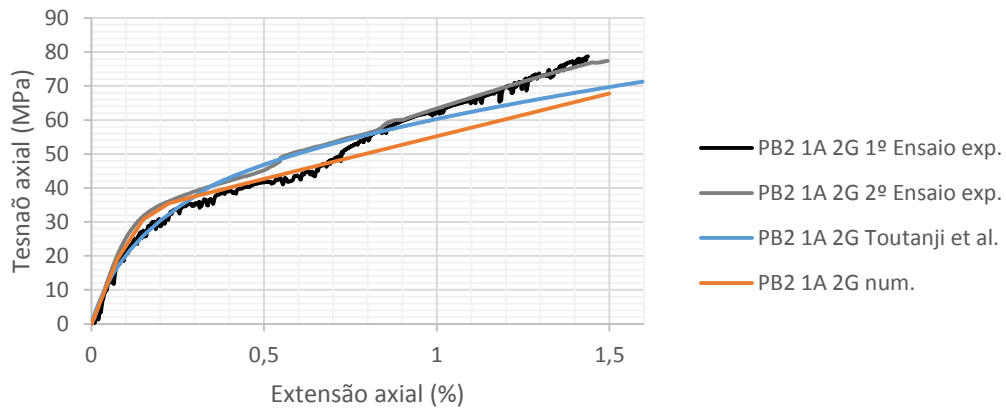


Figura 4.24 Resultados obtidos para a coluna PB2.1A.2G

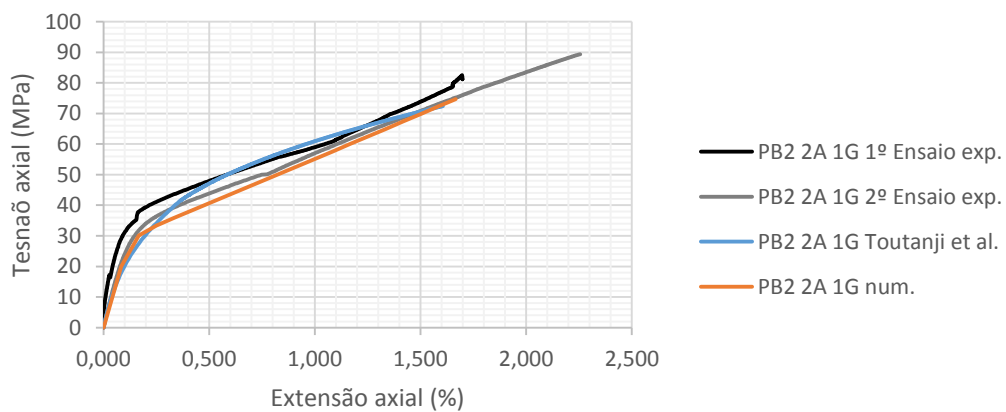


Figura 4.25 Resultados obtidos para a coluna PB2.2A.1G

Em geral, observa-se uma boa aproximação entre os resultados obtidos através de ensaios laboratoriais e os resultados numéricos para o modelo proposto, concluindo-se que o método

utilizado para modelar o comportamento do betão confinado por encamisamento de mantas FRP é adequado. Observando a deformada obtida no modelo numérico verifica-se que também estão de acordo com o observado nos ensaios experimentais, principalmente considerando os mecanismos de rotura (ver Figura 4.26),

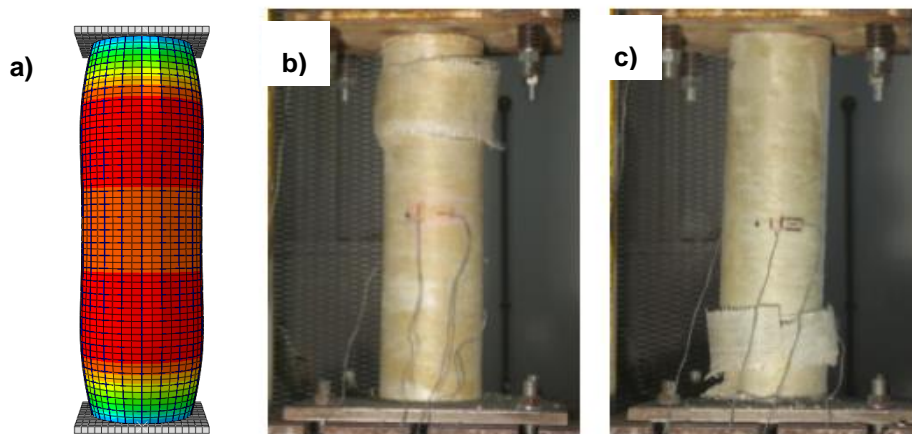


Figura 4.26 a) Coluna PB2.2A.1C obtida com o modelo numérico b) Coluna PB2.2A.1C 1^o Ensaio com rotura visível a meia altura superior [27] c) Coluna PB2.2A.1C 2^o Ensaio com rotura visível a meia altura inferior [27]

4.5 Refinamento do modelo numérico

Apesar dos resultados obtidos serem satisfatórios, na modelação dos ensaios realizados em sistemas híbridos com carbono de alto módulo (C_2) e baixo módulo (C_1), o declive do segundo tramo da curva é maior no modelo numérico do que nos ensaios laboratoriais.

Alguns fatores que não foram tidos em conta na modelação e que podem ter influência nos resultados obtidos são:

- Na modelação não é considerada a tensão de rotura das fibras, caso que se tornará mais relevante em sistemas híbridos com carbono de alto e baixo módulos devido às suas tensões de rotura serem consideravelmente distintas. Isto levará a alguma incerteza nos resultados após atingida a extensão de rotura do carbono de alto módulo;
- Na modelação considera-se apenas o módulo de elasticidade das fibras, sendo certa a influência da matriz, a qual reduz o módulo de elasticidade do conjunto, i.e., das mantas de FRP;
- Não foi considerada a espessura da resina utilizada na colagem das fibras, o que pode ter alguma influência nos resultados.
- Escorregamento entre o betão e as mantas de FRP, que pode ser importante nas zonas de maior variação de deformação.

Não sendo possível no âmbito deste trabalho abordar todos os aspetos atrás referidos, optou-se por refinar os modelos no sentido de ter em conta a proporção da matriz e fibras, e a espessura de cola.

4.5.1 Consideração da rigidez da matriz

Na análise realizada, utilizou-se para a rigidez das fibras os valores fornecidos nos catálogos do fabricante que podem ser observados na Tabela 4.2. No entanto, como o comportamento das mantas FRP varia substancialmente com a proporção entre as fibras e a matriz que as mantém unidas, é proposto na regulamentação que se utilize “Regra das Misturas” (4.30) , a qual propõe uma redução do módulo de elasticidade das fibras devido à menor rigidez da matriz presente nas mantas FRP. É recomendada uma proporção volumétrica de entre 65 e 75% para as fibras e de 25 a 35% para a matriz, sendo aqui utilizados os valores de 70 e 30% respetivamente. Estes valores pretendem refletir a percentagem correspondente à espessura adotada, e referida nos catálogos, composta pelas fibras e pela matriz.

$$E_f = E_{fib}V_{fib} + E_mV_m \quad (4.30)$$

Na Tabela 4.3 podem então observar-se os valores utilizados para a modelação das características das mantas de FRP.

Tabela 4.3 Resultados para o módulo de elasticidade considerado após aplicação da Regra das Misturas

	CFRP LM (C1)	CFRP HM (C2)	AFRP (A)	GFRP (G)
E_f (GPa)	240	640	120	65
E_m (GPa)	3	3	3	3
%E_f	0,7	0,7	0,7	0,7
%E_m	0,3	0,3	0,3	0,3
E	168,9	448,9	84,9	46,4

Esta abordagem pode ser útil para os casos em que os modelos numéricos apresentem o declive do segundo tramo da curva superior ao observado experimentalmente. Tendo isso em conta, justifica-se aplicar essa mudança do módulo de elasticidade principalmente às mantas com

carbono de alto e baixo módulo (C₁ e C₂). Os resultados obtidos podem ser observados nas Figura 4.27 à Figura 4.30.

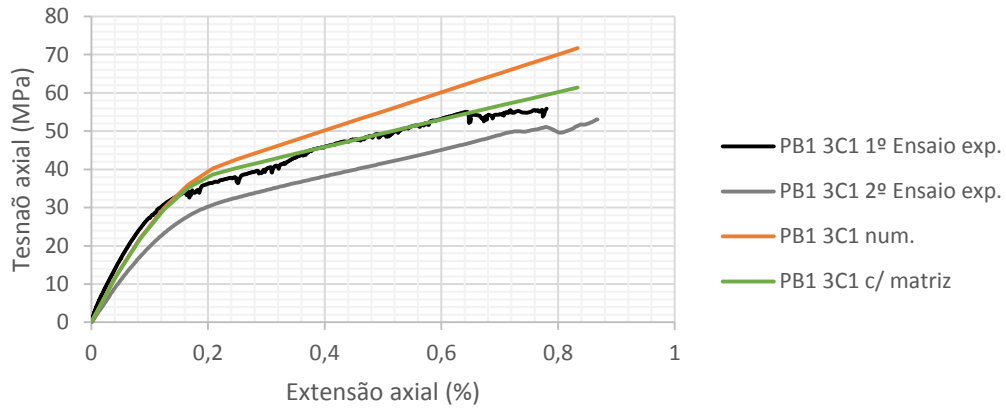


Figura 4.27 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 3C1

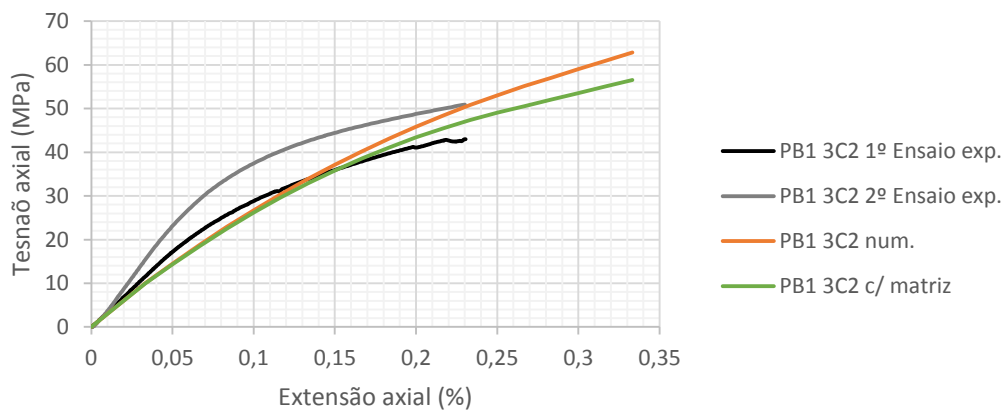


Figura 4.28 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 3C2

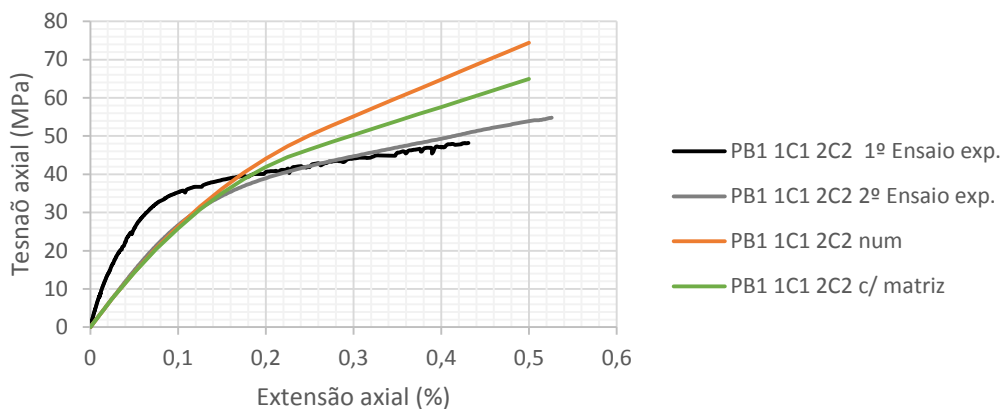


Figura 4.29 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 1C1 2C2

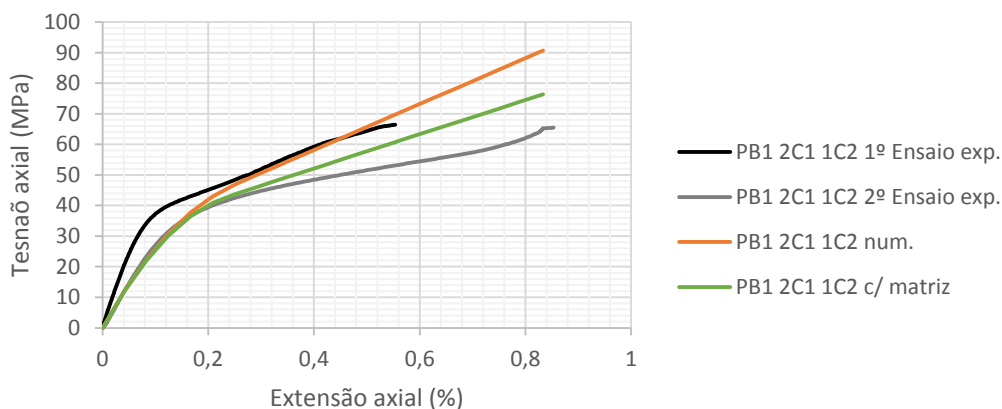


Figura 4.30 Resultado com a consideração da matriz para a coluna PB1 2C1 1C2

Como seria expectável, observa-se uma alteração do módulo de elasticidade das mantas, resultando num menor declive do segundo troço da curva. Comparando com os resultados obtidos no primeiro modelo, é possível tirar a conclusão de que a modelação dos ensaios realizados com mantas de CFRP podem beneficiar mais da consideração da rigidez da matriz do que os ensaios realizados com mantas de AFRP e GFRP, que apresentaram logo bons resultados.

4.5.2 Consideração da espessura de resina

Como referido anteriormente, para a aplicação do reforço com mantas FRP é necessária a utilização de resinas epóxicas para garantir a aderência das mantas à superfície. Para estudar a influência da espessura de resina no comportamento dos modelos numéricos, é utilizada a mesma função que anteriormente, mas considerando as camadas de cola separadamente (ver Figura 4.31).

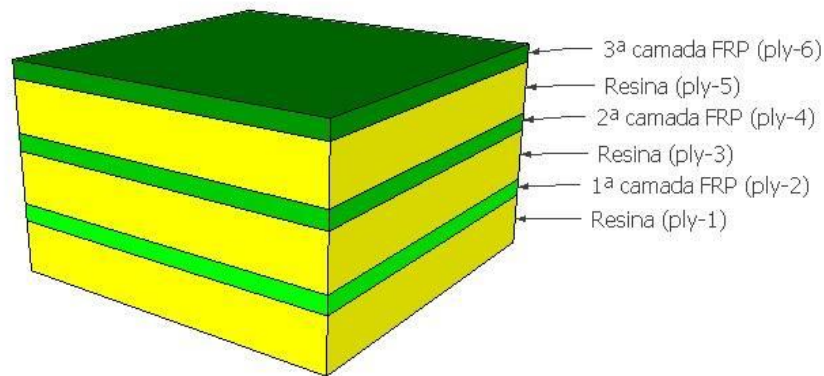


Figura 4.31 Esquema da modelação utilizada para o reforço com mantas FRP considerando as resinas

Para as propriedades da resina, sabendo que nos trabalhos realizados por Henriques [27] foi utilizada a *S&P Resin Epoxy 50*, adoptou-se um módulo de elasticidade igual a 2,5 MPa, obtido dos catálogos da marca.

De forma a ter uma maior sensibilidade dos resultados e compreender a influência da espessura de resina utilizada, considerando que não é fácil conhecer a quantidade de cola que foi utilizada nos ensaios laboratoriais, variou-se a espessura para o caso da coluna PB2 3G (por ser o caso em que pode beneficiar mais de um aumento de espessura) e compararam-se os resultados (ver Figura 4.32).

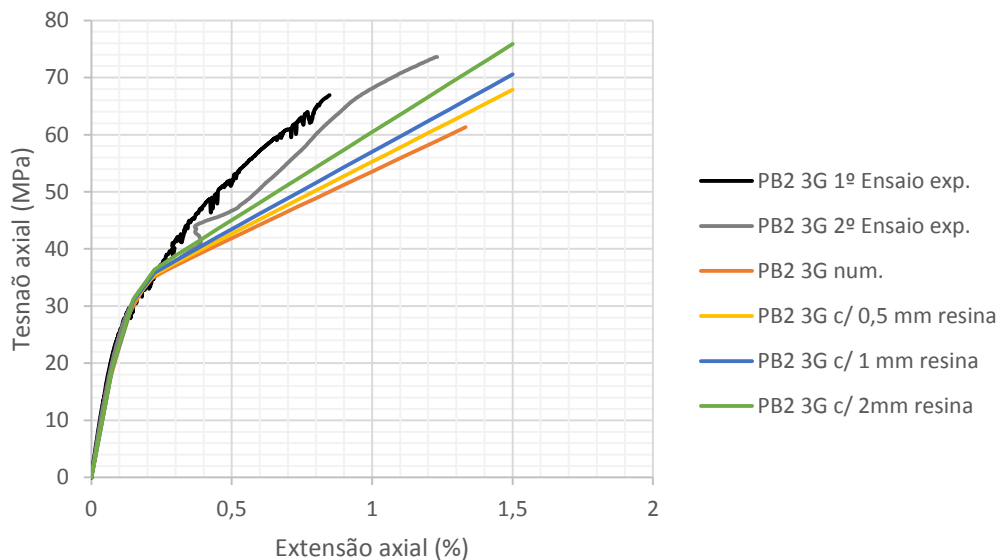


Figura 4.32 Influência da espessura da cola nos resultados da modelação da coluna PB2 3G

Como se pode observar, quanto maior for a espessura de cola utilizada maior o declive do segundo troço da curva. A influência apenas é significativa para valores de espessura relativamente elevados pelo que se considera que é uma boa simplificação a adotada na primeira modelação em que se despreza a espessura da cola. No entanto esse fator pode ser considerado em casos em que o declive do segundo troço da curva seja relativamente inferior ao obtido experimentalmente.

(Esta página foi propositadamente deixada em branco)

5. Considerações finais

5.1 Síntese

O trabalho realizado na presente dissertação teve como objetivo contribuir para o conhecimento do comportamento do betão confinado, focando exclusivamente a modelação numérica de colunas mistas aço-betão e colunas reforçadas por encamisamento de mantas híbridas de FRP, complementando assim os trabalhos laboratoriais anteriormente realizados.

Na primeira parte da dissertação, abordam-se os trabalhos realizados por Duarte et al. [11, 12] propondo-se alguns refinamentos aos modelos numéricos previamente construídos, com a intenção de obter uma resposta mais próxima da experimental, assim como um eventual aprofundamento da influência de alguns parâmetros.

Na segunda parte da dissertação, abordam-se os trabalhos realizados por Henriques [27], utilizando-se os valores obtidos experimentalmente, assim como expressões analíticas, para calibrar o modelo numérico proposto.

Nas secções seguintes, apresentam-se as principais conclusões e sugerem-se trabalhos de investigação que podem dar continuidade ao estudo aqui relatado.

5.1 Conclusões

Na primeira parte do trabalho, correspondente às colunas mistas aço-betão com agregados reciclados de borracha, as alterações introduzidas no modelo numérico existente permitiram concluir que:

- A modelação utilizada para o comportamento do betão confinado, utilizando a função CDP, apresenta um bom comportamento para betão confinado em colunas mistas, corroborando a conclusão de Duarte et al. [12]
- A existência de uma superfície que não seja completamente rígida entre os pratos rígidos da prensa e a coluna mista, à semelhança do que aconteceu nos ensaios laboratoriais com a utilização da camada de gesso, conduz a uma curva mais próxima da experimental. Isto deve-se provavelmente à possibilidade de deslizamento relativo entre a superfície de betão e o tubo metálico, e da rotação da base do tubo metálico.
- As características consideradas para as placas flexíveis que simulam as condições de fronteira, nomeadamente a espessura e o módulo de elasticidade, apesar de não serem conhecidas com precisão, têm influências distintas nos resultados obtidos. A variação do módulo de elasticidade das placas evidencia uma perda de patamar referente à instabilização local da coluna. A variação da espessura interfere principalmente na redução da rigidez do conjunto.

- A consideração de uma excentricidade da carga não influencia de forma evidente a rigidez inicial da coluna. Os seus efeitos notam-se principalmente na redução da carga para a qual ocorrem as primeiras instabilidades no tubo e na carga máxima atingida.

Na segunda parte do trabalho, correspondente às colunas de betão reforçadas com encamisamento híbridos de mantas de FRP, concluiu-se que:

- A modelação utilizada para o betão confinado, semelhante ao caso das colunas mistas, revela igualmente um bom comportamento para o caso das colunas de betão reforçadas por encamisamento de mantas FRP.
- O modelo proposto apresenta em geral uma boa aproximação para todos os ensaios, comparando com os resultados obtidos para os ensaios laboratoriais e com os modelos analíticos propostos.
- A consideração da influência da rigidez da matriz nas mantas de FRP, utilizando a Regra das Misturas, é mais relevante no caso das mantas de CFRP, de alto e baixo módulo. A conseqüente redução do módulo de elasticidade do encamisamento resulta num menor declive do segundo troço da curva tensão-deformação.
- A espessura de resina, devido ao seu baixo módulo de elasticidade, não apresenta uma influência significativa. No entanto, um aumento de espessura resulta num maior declive do segundo troço da curva tensão deformação.

5.2 Desenvolvimentos futuros

O método proposto neste trabalho apresentou bons resultados para os dois casos de betão confinado: colunas mistas aço betão e colunas reforçadas por encamisamento de FRP. No entanto, os resultados numéricos apenas foram confrontados com dois trabalhos laboratoriais. Assim, considera-se importante confrontar a modelação apresentada neste trabalho com resultados de outras séries de ensaios laboratoriais realizados.

No seguimento do parágrafo anterior, pode ser interessante considerar outros tipos de betão, incluindo betões com outros tipos de agregados reciclados. De igual modo, pode ser interessante variar igualmente o tipo de confinamento do betão, por exemplo encamisamento de betão, encamisamento metálico, reforço com perfis metálicos, diferentes tipos de secção, entre outros.

Em termos de modelação considera-se importante aprofundar o estudo da influência da espessura de resina e tensão última das fibras das mantas FRP. O comportamento das resinas após a secagem é frágil e a rotura das mesmas afeta o comportamento do sistema de reforço, sendo uma análise não linear do seu comportamento recomendada. A tensão e extensão últimas das fibras varia consideravelmente de solução para solução, podendo ser importante o seu comportamento no estudo de sistemas de reforço híbridos.

Referências

- [1] J. Appleton, Estruturas de betão, Alfragide: Edições Orion, 1ª Edição, 2013.
- [2] F. Valadares, M. Bravo e J. de Brito, "Concrete with Used Tire Rubber Aggregates: Mechanical Performance," *ACI Materials Journal*, 109(3), pp. 283-292, 2012.
- [3] J. B. Mander, M. J. N. Priestley e R. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *J. Struct. Engrg., ASCE*, 114(8), pp. 1804-1826, 1988.
- [4] N. E. Shanmugam e B. Lakshmi, "State of the art report on steel-concrete composite columns," *Journal of Constructional Steel Research* 57, pp. 1041-1080, 2001.
- [5] A. Elremaily e A. Azizinamini, "Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 58, pp. 1567-1591, 2002.
- [6] Q. Q. Liang, "Strength and ductility of high strength concrete-filled steel tubular beam-columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65(3), pp. 687-698, 2009.
- [7] S. P. Schneider, "Axially loaded concrete-filled steel tubes," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 124(10), pp. 1125-1138, 1998.
- [8] E. Ellobody e B. Young, "Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS," *Thin-Walled Structures*, 44(8), pp. 919-930, 2006.
- [9] C. S. Huang, Y. K. Yeh, G. Y. Liu, H. T. Hu, K. C. Tsai, Y. T. Weng, S. H. Wang e M. H. Wu, "Axial load behavior of stiffened concrete-filled steel columns," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128(9), pp. 1222-1230, 2002.
- [10] H. Ellobody, B. Young e D. Lam, "Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62, pp. 706-715, 2006.
- [11] A. P. C. Duarte, B. A. Silva, N. Silvestre, J. de Brito, E. Júlio e J. M. Castro, "Tests and design of short steel tubes filled with rubberised concrete," *Engineering Structures*, 112, pp. 274-286, 2016.
- [12] A. P. C. Duarte, N. Silvestre, J. de Brito, E. Júlio e J. M. Castro, "Finite Element Modelling of Short Steel Tubes Filled with Rubberized Concrete," *Composite Structures*, vol. 150, pp. 28-40, 2016.
- [13] A. P. C. Duarte, B. A. Silva, N. Silvestre, J. de Brito e E. Júlio, "Mechanical characterization of rubberized concrete using an image-processing/XFEM coupled procedure," *Composites Part B*, vol. 78, pp. 214-226, 2015.

- [14] Fib bulletin 14, "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures", Fédération Internationale du Béton (fib), Task Group 9.3 FRP, Lausanne, 2001.
- [15] C. E. Bakis, L. Bank, V. L. Brown, E. Cosenza, J. F. Davalos, J. J. Lesko, A. Machida, S. H. Rizkalla e T. C. Triantafillou, "Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction—State-of-the-Art Review," *Journal of Composites for Construction*, vol. 6, pp. 73-87, 2002.
- [16] S. M. Ahmad, A. R. Khaloo e A. Irshaid, "Behavior of concrete spirally confined by fiberglass filaments," *Magazine of Concrete Research*, vol. 43, n° 156, pp. 143-148, 1991.
- [17] M. Samaan, A. Mirmiran e M. Shahawy, "Model of Concrete Confined by Fiber Composites," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 124, n° 9, pp. 1025-1031, 1998.
- [18] A. Mirmiran, M. Shahawy, M. Samaan, H. El Echary, J. Mastrapa e J. Pico, "Effect of columns parameters on FRP-Confined Concrete," *Journal of Composites for Construction, ASCE*, vol. 2, n° 4, pp. 175-185, 2007.
- [19] M. Spoelstra e G. Monti, "FRP-Confined Concrete Model," *Journal of Composites for Construction, ASCE*, vol. 3, n° 3, pp. 143-150, 1999.
- [20] Y. Wei e Y. Wu, "Unified stress–strain model of concrete for FRP-confined columns," *Construction and Building Materials*, vol. 26, pp. 381-392, 2012.
- [21] L. De Lorenzis e R. Tepfers, "Comparative studies of models on confinement of concrete cylinders with fiber-reinforced polymer composites," *Journal of composites for construction, ASCE*, pp. 219-237, 2003.
- [22] T. T. J. G. Yu, Y. L. Wong e S. L. Dong, "Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model," *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 665-679, 2010.
- [23] A. I. Karabinis, T. C. Rousakis e G. E. Manolitsi, "3D finite-element analysis of substandard RC columns strengthened by fiber- reinforced polymer sheets," *Journal of Composites for Construction*, vol. 12, pp. 531-540, 2008.
- [24] A. Mirmiran, K. Zagers e W. Yuan, "Nonlinear finite element modeling of concrete confined by fiber composites," *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 35, pp. 79-96, 2000.
- [25] C. Wan, C. Quon e L. Cheng, Concrete Column Confinement with Mechanism-Based Composite Bistable Structures, The 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Beijing, 2010.
- [26] C. Quon, L. Cheng, Y. Li e W. Yu, "Confinement of concrete with hybrid FRP bistable structures," *Cement & Concrete Composites, Elsevier*, vol. 37, pp. 222-231, 2013.
- [27] S. Henriques, Reforço de Pilares de Betão por Encamisamento Híbrido com Mantas de FRP, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa: Dissertação de mestrado, 2015.

- [28] D. Simulia, ABAQUS 6.12, Analysis User's Manual, DS Simulia, 2011.
- [29] D. Simulia, ABAQUS 6.12, Keywords Reference Manual, DS Simulia, 2011.
- [30] P. Paultre e F. Légeron, "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, pp. 738-749, 2008.
- [31] R. F. Makki e S. T. Nimnim, "Rehabilitation of Structural Columns by Using Steel Angles," *International Journal of Scientific & Engineering Research*, vol. 6, pp. 981-987, 2015.
- [32] "<http://www.luckett-farley.com/>," [Online]. [Acedido em 26 04 2016].
- [33] E. S. Júlio, A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra: Tese de doutoramento, 2001.
- [34] Fib bulletin 55, "Model Code 2010", First Complete Draft, Vol. 1, Lausanne: Fédération Internationale du Béton (fib), Special Activity Group 5.0, 2010.
- [35] E. Hognestad, "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members," *Engineering Experiment Station Bulletin Series No.399*, vol. 49, nº 22, University of Illinois, Urbana, 1951.
- [36] V. V. Cao e H. R. Ronagh, "A model for damage analysis of concrete," *Advances in Concrete Construction*, vol. 1 No.2, pp. 187-200, 2013.
- [37] M. Sargin, Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Section, Univ. of Waterloo, Ontario, Canada: PhD Thesis, 1971.
- [38] NP EN 1992-1-1 "Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", IPQ, Lisboa, 2010.
- [39] F. E. Richart, A. Brandtzaeg e R. L. Brown, "A study of the failure under combined compressive stresses," *Engineering Experiment Station Bulletin No. 185*, University of Illinois, Urbana, 1928.
- [40] D. C. Kent e Park, "Flexural members with confined concrete," *J. Struct. Division*, vol. 97(7), pp. 1969-1990, 1971.
- [41] J. B. Mander, M. J. N. Priestley e R. Park, "Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete," *J. Struct. Engrg., ASCE*, vol. 114(8), pp. 1827-1849, 1988.
- [42] N. Eldin e A. Senouci, "Observation on rubberized concrete behaviour," *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 15 No.1, pp. 74-84, 1993.
- [43] I. Topçu, "The properties of rubberized concretes," *Cement and Concrete Research*, vol. 25 No.2, pp. 304-310, 1995.

- [44] H. Toutanji, "The Use of Rubber Tire Particles in Concrete to Replace Mineral Aggregates," *Cement and Concrete Composites*, vol. 18, n° 2, pp. 135-139, 1996.
- [45] G. Giakoumelis e D. Lam, "Axial capacity of circular concrete-filled tube columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 60, pp. 1049-1068, 2004.
- [46] M. O'Shea e R. Bridge, "The Design for local buckling of concrete filled steel tubes," *Composite Construction - Conventional and Innovate*, pp. 319-324, 1997.
- [47] M. O'Shea e R. Bridge, "Circular thin-walled tubes with high strenght concrete infill," *Composite construction in steel and concrete II*, pp. 780-793, 1996.
- [48] M. O'Shea e R. Bridge, "Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes," *J Struct Engng ASCE*, pp. 126(11):1295-303, 2000.
- [49] CEN, "EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings," 2004.
- [50] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95), Detroit: American Concrete Institute, 1995.
- [51] Australia Standards AS3600 Reinforced concrete structures, Sydney: Standards Australia, 1994.
- [52] Australia Standards AS4100 Steel structures, Sydney: Standards Australia, 1998.
- [53] ASTM International. ASTM A500/A500M - 09. Standard specification for cold-formed welded and seamless carbon steel structural tubing in rounds and shapes, ASTM International, Pennsylvania, USA, 2009.
- [54] CEN. EN 10002-1. Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at ambient temperature, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2001.
- [55] CEN. EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004.
- [56] CEN. EN 10219-2. Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grains steels - Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties., European Committee for Standardization, 2006.
- [57] CEN. EN 12390-3. Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2009.
- [58] X. Dai e D. Lam, "Numerical modelling of the axial compressive behaviour of short," *Journal of Constructional Steel Research 66(7)* , pp. 931-942, 2010.

- [59] E. Ellobody, B. Young e D. Lam, "Behaviour of normal and high-strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns," *Journal of Constructional Steel Research* 62 , pp. 706-715, 2006.
- [60] E. A. Lacroix, Comparative study of strength design methods for rectangular reinforced concrete and composite steel-concrete columns, MSc Thesis in Civil Engineering, University of Manitoba, Canada, 1997.
- [61] ACI Committee 440, "State-of-the-Art report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", ACI 440 R-96, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1996.
- [62] R. Benzaid e H. Mesbah, "Circular and Square Concrete Columns Externally Confined by CFRP Composite: Experimental Investigation and Effective Strength Models," *Fiber Reinforced Polymers - The Technology Applied for Concrete Repair*, vol. 6, pp. 167-201, 2013.
- [63] M. N. Fardis, Khalili e H., "Concrete encased in fiber glass reinforced plastic," *American Concrete Institute Journal*, vol. 78, n° 6, pp. 440-446, 1981.
- [64] H. Saadatmanesh, M. R. Ehsani e M. W. Li, "Strenght and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composites Straps," *ACI Structural Journal*, vol. 91, pp. 434-447, 1994.
- [65] M. Saafi, H. A. Toutanji e L. Zongjin, "Behaviour of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes," *ACI Materials Journal*, vol. 96, n° 4, 1999.
- [66] L. Lam e J. G. Teng, "Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 17, pp. 471-489, 2003.
- [67] T. Ozbakkaloglu, J. C. Lim e T. Vincent, "FRP-confined concrete in circular sections: Review and assessment of stress-strain models," *Engineering Structures*, vol. 49, pp. 1068-1088, 2013.
- [68] ACI Committee 440, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Farmington Hills, Michigan: ACI 440.2R-08, American Concrete Institute, 2008.
- [69] CNR-DT 200/2004, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures", National Research Council, Rome, 2004.
- [70] S. J. Pantazopoulou e R. H. Mills, "Microstructural Aspects of the Mechanical Response of Plain Concrete," *ACI Materials Journal*, vol. 92 (M62), pp. 605-616, 1995.

- [71] J. G. Teng, Q. G. Xiao, T. Yu e L. Lam, "Three-dimensional finite element analysis of reinforced concrete columns with FRP and/or steel confinement," *Engineering Structures*, vol. 97, pp. 15-28, 2015.
- [72] K. Sakino, I. Nishiyama, S. Morino e H. Nakahara, "Summary of research on concretefilled steel column system carried out under the US-Japan cooperative research program on composite and hybrid structures," *BRI research paper N° 147*, 2004.

