



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Joana Patrícia da Silva Almeida

Comportamento estrutural a longo prazo e
de durabilidade de elementos de betão
reforçados de acordo com a técnica NSM



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Joana Patrícia da Silva Almeida

Comportamento estrutural a longo prazo e
de durabilidade de elementos de betão
reforçados de acordo com a técnica NSM

Tese de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor José Sena Cruz

outubro de 2013

AGRADECIMENTOS

“Todos temos momentos brilhantes, e a maioria deles são graças ao estímulo de outra pessoa.”

George Adams

Esta dissertação é o resultado destes longos cinco anos de estudo. Durante estes anos muitas foram as pessoas que caminharam a meu lado mas poucas as que permaneceram até ao fim. Tenho a consciência de que sem essas pessoas, nada disto seria possível, pois sozinho ninguém vai a lado nenhum e venho assim por este meio mostrar a minha sincera gratidão.

Em primeiro lugar queria agradecer ao meu orientador Prof. José Sena Cruz, pela paciência, disponibilidade, empenho, apoio, pelo acompanhamento permanente, pelas críticas, por todos os conhecimentos que me fez adquirir, pela rapidez com que sempre respondeu às minhas solicitações e principalmente pelo seu positivismo perante todos os contratemplos que foram surgindo.

O projeto em que esta dissertação está inserida é bastante ambicioso e para a sua realização existe uma equipa de trabalho da qual eu fiz parte. A todos os membros da equipa expresse a minha gratidão. Desta equipa, especialmente destaco a Patrícia Silva, pois foi a pessoa com quem diretamente trabalhei e por isso quero agradecer-lhe por toda a ajuda, apoio, paciência e disponibilidade.

Aos meus pais, manifesto uma eterna gratidão, pois sem eles, sem o seu amor e sem o seu apoio incondicional nada disto seria possível.

Ao meu namorado, pela compreensão e paciência que sempre demonstrou ao longo de todo este percurso. Também pelo apoio que sempre me deu em todos os momentos necessários.

Aos amigos de longa data, aqueles que acompanharam todo este percurso, um muito obrigado pelo vosso apoio, carinho, amizade e amor incondicional. Sem eles também nada disto seria possível pois estiveram sempre presentes ao longo deste percurso. Acompanharam de perto todos os momentos desta longa caminhada e adequaram-se a todos eles. Alegraram-me

sempre em todos os momentos menos bons e festejaram comigo todas as minhas vitórias. Estiveram sempre no dia certo, no sítio certo e à hora certa. Todos eles, uns de uma maneira, outros de outra, tiveram um papel fundamental para a elaboração deste documento. Destes amigos destaco: Susana Marques, Andreia Martins, Francisca Leite, Ricardo Silva, Diana Barbosa e Joana Ribeiro. Eu amo vocês!

Quero expressar o meu agradecimento também aos amigos que foram aparecendo ao longo deste caminho de cinco anos e que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho. Desses amigos destaco: Filipe Lopes, David Branco, Francisco Oliveira, Carla Ribeiro, Mário Cunha e Abel Dias.

E por fim fico eternamente grata à equipa de gestão do meu trabalho, Patrícia Silva, Conceição Cunha, Bianca Bastos, Marcela Oliveira e Catarina Carneiro por todo o apoio e paciência que tiveram com a minha situação académica e por toda a prontidão que sempre tiveram para me solucionar os problemas apresentados. Do trabalho destaco também, para além de colegas, amigos, tais como o Vitor Ortiz e a Carina Freitas que sempre me apoiaram incondicionalmente, ouviram e aconselharam ao longo desta jornada.

Este trabalho é apoiado por fundos FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade - COMPETE e fundos nacionais, através da FCT - Fundação Português de Ciência e Tecnologia no âmbito do projeto CutInDur PTDC/ECM/112396/2009. Agradece-se ainda a todas as empresas que gentilmente forneceram os materiais, nomeadamente, S&P Clever Reinforcement Ibérica Lda., Casais – Engenharia & Construção S.A., Artecanter - Indústria de Transformação de Granitos, Lda., Tecnipor - Gomes & Taveira Lda., Vialam – Indústrias Metalúrgicas e Metalomecânicas, Lda., Hilti Portugal-Produtos e Serviços, Lda., Novo Modelo Europa, S.A., Sika Portugal - Produtos Construção e Indústria, S.A., Cachapuz - Equipamentos para Pesagem, Lda.

A presente dissertação desenvolveu-se no âmbito do projeto de investigação em curso CutInDur (PTDC/ECM/112396/2009). Este projeto tem como objetivo final dar um contributo na avaliação do comportamento estrutural a longo prazo e de durabilidade de elementos de betão reforçados de acordo com a técnica NSM. Assim, nesta dissertação, utilizaram-se dez faixas de lajes para realização do presente trabalho. Duas das dez faixas de lajes foram submetidas a ensaios monotónicos até à rotura sendo que uma delas não tinha qualquer tipo de reforço para além da armadura longitudinal de aço. As restantes oito lajes, reforçadas com laminados de CFRP segundo a técnica NSM, foram submetidas a ensaios de fluência. Os ensaios monotónicos até à rotura referidos anteriormente, serviram de base à definição da carga de fluência. Assim, para além da interpretação dos ensaios de fluência em curso, foram analisados os ensaios à rotura quer em serviço, quer em estado limite último. Finalmente, com o objetivo de simular numericamente os ensaios à rotura, realizaram-se simulações numéricas com recurso a dois softwares distintos: SECTION e FEMIX.

Palavras-chaves: NSM, CFRP, Fluência, Betão e Simulações numéricas.

ABSTRACT

The present study was developed in the ambit of an ongoing research project CutInDur (PTDC/ECM/112396/2009). This project ultimately aims to contribute in the evaluation of the structural behavior and long-term durability of reinforced concrete elements strengthened with NSM CFRP laminate strips. Therefore, in the present thesis, ten slab strips were used to carry out this study. Two of the strips were submitted to monotonic tests until achieving rupture (one of them without NSM CFRP laminate strips). The eight remaining slab strips, strengthened with CFRP laminates according to the NSM technique, were submitted to creep tests. The previously referred strengthened slab tested up to its rupture was used to define the creep load of the creep tests. Therefore, besides interpreting the ongoing creep tests, the tests up to rupture were also analyzed, from the service and ultimate limit state point of view. Finally, numeric simulations using the SECTION and FEMIX software were conducted, with the purpose of numerically simulating the tests up to the failure.

Keywords: NSM, CFRP, Creep, Concrete and Numerical Simulations.

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE QUADROS	xi
CAPÍTULO 1	1
Introdução	1
CAPÍTULO 2	5
Revisão do Estado de Conhecimento	5
2.1 - Problemática do Reforço	5
2.1.1 - Introdução	5
2.1.2 - Técnica de reforço NSM	6
2.1.2.1 - Aderência	9
2.1.2.2 - Reforço à flexão	11
2.1.2.3 - Lacunas no conhecimento	15
2.2 - Fluência	17
2.2.1 - Introdução	17
2.2.2 - Fatores que influenciam a fluência	18
2.2.3 - Comportamento a longo prazo de estruturas reforçadas com CFRP	18
CAPÍTULO 3	21
Comportamento Experimental	21
3.1 – Introdução	21
3.2– Geometria das Lajes	21
3.2.1 – Caracterização dos Materiais	23
3.2.1.1 - Betão	23
3.2.1.2 – Laminados de CFRP	24
3.2.1.3 – Adesivo Epóxi	25
3.2.1.4 – Aço	26
3.3 – Ensaio de Rotura	26

3.3.1 – Configuração de Ensaio e Instrumentação	26
3.3.2 – Resultados.....	27
3.4 – Ensaio de Fluência.....	31
3.4.1 – Configuração de Ensaio.....	31
3.4.2 – Resultados obtidos	32
CAPÍTULO 4.....	39
Comportamento em Serviço.....	39
4.1 – Introdução.....	39
4.2 – Descrição dos Métodos	41
4.2.1 – REBAP 1983	41
4.2.2 – CEB-FIP Model Code 1993.....	43
4.2.3 – Eurocódigo 2 (2000).....	44
4.2.4 – Eurocódigo 2 (2004).....	45
4.2.5 – FIB (2001)	46
4.3 - Resultados	47
CAPÍTULO 5	49
Simulações Numéricas	49
5.1 – Introdução.....	49
5.2 – SECTION	49
5.2.1 – Introdução	49
5.2.2 – Resultados.....	57
5.3 – FEMIX.....	65
5.3.1 – Introdução	65
5.3.2 – Resultados.....	67
CAPÍTULO 6.....	71
Conclusões	71
6.1 – Conclusões Gerais	71
6.2 – Trabalhos Futuros.....	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	75
ANEXOS	79
Anexo I.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Organigrama do Projeto CutinDur.	1
Figura 2.1 - Formas do FRP usado com a técnica NSM.	8
Figura 2.2 – Deformações por fluência ao longo do tempo.	19
Figura 3.1 – Geometria da secção transversal e detalhe do reforço [16].	22
Figura 3.2 – Geometria longitudinal e detalhe do reforço.	22
Figura 3.3 – Aplicação do reforço segundo a técnica NSM [17].	23
Figura 3.4 – Análise microscópica do laminado [16].	25
Figura 3.5 – Análise microscópica do adesivo epóxi [16].	26
Figura 3.6 – Configuração do ensaio de rotura [16].	27
Figura 3.7 - Posição dos extensómetros (SG) [16].	27
Figura 3.8 – Relação entre a carga total e o deslocamento a meio vão das lajes REF e STR [16].	28
Figura 3.9 – Carga total <i>versus</i> extensões no aço a meio vão [16].	28
Figura 3.10 – Carga total <i>versus</i> extensões no CFRP da laje STR [16].	29
Figura 3.11 – Configuração do ensaio de fluência.	31
Figura 3.12 – Deslocamentos a meio vão obtidos nos ensaios de fluência.	32
Figura 4.3 – Determinação do espaçamento médio entre fendas, s_{fm}	40
Figura 4.4 – Área de betão efetiva que envolve armadura de tração de acordo com o REBAP [21].	43
Figura 4.5 - Área de betão efetiva para lajes que envolve armadura de tração de acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 [22].	44
Figura 5.1 – Modelo do SECTION.	50
Figura 5.2 – Modelo Constitutivo uniaxial dos varões.	51
Figura 5.3 – Resposta tensão-extensão de uma amostra de betão sujeita a um carregamento de compressão uniaxial.	52
Figura 5.4 – Lei do betão sujeito à compressão proposta pelo CEB-FIP Model Code 1990. ...	54
Figura 5.5 - Resposta tensão-deslocamento de uma amostra de betão sujeita a um carregamento de tração uniaxial.	55
Figura 5.6 – Proposta do CEB-FIP (1993) para simular a tração uniaxial do betão usando um diagrama multi-linear.	56
Figura 5.7 – Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje REF em função do f_{ctm}	58
Figura 5.8 - Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje STR em função do f_{ctm}	59
Figura 5.9 – Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje REF em função da largura da banda de fendilhação.	61
Figura 5.10 – Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje STR em função da largura da banda de fendilhação.	61
Figura 5.11 – Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje REF em função da energia de fratura.	63

Figura 5.12 – Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje STR em função da energia de fratura.....	64
Figura 5.13 – Malha de elementos finitos utilizada para as simulações.	67
Figura 5.14 - Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje REF.....	68
Figura 5.15 - Resultados experimentais <i>versus</i> simulações numéricas para a laje STR.....	68

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Resultados obtidos nos ensaios monotônicos [16].	28
Quadro 3.2 – Resultados obtidos a nível de rigidez para as lajes REF e STR.	30
Quadro 3.3 – Valor de carga aplicado nas diferentes fases.	32
Quadro 3.4 – Equações das retas resultantes das regressões lineares.	34
Quadro 3.5 – Rácio entre os declives das retas	34
Quadro 3.6 – Rácios entre carregamentos e tendências	35
Quadro 3.7 – Rigidez das lajes aquando da aplicação do primeiro nível de carga, K_1 .	36
Quadro 3.8 – Rigidez das lajes aquando da aplicação do segundo nível de carga, K_2 .	36
Quadro 4.1 – Espaçamento médio entre fendas, s_{fm} , em mm.	47
Quadro 5.1 – Modelos não lineares de materiais [24].	51
Quadro 5.2 – Dados para as simulações.	58
Quadro 5.3 – Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software SECTION em função de f_{cm} .	59
Quadro 5.4 – Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software SECTION com a variação da largura da banda de fendilhação.	62
Quadro 5.5 – Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software SECTION com a variação da energia de fratura, G_f , para ambas as lajes.	64
Quadro 5.6 – Dados para as simulações.	67
Quadro 5.7 - Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software FEMIX para as lajes REF e STR.	69
Quadro A4.1 – Dados parcelares relativos à aplicação dos métodos relativamente à laje REF.	81
Quadro A4.2 – Dados parcelares relativos à aplicação dos métodos relativamente à laje STR.	82

Um dos grandes desafios (e simultaneamente incógnita) quanto ao uso de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) no reforço de estruturas segundo a técnica NSM (*Near Surface Monted*) está associado à ausência de conhecimento acerca do comportamento estrutural a longo prazo e da durabilidade de elementos de betão reforçados com esta técnica. A presente dissertação pretende dar um contributo para este problema e está inserida no projeto de investigação em curso PTDC/ECM/112396/2009 – CutInDur cujas suas vertentes podem ser vistas no organigrama que se segue (Ver Figura 1.1).



Figura 1.1 – Organigrama do Projeto CutinDur [1].

É um projeto bastante ambicioso que se divide em várias áreas de estudo. O programa experimental está a ser realizado com recurso a faixas de lajes reforçadas à flexão segundo a técnica NSM e submetidas a ensaios de envelhecimento acelerado onde são estudados, como se pode observar na Figura 1.1, diferentes efeitos de ações ambientais (humidade, cloretos, ações térmicas) e diferentes efeitos de carregamentos (fluência e fadiga). O projeto inclui a análise de todos os resultados obtidos (parte experimental) e a simulação numérica dos resultados obtidos experimentalmente a fim de se prever o tempo de vida útil de estruturas reforçadas segundo a técnica NSM.

A presente dissertação insere-se na componente relativa ao estudo do efeito do carregamento de fluência. Aquando o início da mesma, o projeto já estava em curso e já tinham sido realizados ensaios de referência que serviram de base às cargas de fluência.

No âmbito do presente projeto, o efeito da fluência na técnica NSM é avaliado da seguinte forma: as lajes de betão armado reforçadas com laminados de CFRP estão submetidas a uma carga de valor constante (cargas gravíticas) em diferentes tipos de ambiente. A evolução da flecha a meio vão e as extensões no CFRP e nas armaduras de flexão estão a ser monitorizadas ao longo do tempo. Usar-se-ão lajes de referência, não sujeitas ao efeito da fluência, para uma posterior comparação e verificação de quais as diferenças e consequências da presença deste efeito. Após terem sido submetidas às diferentes ações a longo prazo, as lajes serão ensaiadas à rotura. Ao mesmo tempo que as lajes estão em diferentes tipos de ambientes foram também colocadas amostras de betão, resina epóxi (para a colagem do CFRP ao betão) e CFRP para avaliação da sua degradação física, química e mecânica.

Assim, os principais objetivos da presente dissertação são:

- Interpretar os resultados obtidos nos ensaios à rotura que serviram de base à definição das cargas aplicadas nos ensaios de fluência;
- Analisar os resultados experimentais de fluência até à exposição aos diferentes tipos de ambientes;
- Analisar analiticamente o comportamento em serviço das lajes ensaiadas à rotura;
- Simular numericamente os ensaios de rotura comparando os resultados obtidos experimentalmente com os obtidos numericamente.

No Capítulo 1 é feito um enquadramento do tema da tese e são apresentados objetivos da presente dissertação.

No Capítulo 2 são referidas as vantagens do uso de FRP no reforço de estruturas de betão armado e efetuada uma comparação das técnicas de aplicação deste material. Também são apresentados alguns estudos que já foram realizados acerca de estruturas reforçadas com a técnica utilizada (NSM) no trabalho. Ainda neste capítulo, é dedicada uma parte ao carregamento estudado (fluência), em que se apresentam as características do mesmo e refere-se quais os fatores que o influenciam.

No Capítulo 3 apresentam-se os materiais usados e suas características, bem como a geometria das lajes utilizadas e os esquemas de ensaios para os ensaios à rotura e de fluência. Também são analisados os resultados experimentais dos ensaios à rotura e dos ensaios de fluência.

No Capítulo 4 é analisado o comportamento na fase de serviço das lajes ensaiadas à rotura. Recorrendo a diferentes métodos analíticos para estruturas de betão armado e para estruturas de betão armado com FRP, é estimado o espaçamento médio entre fendas. Posteriormente compara-se os diversos métodos com os resultados experimentais.

No Capítulo 5 são realizadas várias simulações numéricas de modo a simular o comportamento experimental das lajes nos ensaios de rotura. Para tal foram usados dois softwares: SECTION e FEMIX. Seguidamente são analisadas as várias simulações e comparadas com os resultados experimentais.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões gerais do trabalho e propostas de trabalhos futuros.

2.1 - Problemática do Reforço

2.1.1 - Introdução

Na indústria da construção um dos materiais mais utilizados é o betão armado. As estruturas são projetadas para um determinado tempo de vida útil dependendo do seu tipo de utilização. São várias as razões que podem conduzir à necessidade de reforço de uma estrutura, entre as quais se destacam: (i) os problemas estruturais ou danos resultantes de condições de carga não expectáveis (e.g. explosões, sismos, assentamentos ao nível das fundações) ou de exposição, projeto inadequado ou más práticas de construção; (ii) estar em conformidade com os códigos e padrões atuais; e, (iii) permitir a alteração do tipo de utilização [2].

As técnicas de reforço podem ser classificadas como tradicionais ou inovadoras consoante os materiais e/ou tecnologias tradicionais ou inovadoras, respetivamente, a que recorrem [2].

Como exemplo de técnicas tradicionais poder-se-á referir o uso do encamisamento parcial ou total dos elementos estruturais a reforçar, com recuso a camadas de betão armado, a aplicação de chapas de aço ou o recurso à pós-tensão [2].

Ao longo do tempo e com o avanço tecnológico apareceram novas técnicas de reforço (técnicas inovadoras), cuja essência se resume à introdução de materiais compósitos – FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). Estes materiais são usados na Engenharia Civil por serem leves, terem boas propriedades mecânicas (resistência e rigidez), terem resistência à corrosão, bom comportamento à fadiga, facilidade de aplicação e terem uma variedade quase infinita de forma. Os compósitos que se utilizam na Engenharia Civil são o CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*), GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*), AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*) e, mais recentemente, o BFRP (*Basalt Fiber Reinforced Polymer*), sendo os mais usados o CFRP e GFRP. Comparando CFRP com o GFRP, o CFRP apresenta maior rigidez, resistência, melhor comportamento à fadiga, não apresenta rotura por fluência, ao contrário do GFRP. Para além disso, o CFRP é mais caro (na relação de pelo menos 3 para 1)

e usa-se nas estruturas de betão armado enquanto que o GFRP usa-se fundamentalmente em estruturas de madeira e alvenaria [2].

As técnicas mais frequentes para aplicação dos FRP são a EBR (*Externally Bonded Reinforcement*), a NSM (*Near Surface Monted*), a MF-FRP (*Mechanically Fastened Fiber Reinforced Polymer*) e a MF-EBR (*Mechanically Fastened and Externally Bonded Reinforcement*) [3]. Contudo a técnica mais utilizada é a EBR e consiste na colagem externa de mantas ou tiras de laminado de FRP no elemento de betão armado a reforçar. Nos últimos anos tem-se assistido a um crescente uso da técnica NSM, consistindo esta na inserção de laminados ou varões de FRP no betão de recobrimento do elemento de betão armado a reforçar. Dos estudos realizados em [3], tem-se verificado que nestas duas técnicas (EBR e NSM) têm ocorrido modos de rotura frágeis, sendo que na primeira deve-se ao destacamento prematuro do FRP e na segunda à desintegração do betão de recobrimento [3]. Como alternativa a estas duas técnicas surgiu a técnica MF-FRP que consiste na ancoragem com parafusos metálicos de laminados multidirecionais híbridos com fibras de vidro e carbono à superfície do elemento de betão armado a reforçar. Surgiu também a técnica MF-EBR que é uma junção da técnica MF-FRP com a EBR, ou seja, uso de ancoragens e colagem do laminado, sendo este multidirecional em CFRP e as ancoragens são pré-esforçadas [3].

No âmbito da presente dissertação apenas será estudada a técnica NSM no reforço à flexão de elementos de betão armado com compósitos em fibras de carbono (CFRP).

2.1.2 - Técnica de reforço NSM

Na técnica NSM, como já foi referido anteriormente, primeiramente são efetuadas ranhuras no betão de recobrimento no elemento de betão armado a reforçar e, de seguida, é inserido o laminado de CFRP que é habitualmente ligado ao betão com uma resina epóxi. As vantagens da aplicação do CFRP segundo a técnica NSM em detrimento do aço são a maior resistência à corrosão, maior facilidade e rapidez de instalação devido ao seu baixo peso e um tamanho de ranhura (menor) devido à maior resistência à tração do CFRP [4].

Comparando com a técnica EBR, a técnica NSM apresenta muitas vantagens, sendo de destacar as seguintes [4]:

- A quantidade de trabalhos de instalação local é menor, dado que a preparação da superfície deixa de ser necessária a não ser a da ranhura (por exemplo: a remoção do revestimento não é necessária; as irregularidades da superfície de betão podem ser acomodadas mais facilmente; já não é necessária a remoção da camada de leitada de cimento);
- O reforço NSM é menos propenso à descolagem a partir da superfície de betão;
- Os varões aplicados segundo a técnica NSM podem ser mais facilmente ancorados em elementos adjacentes de modo a evitar roturas por descolagem, sendo que este ponto é particularmente atrativo no reforço à flexão de vigas e pilares rigidamente articulados, quando os momentos máximos ocorrem tipicamente nas extremidades do elemento;
- O reforço NSM pode ser mais facilmente pré-esforçado;
- Os varões colocados segundo a técnica NSM são protegidos pelo recobrimento do betão, estando assim menos sujeitos aos impactos acidentais e danos mecânicos, fogo e vandalismo. Este aspeto torna este tipo de reforço particularmente adequado para o reforço das regiões com momentos negativos em lajes e vigas;
- A estética da estrutura reforçada é praticamente inalterada.

Devido às vantagens acima mencionadas, a técnica NSM é em muitos casos mais eficaz do que a EBR. Refere-se ainda que em certos casos as técnicas NSM e EBR podem ser usadas simultaneamente desde que o recobrimento do elemento tenha espessura suficiente para acomodar o laminado [4].

O conhecimento existente sobre a técnica NSM é muito mais limitado do que o existente para a técnica EBR, o que se reflete na falta de disposições de dimensionamento com FRP produzidas pela fib [5] e o ACI-440 [6]. Tanto a fib como o ACI-440 estão a considerar revisões dos seus documentos de modo a incluir disposições relativas ao reforço NSM [4].

Na maioria dos estudos existentes, o laminado que tem sido usado na técnica NSM em estruturas de betão é o CFRP. O GFRP também é usado segundo esta técnica mas em estruturas de madeira e alvenaria. Como o CFRP tem um módulo de elasticidade mais elevado do que o GFRP, para uma mesma capacidade de tração requerida um varão de CFRP tem uma menor área de secção transversal do que um de GFRP, o que requer uma ranhura menor. Isto,

por sua vez, conduz a uma colocação mais fácil e diminui o risco de interferência do reforço com o aço interno e há uma poupança da resina epóxi para encher a ranhura [4].

Os varões de FRP podem ser fabricados numa quase infinita variedade de formas. Assim o FRP usado na técnica NSM tipicamente apresenta secção transversal em forma de quadrado, circular, oval, retangular ou até mesmo em forma de tira (habitualmente designado por laminado) – ver Figura 2.1.

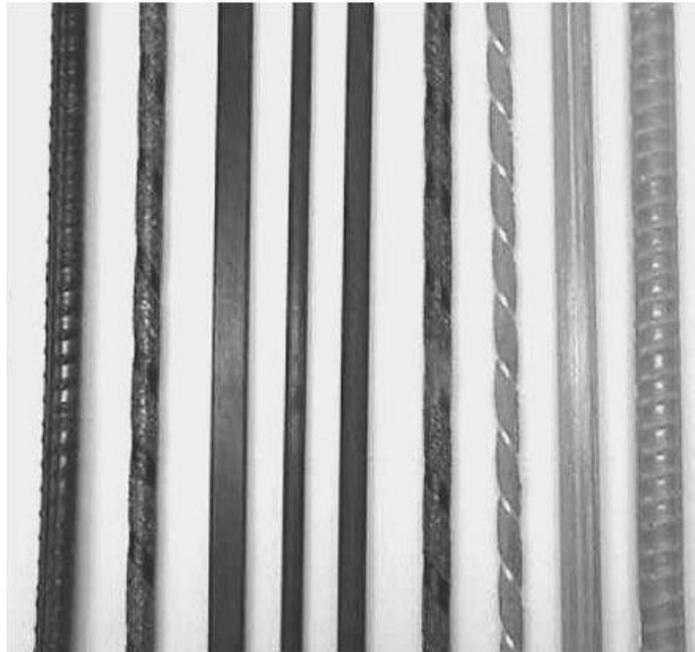


Figura 2.1 - Formas do FRP usado com a técnica NSM [4].

As diferentes formas de secção transversal dos FRP têm diferentes vantagens e diferentes aplicações práticas. Por exemplo um varão quadrado maximiza a área da secção transversal do varão de FRP para um dado tamanho de ranhura; por outro lado os varões redondos estão disponíveis mais facilmente e podem ser ancorados mais facilmente em operações de pré-esforço. Os laminados (estreitos) maximizam a razão área de superfície/área de corte para um dado volume e por isso minimizam o risco de descolagem, mas exigem uma camada de recobrimento maior para uma dada área de secção transversal. Numa aplicação prática a escolha da forma do FRP depende muito dos limites de uma situação específica como o valor do recobrimento e a disponibilidade e o custo de um dado tipo de varão de FRP. Tal como a forma dos varões, também a textura da superfície destes apresenta grande variedade o que afeta muito o seu comportamento na ligação como reforço NSM. A superfície pode ser lisa,

áspera por desgaste através de jato de areia, revestida com areia ou outro tipo de tratamento de modo a conduzir à maior rugosidade possível [4].

2.1.2.1 - Aderência

A aderência entre o laminado de CFRP e o elemento a reforçar tem um papel muito importante no reforço segundo a técnica NSM, para assegurar a sua eficácia. Ela é responsável pela resposta da estrutura em serviço, como também em estado limite último. O seu desempenho depende de alguns fatores tais como: dimensões dos laminados e da ranhura, resistência à tração e ao corte do betão e da resina epóxi, da forma da secção transversal do laminado e da configuração da superfície e do grau de rugosidade da superfície da ranhura. Estas variáveis são usadas para uma caracterização laboratorial e na simulação numérica e analítica [4].

Dos ensaios efetuados até à data com laminados de FRP observaram-se modos e mecanismos de rotura descritos nos parágrafos seguintes [4].

Rotura por aderência na interface laminado-epóxi

Este modo de rotura pode ocorrer quando há fracasso da aderência na interface laminado-epóxi, isto é, quando o grau de deformação da superfície não é suficiente para criar um bloqueio mecânico entre o laminado e a resina epóxi, sendo que a resistência depende principalmente da adesão dos dois. A rotura na interface epóxi-laminado por fracasso da aderência ocorre normalmente em varões de FRP com superfície lisa ou superfícies que são levemente alteradas com recurso a jato de areia. Este modo torna-se crítico em varões redondos onde a largura da ranhura é suficientemente grande para evitar uma rotura por separação da resina epóxi com a ranhura [4].

Outro fator que faz com que este modo de rotura exista é, quando há uma rotura coesiva por corte na resina epóxi, ou seja, quando a resistência ao corte do epóxi é atingida. Embora a existência deste fator seja teoricamente possível, na realidade nunca foi observada [4].

Rotura por aderência na interface epóxi-betão

A rotura por aderência na interface epóxi-betão ocorre quando há uma rotura pura na interface epóxi-betão ou quando há uma rotura coesiva por corte no betão. Em ranhuras pré-moldadas,

uma rotura pura na interface epóxi-betão pode ser algo crítico. Para varões de FRP em espiral ou nervurados com saliências baixas, este modo de rotura é considerado crítico quando a ranhura é realizada independente do valor do parâmetro k . Este parâmetro (k) define-se como a relação entre o diâmetro nominal do varão e a profundidade da ranhura. No caso de se tratar de um varão nervurado com saliências elevadas este modo de rotura pode tornar-se crítico apenas para valores de k maiores que um valor mínimo [4].

A rotura coesiva de corte no betão nunca foi observada em ensaios de aderência mas já foi observada em testes de flexão de vigas [4].

Rotura por fissuração do epóxi de recobrimento

Este modo de rotura acontece quando há fissuração longitudinal da resina epóxi e/ou fissuração do betão adjacente ao longo de planos inclinados. Este é o modo de rotura crítico para varões de FRP redondos e deformados, ou seja, com nervuras ou em forma de espiral [4].

A mecânica da rotura por divisão da epóxi de recobrimento num sistema NSM é semelhante à rotura de varões de aço deformados em betão. Num varão de FRP segundo a técnica NSM, a componente radial da tensão na ligação é equilibrada por tensões de tração no epóxi de recobrimento, o que pode levar à formação de fissuras longitudinais no mesmo. O betão que envolve a ranhura também é sujeito a esforços de tração e pode fissurar quando a sua resistência à tração é alcançada e provoca assim fissuras ao longo de planos inclinados [4].

A ordem de grandeza da resistência à tração da resina epóxi é maior do que a do betão mas, a espessura da resina epóxi na técnica de reforço NSM para FRP é menor do que a espessura de betão que envolve um varão de aço num membro de betão armado. O aço longitudinal em estruturas de betão armado é benéfico para restringir ligações de corte mas, esta restrição não se verifica em estruturas reforçadas longitudinalmente segundo a técnica NSM a menos que de alguma forma forneça uma restrição externa. Estes fatores explicam porque é que a fissuração da epóxi de recobrimento é um modo de rotura provável para um sistema reforçado segundo a técnica NSM [4].

2.1.2.2 - Reforço à flexão

No que diz respeito ao estudo do reforço à flexão, importa destacar os mecanismos de rotura e a explicação dos mesmos, bem como o desempenho da técnica NSM a este tipo de reforço. Assim sendo, alguns estudos foram realizados por Hassan e Rizkalla [7] e [8] em vigas reforçadas com varões de FRP com determinada profundidade, de modo a analisar o efeito do recobrimento no desempenho do conjunto compósito e a aderência do material. Neste sentido, interessa analisar as propriedades de ligação do conjunto, embora possam ser afetadas pelas fendas normais de flexão existentes devido ao carregamento [4]. Assim sendo, um tipo de material estudado por alguns autores é o varão CFRP redondo com nervuras aplicado em diferentes profundidades. Neste estudo, Hassan e Rizkalla [7] e [8] concluíram que a rotura ocorreu devido à fendilhação do betão e à descolagem completa dos varões em todos os casos. Para além disso, verificaram que a tensão de rotura deste tipo de varões está diretamente relacionada com a profundidade a que estão, que a tensão máxima utilizável nestes varões deve ser limitada a 70-80% da tensão de rotura e que o comprimento da ancoragem não deve ser menor do que 800 mm. Outros investigadores, tais como Teng et al. [9] realizaram ensaios semelhantes e constataram que à medida que a profundidade dos laminados aumenta, o modo de colapso passa a estar relacionado com o esmagamento do betão em compressão, desde a secção correspondente ao vão de corte até à secção do momento máximo [4].

Os resultados dos ensaios existentes em vigas, lajes e pilares reforçados mostram que o reforço segundo a técnica NSM melhora a carga máxima, bem como a rigidez pós-fendilhação [4].

Por outro lado, também foi estudado o efeito do reforço segundo a técnica NSM em varões e laminados e observaram que os laminados tiveram melhor desempenho, rompendo por rotura à tração enquanto que os varões redondos romperam por descolagem, como resultado da maior resistência local de ligação e maior relação entre a área de superfície dos laminados com a secção transversal da viga [4].

É possível resumir os tipos de modos de rotura em vigas reforçadas à flexão com FRP em dois tipos, segundo a técnica NSM [4]:

- os modos de rotura normais em vigas de betão armado, incluindo o esmagamento do betão em compressão ou rotura do FRP, para o qual a ação composta entre a viga original e a reforçada com FRP segundo NSM é praticamente mantida até à rotura;
- e os modos de rotura prematuros por descolagem que envolvem a perda do desempenho do material. Embora as roturas por descolagem serem menos prováveis em FRP segundo a técnica NSM comparando com a técnica EBR podem limitar significativamente a eficiência desta técnica.

Apesar da compreensão dos mecanismos de descolagem em vigas reforçadas segundo a técnica NSM ser ainda limitada, entende-se que uma rotura por descolagem depende de vários parâmetros, entre os quais a quantidade de FRP, a forma da secção transversal e a configuração da superfície do reforço NSM e da resistência à tração de ambos os materiais (a epóxi e o betão). Tem vindo a observar-se que após a formação de fendas de ligação, a inclinação destas é restringida pelo efeito cavilha da ação do reforço segundo a técnica NSM que tende a causar a separação do laminado de FRP do intradorso da viga [4].

Os modos de rotura observados em elementos de betão armado reforçados à flexão de acordo com a técnica NSM são descritos nos próximos parágrafos.

Rotura por descolagem na interface epóxi-varão

Este modo de rotura consiste na descolagem interfacial de um varão de FRP com o epóxi e tem sido observado em varões redondos com a superfície trabalhada com recurso a jato de areia. Este modo de rotura pode ser relacionado com o modo de rotura com o mesmo tipo de varões em ensaios de aderência. A cobertura do epóxi foi cortada por fendas de flexão o que ajudou ao início de fendas longitudinais e acelerou a descolagem interfacial [4].

Rotura por separação da camada de betão

Tem sido observado em ensaios a formação de fendas de ligação. Estas têm uma inclinação de cerca de 45° em relação ao eixo da viga. Ao atingirem as extremidades do intradorso da viga, estas fendas podem propagar-se para cima nos lados da viga mantendo a inclinação de 45° dentro da espessura de recobrimento, e depois propagarem-se horizontalmente ao nível dos varões de aço em tensão. A evolução do padrão de fissuração determina a forma como ocorre a descolagem [4]:

-Varão e separação final

Se o reforço com FRP segundo a técnica NSM terminar a uma distância significativa dos apoios, a separação da camada do betão começa normalmente a partir da secção de corte e propaga-se para dentro. Este modo de rotura é similar ao modo de rotura por separação da cobertura observado em estruturas de betão armado reforçadas com laminados de FRP segundo a técnica EBR.

- Separação localizada do recobrimento

Fendas de ligação dentro ou perto da zona de momento máximo, em conjunto com as fendas pré-existentes de flexão e fendas de flexão-corte, podem isolar cunhas de betão triangulares ou trapezoidais, das quais uma ou mais são eventualmente divididas.

- Separação do recobrimento por indução de fendas de flexão

A separação do betão de recobrimento ocorre quase simultaneamente ao longo de uma parte do reforço segundo a técnica NSM e envolve muitas vezes um dos vãos de corte e a região de momento máximo. Este modo de separação foi observado por De Lorenzis et al. [10], na região de momento máximo, mas não há indicações da sua iniciação. Este modo de descolagem é semelhante ao modo de rotura por descolagem de fendas induzidas observados em vigas de betão armado com FRP externamente ligados.

- Separação do recobrimento da extremidade da viga

Varões colocados segundo a técnica NSM perto das extremidades das vigas, podem originar a descolagem do betão de recobrimento ao longo das extremidades.

Rotura por descolagem interfacial do epóxi-betão

Para vigas reforçadas com laminados segundo a técnica NSM com profundidade limitada, Hassan e Rizkalla [7] observaram rotura coesiva por corte no betão na interface epóxi-betão a partir da secção de corte. Acredita-se que este modo é semelhante à rotura por descolagem interfacial da placa de extremidade em vigas de betão armado com laminados de FRP externamente colados [4].

O dimensionamento em segurança de uma viga de betão armado reforçada à flexão com FRP segundo a técnica NSM depende da carga estimada. Por isso, se o reforço apresentar um desempenho otimizado, ou seja, não sofrer descolagem, a previsão das cargas é segura através

de equações de equilíbrio assumindo a hipótese das secções planas e tendo em conta a diferença entre a posição dos dois tipos de reforço (aço e FRP). Por outro lado, no caso de existir descolagem, a previsão analítica torna-se mais incerta, passando a admitir-se semelhanças com a técnica de reforço EBR. Assim, alguns autores, tais como Hassan e Rizkalla [7] propõem modelos teóricos para vigas reforçadas com a técnica NSM (no âmbito de roturas por corte na interface do betão e epóxi) adaptados de conceitos relacionados com a tensão interfacial da técnica EBR. Outra abordagem adotada pela ACI – 440 consiste na consideração de fatores de redução de ligação na tensão máxima de tração do reforço considerada no âmbito do projeto de dimensionamento. Contudo, de modo a evitar-se este tipo de rotura, o reforço NSM deve ser aplicado em toda a extensão da viga, e ancorado com sistemas estruturas suficientes que previnam a descolagem do elemento de reforço [4].

A descolagem do laminado não é um fator de fácil resolução uma vez que não existe correlação direta entre os modos de rotura em ensaios de arrancamento e os modos de rotura por descolagem em vigas reforçadas à flexão. As possíveis razões são a presença de fendas de flexão e de flexão-corte que alteram a distribuição das tensões de aderência e a curvatura da viga, o efeito de cavilha nos varões de FRP restringem a abertura de fendas de ligação inclinadas, fenómenos que são de difícil simulação em ensaios de arrancamento [4].

O comportamento carga-deformação em vigas reforçadas segundo a técnica NSM pode ser previsto com precisão razoável pela abordagem convencional (ao nível da secção transversal – cálculo orgânico) e assumindo uma ligação perfeita entre os materiais. Abordagens mais precisas têm em conta o endurecimento do aço, e a tensão real no reforço de FRP e são simuladas usando determinadas equações que consideram o efeito do deslizamento na ligação [4].

No que concerne à aplicação dos varões ou laminados de FRP segundo a técnica NSM, constata-se que os varões aplicados segundo a técnica NSM podem ser mais facilmente pré-esforçados e ancorados do que laminados colados segundo EBR, conferindo viabilidade à técnica NSM. Nordin e Taljsten [11] confirmam o referido e passam pela utilização de varões de FRP a 20% da sua resistência à tração, preenchendo as ranhuras com resina epóxi e libertando a força de pré-tensão durante o endurecimento desta resina. Verificaram que o modo de rotura por tração do varão ocorria em todos os casos e que se concretizou as expectativas especuladas relativamente à carga de fendilhação e à rigidez da viga. No entanto,

infelizmente este método não pode ainda ser implementado num projeto de reforço real porque o seu processo de tensionamento e ancoragem dos varões requer o acesso às extremidades das vigas o que na realidade geralmente não é possível [4].

2.1.2.3 - Lacunas no conhecimento

Apesar de existirem alguns estudos acerca de estruturas de betão armado reforçadas segundo a técnica NSM, ainda existem bastantes lacunas no conhecimento de alguns assuntos. No texto que se segue são descritos alguns exemplos do que ainda se desconhece por existirem poucas pesquisas ou até mesmo nenhuma, tendo por base o levantamento efetuado por [4].

O efeito da relação entre a largura e a profundidade da ranhura no desempenho da aderência ainda não foi estudado detalhadamente. Através da modelação por elementos finitos, verificou-se que a força de descolagem de um laminado de FRP colocado segundo a técnica NSM, aumentou com a largura da ranhura. Contudo, este facto carece de comprovação experimental [4].

Através de modelação analítica simplificada, para varões redondos, verificou-se que a carga de fendilhação da cobertura de epóxi diminui com o aumento da proporção entre a largura e a profundidade da ranhura (para uma determinada profundidade). Relativamente à carga de rotura, esta aparentemente permanece constante, pelo facto da rotura começar no betão ao longo da superfície de rotura que é praticamente independente da relação da largura/profundidade da ranhura. Através da modelação por elementos finitos, alguns autores, confirmaram o primeiro resultado. Verificou-se também um decréscimo da tensão de tração no betão com um aumento da largura da ranhura, o que implica uma maior carga de fendilhação no betão, mas não necessariamente uma de rotura. Contudo, o efeito do desempenho da aderência e da proporção entre a largura e a profundidade da ranhura, carece ainda de comprovação experimental [4].

Baseados em modelos de elementos finitos para varões redondos deformados, alguns autores, sugerem uma distância mínima entre ranhuras de duas vezes o diâmetro do varão e uma distância mínima entre a extremidade da viga e a primeira ranhura de 4 vezes o diâmetro do varão, independentemente da largura da ranhura. Contudo, uma das vigas ensaiadas por De Lorenzis [12], que foi reforçada com varões redondos espirais segundo a técnica NSM, com

uma distância entre ranhuras de 30 mm (cerca de 1.8 vezes o tamanho da ranhura e 3.6 vezes o diâmetro do varão) e com uma distância entre a extremidade da viga e a primeira ranhura de 69 mm (cerca de 4.3 vezes o tamanho da ranhura e 8.6 vezes o diâmetro do varão, rompeu por descolagem dos varões colocados segundo a técnica NSM envolvendo o betão de recobrimento. Assim este ensaio mostra que os valores mínimos de distância entre ranhuras e distância entre a extremidade da viga e a primeira ranhura, são insuficientes para eliminar interações entre um varão colocado segundo a técnica NSM com a extremidade da viga [4].

Há uma enorme falta de evidências experimentais sobre os efeitos de enumeras variáveis no comportamento de aderência de estruturas reforçadas com varões de FRP segundo a técnica NSM. Há enumeras variáveis envolvidas em sistemas de reforço com FRP segundo a técnica NSM, mais do que em sistemas de reforço externo; no entanto, é escassa a quantidade de trabalho disponível para o primeiro sistema, sendo assim necessários mais ensaios [4].

A simulação analítica do comportamento da aderência é algo também importante e carece de investigação [4].

Em virtude da quantidade de parâmetros que podem influenciar o comportamento de vigas reforçadas à flexão, é necessária uma grande quantidade de investigações teóricas e experimentais. Deve dar-se especial atenção aos mecanismos de destacamento prematuro do betão em vigas reforçadas segundo a técnica NSM. Além disso o reforço de vigas já danificadas e reforçadas segundo a técnica NSM é de interesse prático e deve ser mais explorado, como é o caso do efeito da fendilhação e recobrimento do aço danificado no processo de aderência [4].

A relação entre o mecanismo de rotura por aderência de provetes em ensaios de aderência e o mecanismo de rotura por aderência em vigas reforçadas à flexão também precisa de ser clarificada por estudos experimentais detalhados e por uma modelação teórica rigorosa. Neste caso, o estudo da fendilhação por flexão e fendilhação por flexão-corte e as tensões de aderência são de extrema importância. Quando esta relação for esclarecida será possível desenvolver-se modelos analíticos e numéricos de previsão de rotura por descolagem [4].

A utilização do reforço segundo a técnica NSM em conjunto com o reforço externo foi encontrada para ser eficaz nas ligações entre vigas e pilares. O reforço externo sozinho obteve

muito bons resultados, mas a utilização combinada com a técnica NSM carece de mais estudos. O uso combinado das duas técnicas deve trazer vantagens e devem ser explorados para resolver outras situações de reforço [4].

A utilização do pré-esforço na aplicação da técnica NSM também deve ser alvo de mais estudos. No reforço externo o pré-esforço não teve muito sucesso porque é difícil a aplicação (força de pré-esforço e respetiva ancoragem). A probabilidade do pré-esforço ter maior sucesso na técnica NSM é muito maior, pois é mais fácil pré-esforçar os laminados [4].

A utilização de argamassa de cimento em vez de resina epóxi na colagem dos FRP ao betão é outro ponto que tem sido estudado limitadamente. São necessárias mais investigações para se compreender melhor o comportamento da argamassa de cimento como material de enchimento das ranhuras [4].

O estudo do comportamento em serviço de estruturas reforçadas segundo a técnica NSM também deve ser explorado, pois não há registos [4].

O comportamento e a durabilidade a longo prazo também devem ser alvos de estudo para a técnica NSM, como o comportamento à fadiga, fluência de modo a poder-se criar modelações analíticas.

2.2 - Fluência

2.2.1 - Introdução

O fenómeno de fluência define-se como o aumento progressivo no tempo da deformação instantânea de uma estrutura quando está submetida a um carregamento permanente. A fluência ocorre devido à variação de volume da pasta de cimento que envolve os agregados. Origina efeitos diferidos, ou seja, efeitos devido à deformação do material ao longo do tempo. Quando uma estrutura é submetida a um carregamento ocorre uma deformação inicial instantânea, ou seja, uma deformação elástica, mas se esse carregamento continuar a atuar durante um período de tempo verifica-se um aumento progressivo da deformação. Este aumento progressivo de deformação chama-se deformação por fluência [13].

Existem algumas desvantagens na ocorrência deste fenómeno nas estruturas [13]:

- Aumento das deformações dos elementos estruturais, principalmente em vigas e lajes;
- Aumento dos esforços em elementos comprimidos sujeitos a cargas excêntricas;
- Perdas da força de pré-esforço em elementos pré-tensionados ou pós-tensionados nas estruturas pré-esforçadas.

2.2.2 - Fatores que influenciam a fluência

Segundo Póvoas [14], os principais fatores que influenciam a fluência são:

- Fatores intrínsecos que conduzem a uma diminuição da deformação por fluência, que são: valores crescentes do módulo de elasticidade, da percentagem e da dimensão máxima dos agregados, bem como da resistência à compressão;
- Fatores locais, p.e. o aumento da idade de carga diminui a deformação por fluência ocorrendo o efeito oposto com o aumento da temperatura;
- Os fatores externos mais relevantes são as dimensões do elemento estrutural e a humidade ambiente. Verifica-se que para valores crescentes destes fatores há uma redução da deformação por fluência. Realça-se o agravamento do fenómeno de fluência em elementos de betão sujeitos a um processo de secagem;
- As deformações de fluência por carregamentos de tração e compressão são idênticas e admite-se, em geral, uma proporcionalidade entre a tensão e a deformação de fluência para valores de tensão inferiores a 40% da resistência à compressão do betão. Para valores de tensão superiores a esse valor, a relação torna-se não linear e pode ocorrer o colapso (fluência terciária) para valores de tensão inferiores à tensão de rotura do betão à compressão, determinada em ensaios quase-estáticos de curta duração.

2.2.3 - Comportamento a longo prazo de estruturas reforçadas com CFRP

Um dos aspetos importantes na avaliação do potencial dos FRP, tem a ver com o comportamento a longo prazo de estruturas reforçadas com estes. Mesmo podendo haver diversos parâmetros que afetem o comportamento de estruturas a longo prazo, salienta-se o estudo da fluência como sendo um dos alvos de análise na presente dissertação. Este fenómeno pode perturbar o bom funcionamento dos sistemas compósitos pois é um dos efeitos que se manifesta com maior importância precisamente a longo prazo.

Nesta linha de pensamento, o documento fib [15] apresenta uma abordagem do efeito de fluência no material FRP, no qual a partir da Figura 2.2 se pode entender o fenómeno nas suas diferentes etapas, relacionando a extensão total com o tempo. Numa primeira fase, após uma deformação elástica inicial, a curva exibe uma região de fluência onde a deformação aumenta bastante num curto período de tempo. A segunda fase da fluência é caracterizada por uma inclinação sensivelmente constante durante um longo período de tempo (região correspondente ao período de serviço da estrutura). Uma terceira fase é caracterizada pela acumulação excessiva de extensão e ocorre para elevados níveis de tensões.

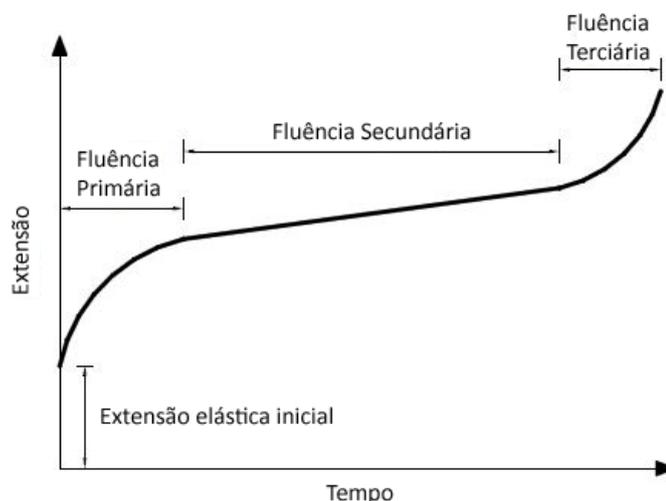


Figura 2.2 – Deformações por fluência ao longo do tempo [15].

Ainda segundo o fib [15], o CFRP pode apresentar rotura súbita após estar submetido a uma carga constante ao longo do tempo, tempo este designado por tempo limite de tolerância. Este período de tempo diminui com o aumento da razão entre a tensão e a resistência última podendo, também, diminuir sob a ação de condições ambientais adversas como temperaturas elevadas, radiação ultra violeta, elevada alcalinidade, ciclos secagem/molhagem e ciclos de gelo/degelo.

Por outro lado, a rotura por fluência pode estar relacionada com o tipo, orientação e volume de fibras. As fibras de carbono são menos suscetíveis à rotura por fluência, enquanto que as fibras de aramida são moderadamente suscetíveis a este fenómeno, embora menos do que as fibras de vidro.

Como medida preventiva da rotura por fluência, deve limitar-se, no dimensionamento, a tensão a tempo infinito (ação quase permanente) a 60% da resistência a curto prazo [15]. Para além disso, após alguns estudos efetuados [16], apesar de confirmarem o que já fora anteriormente referido, concluíram o efeito positivo da aplicação de CFRP em estruturas de betão, pois, ao contrário de muitos tipos de reforço (e.g. o aço), o desempenho deste não é demasiadamente alterado sob as condições normais de ambiente. Este estudo incidiu numa análise a temperatura constante de laminados de CFRP, ao longo de diferentes períodos de tempo. Com efeito, verificaram que o módulo de elasticidade e a resistência não eram demasiadamente afetados pelos efeitos de deformação associados à fluência. Também se conclui que o material compósito confere à estrutura um comportamento dúctil o que é favorável no desempenho da mesma ao longo do tempo, pois evita-se roturas frágeis que ponham em risco a segurança humana.

3.1 – Introdução

Neste capítulo apresenta-se uma descrição detalhada do programa experimental desenvolvido, no qual a autora da presente dissertação participou. O programa experimental é constituído por 10 lajes de betão armado das quais 9 são reforçadas com laminados de CFRP, segundo a técnica NSM. Efetuaram-se dois tipos de ensaios: ensaios de fluência e ensaios monotónicos até à rotura. Os ensaios de fluência tiveram início durante o decorrer da presente dissertação e ainda se encontram em curso. Para estes ensaios foram utilizadas 8 das 10 lajes anteriormente referidas, todas elas reforçadas com laminados de CFRP segundo a técnica NSM. As restantes 2 lajes, uma reforçada e a outra não, foram submetidas a ensaios de rotura, tal como referido anteriormente. Assim, no presente capítulo apresenta-se a geometria das lajes, os resultados da caracterização mecânica dos materiais envolvidos e os principais resultados obtidos, bem como a respetiva análise dos mesmos. De realçar que, dado que os ensaios de fluência ainda se encontram em curso, posteriores análises serão realizadas.

3.2– Geometria das Lajes

Nas Figuras 3.1 e 3.2 apresenta-se a geometria das lajes a usar no programa experimental. É possível constatar que a laje tem dimensões de $2000 \times 300 \times 80 \text{ mm}^3$. Em termos de armadura longitudinal de flexão, esta é constituída por 4 varões com 6 mm de diâmetro ($4\text{Ø}6$), à qual corresponde uma taxa de armadura, ρ_l , de 0.47%. No caso das lajes reforçadas, para além da referida armadura, são aplicados 3 laminados de CFRP com 10 mm de largura e 1.4 mm de espessura, de acordo com a técnica NSM, à qual corresponde uma taxa de armadura longitudinal equivalente de 0.68% [17].

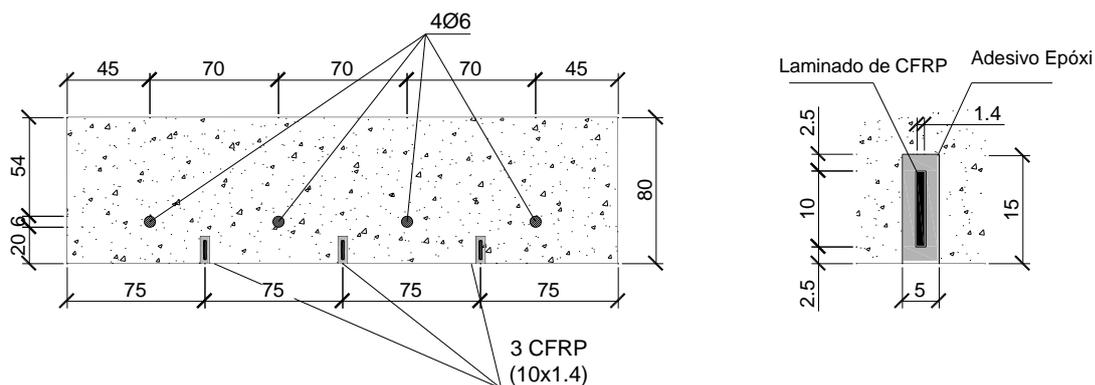


Figura 3.1 – Geometria da secção transversal e detalhe do reforço [17].

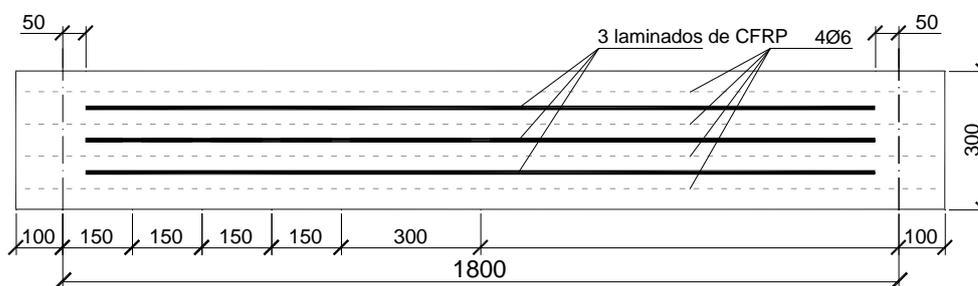


Figura 3.2 – Geometria longitudinal e detalhe do reforço.

Todas as lajes foram moldadas a partir de uma só betonagem. O processo de aplicação do reforço (laminados de CFRP) passou por diversas etapas entre as quais se destacam – ver Figura 3.3 [17]:

- As ranhuras nas lajes realizaram-se por sistema mecânico, com recurso a uma serra diamantada de corte (corte húmido) - ver Figura 3.3a; posteriormente, procedeu-se à sua limpeza – (ver Figura 3.3b). Efetuaram-se várias medições com intuito de determinar a geometria real das ranhuras. A partir destas medições verificou-se que a largura é de 5.47 mm com um coeficiente de variação, CoV, de 1.82% e que a profundidade é de 15.59 mm (CoV=2.16%);
- Foram colados nos laminados extensómetros em posições previamente definidas (ver Secção 3.3.1) com vista à medição das extensões nos mesmos;
- Efetuuou-se a limpeza dos laminados com acetona;
- Preparou-se o adesivo de acordo com a ficha técnica fornecida pelo fornecedor (ver Figura 3.3c) e aplicou-se o mesmo nas ranhuras e nas superfícies laterais dos laminados (ver Figura 3.3d);

e) Por fim, introduziu-se cuidadosamente os laminados nas ranhuras (ver Figura 3.3e) e nivelaram-se as superfícies (Figura 3.3f).

A aplicação do reforço ocorreu 75 dias após a betonagem. Este foi aplicado no interior do laboratório com uma temperatura média de cerca de 25°C e uma humidade relativa de 42%.



Figura 3.3 – Aplicação do reforço segundo a técnica NSM [18].

3.2.1 – Caracterização dos Materiais

Foram avaliadas as características físicas, químicas e mecânicas dos materiais envolvidos no programa experimental, nomeadamente o betão, os laminados de CFRP, o adesivo epóxi. Nas secções que seguem, apresentam-se os resultados obtidos.

3.2.1.1 - Betão

Tal como referido anteriormente, as lajes e outros provetes auxiliares (e.g. cilindros e cubos para a caracterização mecânica do betão) foram moldados a partir da mesma amassadura de

modo a evitar os problemas inerentes a diferentes amassaduras. Foi solicitado ao fabricante de betão um betão da classe de resistência C25/30 com uma classe de exposição ambiental XC4 [19]. A máxima dimensão do agregado é 12 mm e a classe de resistência do cimento é CEM 42.5 (Tipo II) [17].

O módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão foram avaliados com recurso a 5 provetes cilíndricos com diâmetro de 150 mm e altura de 300mm, aos 28 dias de idade, de acordo com as recomendações do LNEC E397-1993:1993 e NP EN 12390-3:2011, respetivamente. Para a resistência à compressão, f_{cm} , obteve-se o valor médio de 36 MPa (CoV=3.9%), enquanto que para o módulo de elasticidade teve-se o valor de 28.4 GPa (CoV=5.8%) [17].

3.2.1.2 – Laminados de CFRP

Os laminados de CFRP têm secção transversal de $10 \times 1.4 \text{ mm}^2$, foram produzidos por S&P@ Clever Reinforcement Company e são fornecidos em rolos de 50 a 100 m de comprimento. Estes laminados tem a designação CFK 150/2000 e são constituídos por fibras de carbono unidireccionais aglutinadas por um adesivo [17].

O módulo de elasticidade e a resistência à tração foram determinados de acordo com a norma ISO 527-5:1997(E). Para tal, foram testadas 5 amostras. Os valores obtidos para o módulo de elasticidade e para a resistência à tração foram de 178 GPa (CoV=0.6%) e 2858 MPa (CoV=2.4%), respetivamente [17].

Efetou-se uma análise microscópica (SEM) para se observar o aspeto inicial do material usado no programa de ensaios (ver Figura 3.4). Foi possível concluir através da análise microscópica que a composição do material apresenta uma distribuição não uniforme de fibras de carbono (pequenos círculos), existindo bastantes espaços “vazios” que se encontram preenchidos pela matriz [17].

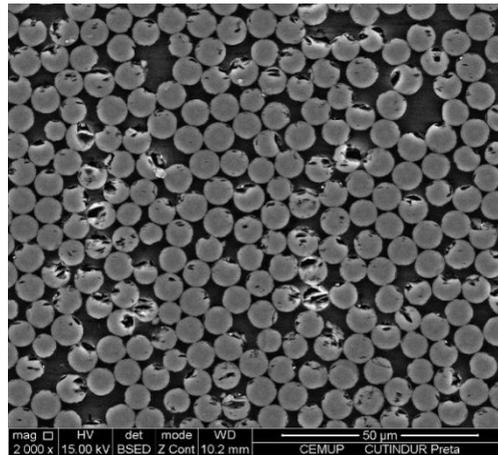


Figura 3.4 – Análise microscópica do laminado [17].

3.2.1.3 – Adesivo Epóxi

Para fixar os laminados de CFRP ao betão, utilizou-se um adesivo epóxi do mesmo fornecedor dos laminados de CFRP, cuja designação comercial é “S&P Resin 220”. Este adesivo é isento de solventes, tixotrópico, cinzento, tem duas componentes (resina epóxi e endurecedor) e foi desenvolvido especialmente para a colagem de laminados de carbono. As características do adesivo em estado fresco e endurecido são projetadas especialmente para os requisitos dos sistemas de reforço estruturais da S&P. As vantagens deste adesivo passam por ser de fácil utilização (não é necessário adicionar nenhum aditivo), ter um tempo útil de aplicação adequado, ter alta resistência à compressão e aderência, ser tixotrópico, endurecer com a mínima retração e ser isento de solventes [20].

O reforço com este adesivo só pode ser feito se o betão tiver uma resistência à tração de pelo menos 1.5 MPa. As ranhuras devem estar isentas de substâncias que possam prejudicar adesão (e.g. óleos, ceras, gorduras, etc.) e devem além disso estar sem pó, serem limpas e estarem secas [20].

Michels *et al.* [21], efetuaram ensaios de tração uniaxial a provetes deste epóxi em conformidade com a ISO 527-5:1997(E), tendo obtido para o módulo de elasticidade um valor de 7.7 GPa (CoV=3.1%) e uma resistência à tração de 20.7 MPa (CoV=9.9%) [17].

Utilizou-se um microscópio eletrónico (SEM) com espectroscopia dispersiva de energia para determinação da composição química dos constituintes do epóxi (ver Figura 3.5). A partir

desta análise observaram-se alguns inertes minerais, tais como quartzo, feldspato (SiAlK), barite (SBaO) e outros silicatos [17].

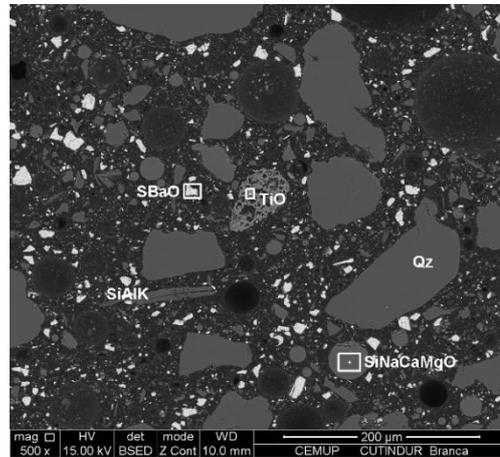


Figura 3.5 – Análise microscópica do adesivo epóxi [17].

3.2.1.4 – Aço

Para avaliação das características mecânicas do aço ($\varnothing 6$), foram realizados ensaios de tração uniaxial de acordo com a norma NP EN 10002-1:1990. O valor médio obtido para o módulo de elasticidade foi de 212.2 GPa (CoV=6.3%), enquanto que o valor do módulo de elasticidade na fase de endurecimento foi de 0.7 GPa (CoV=6.6%). A tensão última foi de 733 MPa (CoV=1%) [17].

3.3 – Ensaio de Rotura

Com vista a estimar o valor da carga a aplicar nos ensaios de fluência, realizaram-se dois ensaios monotônicos até à rotura em duas das lajes. Uma das lajes ensaiadas não tinha reforço (REF), enquanto que a outra apresentava reforço (STR). A idade do betão destas duas lajes à data dos ensaios de rotura era de 190 dias e a sua resistência média à compressão era de 49.64 MPa (CoV=3.57%) [17].

3.3.1 – Configuração de Ensaio e Instrumentação

A instrumentação utilizada nos ensaios monotônicos até à rotura das duas lajes era constituída por transdutores de deslocamento (LVDTs), célula de carga e extensómetros. Para medir a

deformação ao longo do eixo longitudinal da laje utilizaram-se 5 LVDTs, enquanto que para registar a força vertical aplicada usou-se uma célula de carga. Sobre a superfície lateral do CFRP intermédio foram colocados 5 extensómetros para se medir as extensões em secções distintas. A configuração de ensaio utilizada apresenta-se na Figura 3.6, na qual se inclui as condições de apoio, aplicação da carga e localização dos LVDTs. A posição dos extensómetros pode ser vista na Figura 3.7. Adicionalmente, e não incluídos nesta figura, utilizaram-se mais 2 extensómetros para registar as extensões na armadura longitudinal e na fibra mais comprimida de betão da secção a meio vão da laje e a meia largura da secção transversal [17].

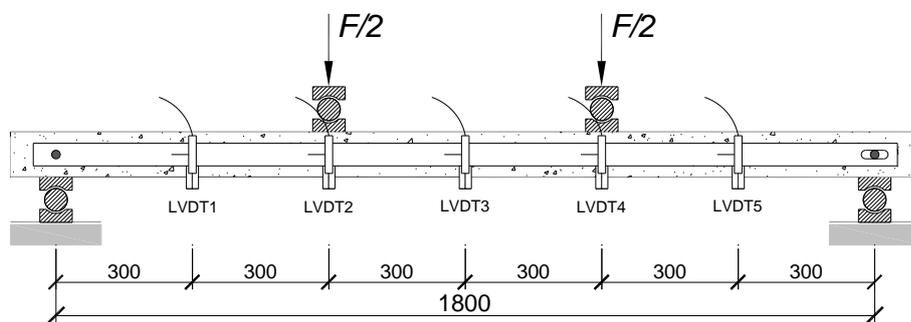


Figura 3.6 – Configuração do ensaio de rotura [17].

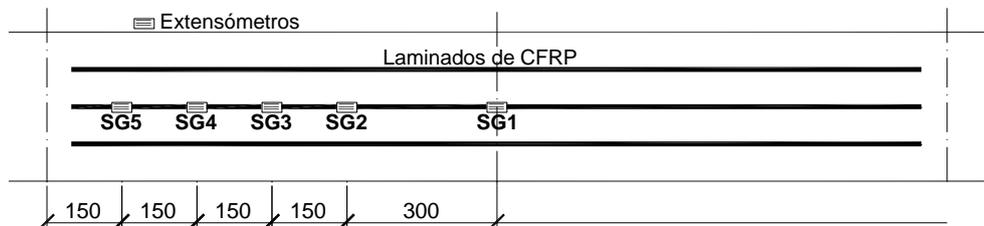


Figura 3.7 - Posição dos extensómetros (SG) [17].

Foi usado o transdutor interno do equipamento do servo controlador para controlar o ensaio à velocidade de 20 $\mu\text{m/s}$.

3.3.2 – Resultados

No Quadro 3.1 são apresentados os resultados obtidos, para ambas as lajes, em termos de deformação a meio vão e carga aplicada para início de fendilhação (δ_{cr} , F_{cr}), início da

plastificação da armadura longitudinal (δ_y , F_y) e na rotura (δ_{max} , F_{max}). O índice de ductilidade (μ) atingido em cada ensaio é definido pelo rácio de δ_{max} / δ_y e também se encontra no quadro em questão [17].

Quadro 3.1 – Resultados obtidos nos ensaios monotónicos [17].

Lajes	Início de Fendilhação		Início da plastificação		Rotura		μ
	δ_{cr}	F_{cr}	δ_y	F_y	δ_{max}	F_{max}	
	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	
REF	1.03	2.57	25.11	11.42	52.80	12.03	2.10
STR	1.47	3.89	32.92	21.04	86.30	31.63	2.62
	(42.7%)	(51.4%)	(31.1%)	(84.2%)	(63.4%)	(162.9%)	(24.8%)

Notas: Os valores entre parenteses correspondem à variação de cada parâmetro quando comparados com a laje REF. Em ambos os ensaios, a rotura deu-se por esmagamento do betão comprimido na zona de flexão pura.

Na Figura 3.8 é apresentada a relação da carga aplicada e a deformação a meio vão para ambas as lajes (REF e STR). Nas Figuras 3.9 e 3.10 observa-se a evolução das extensões no aço e no CFRP com a carga aplicada [17].

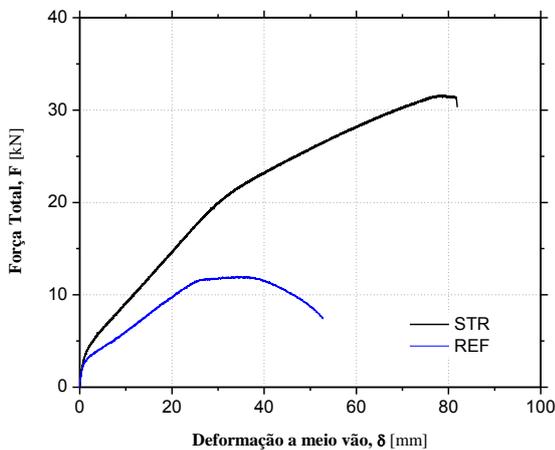


Figura 3.8 – Relação entre a carga total e o deslocamento a meio vão das lajes REF e STR [17].

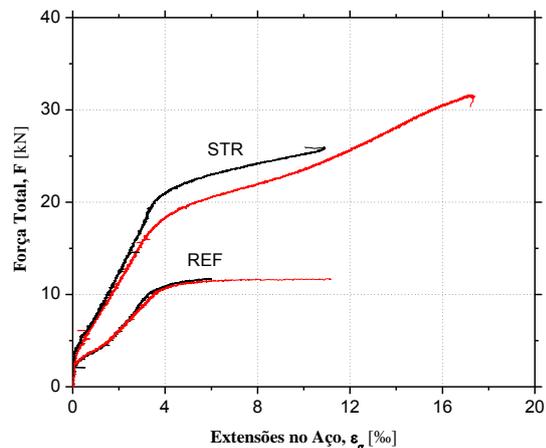


Figura 3.9 – Carga total *versus* extensões no aço a meio vão [17].

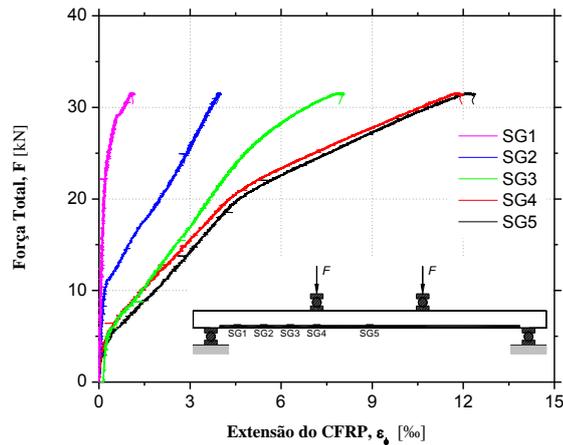


Figura 3.10 – Carga total *versus* extensões no CFRP da laje STR [17].

A partir dos resultados obtidos conclui-se que:

- A força de início de fendilhação, F_{cr} , da laje reforçada, STR, sofre um incremento de 51.4% em relação à F_{cr} da laje não reforçada, REF. O deslocamento correspondente a esta força, δ_{cr} , da laje reforçada, STR, incrementa em 42.7% em relação ao deslocamento obtido para a laje não reforçada, REF;
- A força de início de plastificação, F_y , da laje reforçada, STR, sofre um incremento de 84.2% em relação à F_y da laje não reforçada, REF. O deslocamento correspondente a esta força, δ_y , da laje reforçada, STR, incrementa em 31.1% em relação ao deslocamento obtido para a laje não reforçada, REF;
- A força de rotura, F_{max} , da laje reforçada, STR, sofre um incremento de 162.9% em relação à F_{max} da laje não reforçada, REF. O deslocamento correspondente a esta força, δ_{max} , da laje reforçada, STR, incrementa em 63.4% em relação ao deslocamento obtido para a laje não reforçada, REF;
- O facto da maior diferença de incremento de carga ocorrer para F_{max} , em detrimento da F_{cr} e F_y quando as lajes REF e STR são comparadas, deve-se ao facto da capacidade resistente dos laminados ser mais eficiente para maiores níveis de extensão, por um lado, e por outro, pelo facto da armadura longitudinal apresentar contribuição marginal para a resistência a partir do momento em que esta plastifica.
- Consequentemente, observa-se que a laje STR apresenta uma maior ductilidade;
- Da Figura 3.9 é possível concluir que em qualquer dos casos a armadura plastifica;

- Por último, da Figura 3.10 é possível concluir que a extensão nos laminados ultrapassa os 12%. Se se anteder ao facto que com a técnica EBR apenas se conseguem atingir extensões da ordem dos 6%, conclui-se que a técnica em causa é bastante eficiente [5].

Efetuuou-se também uma análise comparativa em termos de rigidez de cada um dos troços que constituem a resposta carga total *versus* deslocamento a meio vão, nomeadamente: a fase elástica (I), fase fendilhada (II) e a fase correspondente à plastificação das armaduras de flexão (III). Para cada fase determinou a rigidez em conformidade com a Equação 3.1.

$$\Delta F = K \times \Delta \delta \quad (3.1)$$

onde,

ΔF – Variação da carga aplicada em [kN]

K – Rigidez em [kN/m]

$\Delta \delta$ – Variação dos deslocamentos em [m]

No Quadro 3.2 são apresentados os resultados em termos de rigidez para as diferentes fases anteriormente referidas.

Quadro 3.2 – Resultados obtidos a nível de rigidez para as lajes REF e STR.

Lajes	K_I [kN/m]	K_{II} [kN/m]	K_{III} [kN/m]
REF	2495.2	367.5	22.0
STR	2646.3	545.3	198.4

Dos resultados obtidos conclui-se que:

- A rigidez correspondente ao regime linear da laje STR sofre um incremento de 6.1% em relação à laje de REF para o mesmo regime;
- A rigidez verificada desde o início da fendilhação até ao início da plastificação da laje STR sofre um incremento de 48.4% em relação à laje de REF para o mesmo regime;
- A rigidez verificada desde o início da plastificação até à rotura da laje STR sofre um incremento de 800.6% em relação à laje de REF no mesmo regime;
- A justificação para o maior o incremento em III, quando comparado com II e I é o mesmo que se verifica para o caso da força (discutido anteriormente).

3.4 – Ensaio de Fluência

3.4.1 – Configuração de Ensaio

Relativamente aos ensaios de fluência definiu-se, como já referido anteriormente, que a carga de fluência a aplicar é constante e igual 1/3 da carga de rotura da laje STR, o que corresponde a um valor aproximadamente de 10 kN. Optou-se pela aplicação desta carga em 2 fases. Na primeira fase carregaram-se as lajes com aproximadamente 40% da carga total de fluência (cerca de 4 kN). Por razões de limitações técnicas, não foi possível aplicar o mesmo valor de carga em todas as lajes. Contudo esta variação não excedeu os 0.7 kN. No 2º nível de carga, aplicou-se nas lajes a carga remanescente, sendo feitos os ajustes necessários para assegurar o mesmo nível de carga para todas as lajes (10 kN).

Durante este ensaio apenas é registado o deslocamento a meio vão (de ambos os lados) e a força aplicada (constante). A configuração do ensaio de fluência (em termos de condições de apoio e linhas de aplicação da carga) é exatamente igual à definida para os ensaios à rotura, como se constata na Figura 3.11 [17].

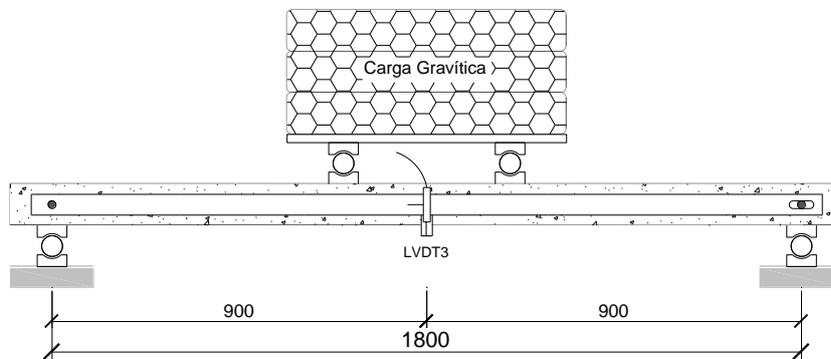


Figura 3.11 – Configuração do ensaio de fluência.

No Quadro 3.3 é indicado o valor de carga aplicado em cada laje nas diferentes fases.

Quadro 3.3 – Valor de carga aplicado nas diferentes fases.

Lajes	1º Nível de Carga	2º Nível de Carga	Total de Carga
	[kN]	[kN]	Aplicada [kN]
SL_REF360	4.36	5.64	10
SL_REF720	4.30	5.70	10
SL_PW360	4.30	5.70	10
SL_PW720	4.30	5.70	10
SL_CW360	3.90	6.10	10
SL_CW720	4.60	5.40	10
SL_WD360	4.30	5.70	10
SL_WD720	4.30	5.70	10

3.4.2 – Resultados obtidos

Nesta secção serão apresentados, para cada laje, os resultados dos ensaios de fluência em curso que se materializam num gráfico deslocamento-tempo-temperatura apresentado na Figura 3.12. Assim, será efetuada uma análise dos deslocamentos ao longo do tempo que permitirá conhecer a evolução do comportamento das diferentes lajes.

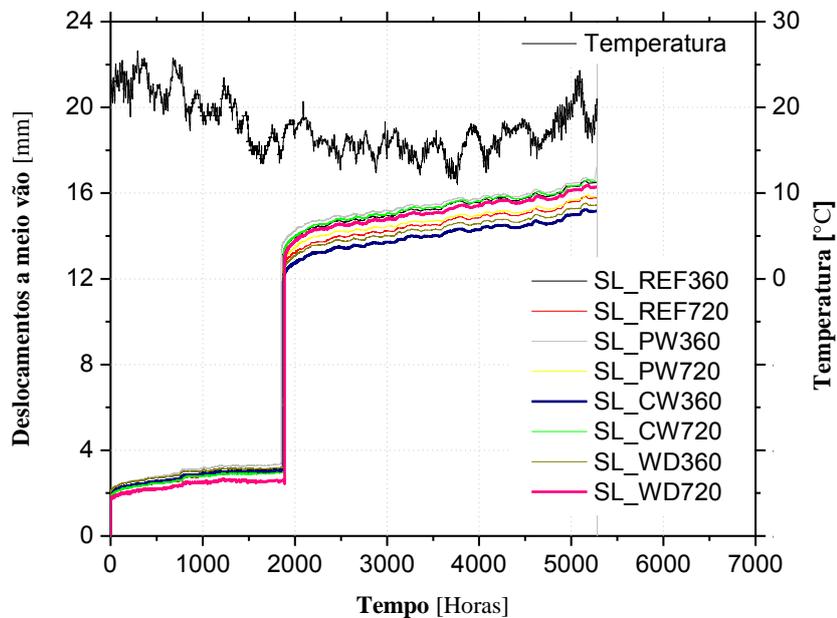


Figura 3.12 – Deslocamentos a meio vão obtidos nos ensaios de fluência.

Analisando o gráfico pode observar-se que após aplicação do primeiro nível de carga existiu em todas as lajes uma deformação instantânea, δ_{i1} de aproximadamente 2 mm. Existe uma ligeira diferença entre os deslocamentos nas 8 lajes, que se pode explicar pelo facto destas não terem sido submetidas ao mesmo nível de carga. As lajes estiveram submetidas ao primeiro nível de carga 78 dias, sendo que o deslocamento, δ_{f1} , ao fim deste tempo foi de aproximadamente 3 mm. Comparando δ_{i1} com o valor do deslocamento no ensaio de rotura da laje STR para o mesmo valor de carga (4.29 kN), constata-se que é praticamente o mesmo, pois no ensaio de rotura o deslocamento observado para o mesmo valor de carga é de 1.96 mm.

Após aplicação do segundo nível de carga, verificou-se um aumento dos deslocamentos, δ_{i2} , para aproximadamente 12 mm, ao qual correspondeu a uma variação de deslocamento instantâneo de 10 mm. As lajes permaneceram com o 2º nível de carga durante 142 dias. Findo este período iniciaram-se os ensaios de envelhecimento (fora do contexto da presente dissertação). Ao fim de 142 dias o deslocamento, δ_{f2} , observado em todas as lajes foi de aproximadamente 16 mm. Apesar de no segundo nível de carga se ter igualado a carga em todas as lajes, continuou a existir uma pequena discrepância entre os valores de deslocamentos das diferentes lajes, o que pode ser justificado pelas respostas cumulativas devido aos efeitos de fluência.

Com recurso ao software ORIGIN, efetuaram-se várias regressões lineares para os deslocamentos de todas as lajes correspondentes ao primeiro nível de carga e para os correspondentes ao segundo nível de carga. Para tal dividiu-se o gráfico presente na Figura 3.11 em dois, um com os dados até aos 78 dias, correspondentes ao primeiro nível de carga e outro com os dados dos 78 aos 142 dias, correspondentes ao segundo nível de carga. No total fizeram-se 16 regressões lineares, 8 para cada nível de carga, 2 para cada laje, que deram origem às 16 equações de retas do tipo $y=m \cdot x+b$, onde y é o deslocamento, m o declive da reta, x o tempo e b a ordenada na origem, presentes no Quadro 3.4. Para além das equações das retas inclui-se também o coeficiente de correlação, R^2 , de cada equação, permitindo assim aferir a viabilidade do uso de retas.

Quadro 3.4 – Equações das retas resultantes das regressões lineares.

Lajes	Equações das Retas do 1º Nível de Carga			Equações das Retas do 2º Nível de Carga		
	m_1	b_1	R_1^2	m_2	b_2	R_2^2
SL_REF360	6.34×10^{-4}	2.19	0.92	7.19×10^{-4}	12.73	0.96
SL_REF720	5.55×10^{-4}	2.16	0.92	7.25×10^{-4}	11.99	0.96
SL_PW360	7.01×10^{-4}	2.37	0.91	7.19×10^{-4}	13.11	0.97
SL_PW720	5.78×10^{-4}	2.19	0.93	6.66×10^{-4}	12.36	0.95
SL_CW360	5.59×10^{-4}	2.23	0.90	6.94×10^{-4}	11.55	0.96
SL_CW720	8.63×10^{-4}	2.13	0.93	7.30×10^{-4}	12.75	0.95
SL_WD360	5.48×10^{-4}	2.40	0.87	6.94×10^{-4}	11.95	0.96
SL_WD720	4.67×10^{-4}	1.95	0.88	7.29×10^{-4}	12.52	0.96

Através do coeficiente de correlação R^2 , pode dizer-se que existe uma boa aproximação das regressões calculadas. As regressões lineares foram efetuadas para se poder avaliar a progressão dos deslocamentos dos dois níveis de carga. Para tal dividiu-se m_2 por m_1 , multiplicando-se depois por 100 para se adquirir os resultados em percentagem e obteve-se os valores presentes no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Rácio entre os declives das retas

Lajes	$[(m_2/m_1) \times 100]$ [%]
SL_REF360	113.3
SL_REF720	130.5
SL_PW360	95.9
SL_PW720	115.1
SL_CW360	124.3
SL_CW720	124.5
SL_WD360	122.1
SL_WD720	156.1
Média	122.7

De uma forma geral observa-se que os declives das retas na primeira fase de carregamento são sensivelmente iguais, não havendo uma relação direta entre a causa e efeito de maior ou

menor carga aplicada. Similar observação se pode extrair do segundo nível de carregamento. Pode concluir-se também que os deslocamentos do segundo nível de carga progredem mais rapidamente que os do primeiro nível de carga, com exceção da laje SL_PW360 em que apresenta um rácio ligeiramente menor do que 100%. Existe uma proporcionalidade entre a tendência dos deslocamentos e o carregamento pois, o carregamento do segundo nível é maior do que no primeiro assim como a tendência dos deslocamentos.

Analizou-se também o rácio dos carregamentos com as tendências dos deslocamentos. Para tal dividiu-se os valores do primeiro nível de carga pelos declives do primeiro nível de carga e repetiu-se o processo para o segundo nível, fazendo-se depois o rácio destes dois valores. No quadro 3.6 são apresentados os resultados.

Quadro 3.6 – Rácios entre carregamentos e tendências

Lajes	1º Nível de		2º Nível de		$C_2/m_2/C_1/m_1$
	Carga [kN]	m_1	Carga [kN]	m_2	
	– C_1		– C_2		
SL_REF360	4.36	6.34×10^{-4}	5.64	7.19×10^{-4}	1.14
SL_REF720	4.30	5.55×10^{-4}	5.70	7.25×10^{-4}	1.02
SL_PW360	4.30	7.01×10^{-4}	5.70	7.19×10^{-4}	1.38
SL_PW720	4.30	5.78×10^{-4}	5.70	6.66×10^{-4}	1.15
SL_CW360	3.90	5.59×10^{-4}	6.10	6.94×10^{-4}	1.26
SL_CW720	4.60	8.63×10^{-4}	5.40	7.30×10^{-4}	0.94
SL_WD360	4.30	5.48×10^{-4}	5.70	6.94×10^{-4}	1.09
SL_WD720	4.30	4.67×10^{-4}	5.70	7.29×10^{-4}	0.85
Média					1.1

Destes resultados pode-se concluir que a proporção carregamento – declive são idênticas, ou seja, os carregamentos são proporcionais à tendência dos deslocamentos.

Pelo facto de se conhecer os deslocamentos e a força que origina esses deslocamentos, efetuou-se uma avaliação da rigidez, K aquando da aplicação dos dois níveis de carga. Assim, calculou-se a rigidez, K, para o primeiro e segundo níveis de carregamento através da

Equação 3.1. No Quadro 3.7 e 3.8 são apresentados os resultados obtidos para o primeiro e segundo níveis de carga, respetivamente.

Quadro 3.7 – Rigidez das lajes aquando da aplicação do primeiro nível de carga, K_1 .

Lajes	δ_0 [m]	δ_{i1} [m]	$\Delta\delta$ [m]	F_0 [kN]	F_1 [kN]	ΔF [kN]	K_1 [kN/m]
SL_REF360	0	1.70×10^{-3}	1.70×10^{-3}	0	4.36	4.36	2564.53
SL_REF720	0	1.70×10^{-3}	1.70×10^{-3}	0	4.30	4.30	2528.59
SL_PW360	0	1.72×10^{-3}	1.72×10^{-3}	0	4.30	4.30	2496.59
SL_PW720	0	1.68×10^{-3}	1.68×10^{-3}	0	4.30	4.30	2561.52
SL_CW360	0	1.72×10^{-3}	1.72×10^{-3}	0	3.90	3.90	2267.26
SL_CW720	0	1.63×10^{-3}	1.63×10^{-3}	0	4.60	4.60	2817.64
SL_WD360	0	1.86×10^{-3}	1.86×10^{-3}	0	4.30	4.30	2315.75
SL_WD720	0	1.54×10^{-3}	1.54×10^{-3}	0	4.30	4.30	2788.23
Média							2542.51 CoV=7.67%

Quadro 3.8 – Rigidez das lajes aquando da aplicação do segundo nível de carga, K_2

Lajes	δ_{f1} [m]	δ_{i2} [m]	$\Delta\delta$ [m]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	ΔF [kN]	K_2 [kN/m]
SL_REF360	3.15×10^{-3}	12.8×10^{-3}	9.61×10^{-3}	4.36	10	5.64	586.64
SL_REF720	2.99×10^{-3}	11.7×10^{-3}	8.7×10^{-3}	4.30	10	5.70	655.54
SL_PW360	3.38×10^{-3}	12.1×10^{-3}	8.68×10^{-3}	4.30	10	5.70	656.73
SL_PW720	3.01×10^{-3}	11.7×10^{-3}	8.71×10^{-3}	4.30	10	5.70	654.46
SL_CW360	3.14×10^{-3}	11.2×10^{-3}	8.10×10^{-3}	3.90	10	6.10	753.00
SL_CW720	3.01×10^{-3}	12.3×10^{-3}	9.27×10^{-3}	4.60	10	5.40	582.30
SL_WD360	3.36×10^{-3}	11.4×10^{-3}	8.03×10^{-3}	4.30	10	5.70	709.72
SL_WD720	2.59×10^{-3}	11.9×10^{-3}	9.32×10^{-3}	4.30	10	5.70	611.91
Média							651.29 CoV=9.05%

Observa-se que no primeiro nível de carga a rigidez é aproximadamente igual a 2540 kN/m e no segundo a 650 kN/m. Comparando esta rigidez média obtida para o primeiro nível de carga (2542.51 kN/m) com a rigidez obtida para a laje STR em regime elástico (2646.3 kN/m) no ensaio de rotura, conclui-se que a obtida nos ensaios de fluência é ligeiramente inferior (cerca de 4%). Tal observação poderá estar associada ao facto de no caso dos ensaios de fluência a carga aplicada na primeira fase ter fendilhado as lajes.

Relativamente à rigidez obtida para o segundo nível de carregamento (651.29 kN/m) quando comparada com a rigidez obtida nos ensaios de rotura - fase fendilhada - (545.3 kN/m), conclui-se que a rigidez nas lajes submetidas aos ensaios de fluência é cerca de 19% superior à observada no ensaio à rotura. Aparentemente não existe nenhuma razão plausível que possa justificar tal comportamento.

4.1 – Introdução

A fendilhação nas estruturas de betão resulta do facto destas serem submetidas a estados de tração incompatíveis com a capacidade resistente à tração do betão. O desenvolvimento de fendas é um fenómeno progressivo que resulta do aumento das cargas a que as estruturas/elementos são submetidos. Este fenómeno tende a estabilizar quando se atinge um determinado nível de carga. O reforço das estruturas de betão com laminados de carbono, modifica o desenvolvimento de fendas devido à transferência de tensões de tração do betão para o laminado. O número de fendas e o espaçamento entre elas vai modificar-se em função do comportamento da ligação entre o betão e o laminado. Tipicamente o comportamento de aderência entre o betão e o laminado é mais rígido do que o comportamento entre o aço e o betão.

Com o objetivo de aferir a aplicabilidade à técnica NSM dos modelos analíticos existentes na avaliação do espaçamento entre fendas, s_{fm} , procedeu-se à verificação dos resultados obtidos por estes modelos às lajes REF e STR descritas no capítulo anterior. Os modelos analíticos avaliados foram os incluídos nos seguintes códigos/recomendações: REBAP (1983) [22], CEB-FIP Model Code (1993) [23], Eurocódigo 2 (2000 e 2004) [19] e [24] e FIB (2001) [5]. Assim, no que se segue detalha-se a análise efetuada.

Após a realização dos ensaios monotónicos até à rotura das lajes REF e STR, efetuou-se o registo das fissuras nas mesmas. Assim, nas Figuras 4.1 e 4.2 apresentam-se os padrões de fendilhação observados nas lajes REF e STR, respetivamente. A partir destas é possível concluir que o reforço permite mobilizar de forma significativa a capacidade resistente do betão, em oposição à laje não reforçada (REF).

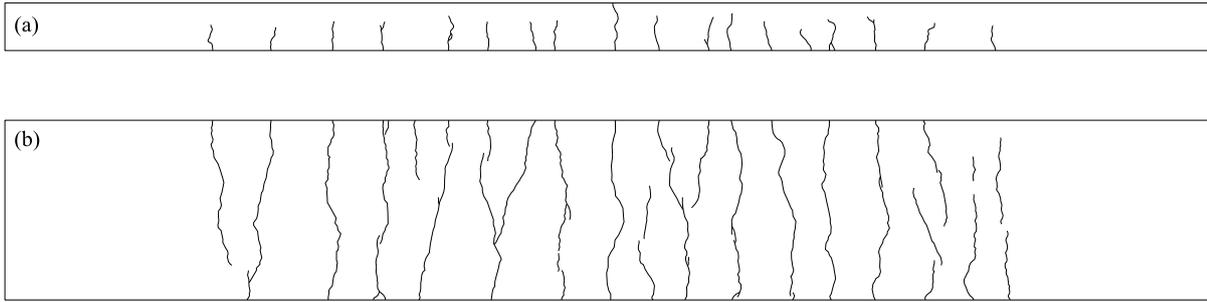


Figura 4.1 – Padrão de fendilhação observado na laje REF: (a) vista lateral; (b) vista de baixo.

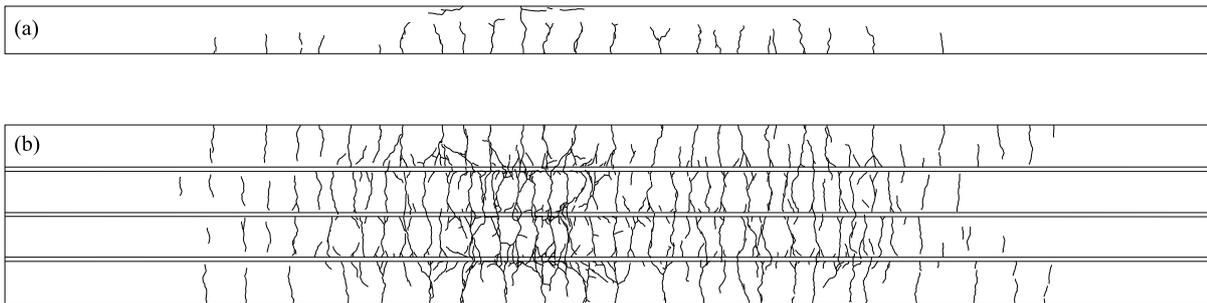


Figura 4.2 – Padrão de fendilhação observado na laje STR: (a) vista lateral; (b) vista de baixo.

Com o objetivo de determinar o espaçamento médio entre fendas, procedeu-se à aplicação da expressão (4.1) e correspondência com o esquema da Figura 4.3. Assim, o espaçamento médio entre fendas para a laje REF e STR foi de 80 mm e 34 mm, respetivamente.

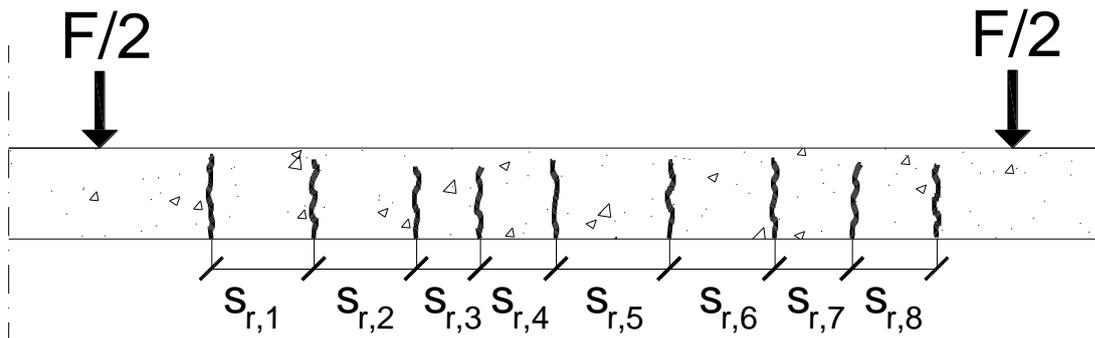


Figura 4.3 – Determinação do espaçamento médio entre fendas, s_{rm} .

$$s_{rm} = \frac{(\sum_{i=1}^n s_{r,i})}{n} \quad (4.1)$$

4.2 – Descrição dos Métodos

4.2.1 – REBAP 1983

De acordo com o Regulamento Português para Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçadas, [22], a expressão presente na equação 4.2 é sugerida para se estimar o espaçamento médio entre fendas na fase de fissuração estabilizada.

$$s_{rm} = 2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{\varphi_s}{\rho_r} \quad (4.2)$$

onde,

c – camada de recobrimento longitudinal do betão;

s – espaçamento entre os varões e $s \leq 15 \cdot \varphi_s$;

η_1 – coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes:

=0.4 para varões de alta aderência;

=0.8 para armaduras com superfície quase lisa;

η_2 – coeficiente que depende da distribuição das extensões na secção de corte,

$$\left(\eta_2 = 0.25 \times \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \times \varepsilon_1} \right);$$

onde ε_1 e ε_2 são as extensões no fundo e no topo da secção de betão que envolve armadura de tração, ver figura 4.2;

φ_s – diâmetro dos varões de aço;

ρ_r – taxa de armadura efetiva $\left(\frac{A_s}{A_{c,r}} \right)$;

$A_{c,r}$ – área de betão efetiva que envolve armadura de tração, ver figura 4.4.

No caso da laje reforçada com laminados de CFRP, para se ter em conta o contributo destes, transformou-se cada laminado num varão de aço equivalente, obtendo-se assim um diâmetro equivalente, φ_s^{eq} , e uma área de corte equivalente, A_s^{eq} , através das equações 4.3 e 4.4 [25].

$$A_s^{eq} = \frac{E_{CFRP}}{E_s} \times A_{CFRP} \quad (4.3)$$

$$\varphi_s^{eq} = 2 \times \sqrt{\frac{A_s^{eq}}{\pi}} \quad (4.4)$$

onde,

E_{CFRP} – módulo de elasticidade dos laminados de CFRP;

E_s – módulo de elasticidade dos varões de aço;

A_{CFRP} – área dos laminados de CFRP.

Para o cálculo do espaçamento médio entre fendas na laje STR, a equação 4.2 é também alterada de modo a contemplar o contributo dos laminados e transformando-se na seguinte equação:

$$s_{rm} = 2 \times \left(c_m + \frac{s_m}{10} \right) \times \eta_1 \times \eta_2 \times \frac{\varphi_m}{\rho_r} \quad (4.5)$$

onde,

c_m – recobrimento médio (média do recobrimento dos varões de aço e dos varões de aço equivalentes ($= \frac{c_s + c_s^{eq}}{2}$));

s_m – espaçamento médio entre varões ($= \frac{s_s + s_s^{eq}}{2}$ e $s_s \leq 15 \cdot \varphi_s$ e $s_s^{eq} \leq 15 \cdot \varphi_s^{eq}$);

φ_m – diâmetro médio entre varões (média do diâmetro dos varões de aço e dos varões de aço equivalentes ($= \frac{\varphi_s \times A_s + \varphi_s^{eq} \times A_s^{eq}}{A_s + A_s^{eq}}$));

η_1 – considerou-se 0.4, ou seja, armaduras com alta aderência;

η_2 – coeficiente que depende da distribuição das extensões na secção de corte,

$$\left(\eta_2 = 0.25 \times \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \times \varepsilon_1} \right);$$

ρ_r – taxa de armadura efetiva ($= \frac{A_s + A_s^{eq}}{A_{c,r}}$);

$A_{c,r}$ – área de betão efetiva que envolve armadura de tração, varões de aço e varões de aço equivalentes (ver Figura 4.4).

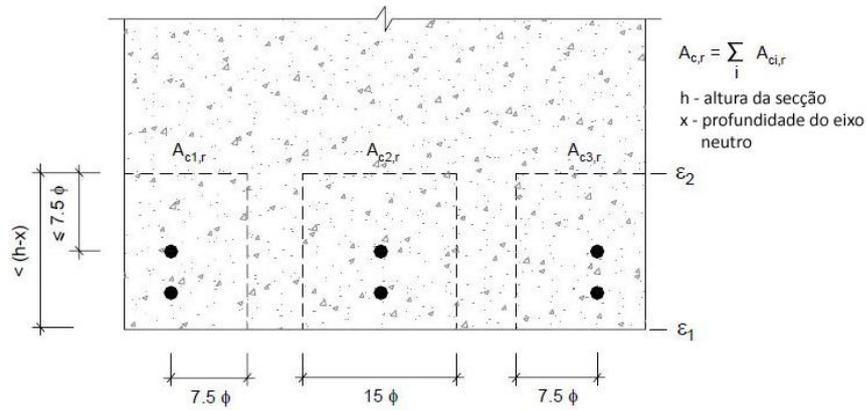


Figura 4.4 – Área de betão efetiva que envolve armadura de tração de acordo com o REBAP [22].

4.2.2 – CEB-FIP Model Code 1993

De acordo com o CEB-FIP Model Code 1993 [23] o cálculo do espaçamento médio entre fendas em fase de fissuração estabilizada pode ser estimado considerando o comprimento sobre o qual ocorre o deslizamento entre o aço e o betão, de acordo com a equação 4.6:

$$s_{fm} \approx \frac{2}{3} l_{s,m\acute{a}x} \quad (4.6)$$

onde,

$$l_{s,m\acute{a}x} = \frac{\varphi_s}{3.6 \times \rho_{s,eff}}, \text{ para fase de fissuração estabilizada}$$

$l_{s,m\acute{a}x}$ – comprimento de deslizamento entre o aço e o betão;

φ_s – diâmetro do varão de aço;

$\rho_{s,eff}$ – taxa de armadura efetiva ($= \frac{A_s}{A_{c,eff}}$);

$A_{c,eff}$ - área de betão efetiva que envolve armadura de tração, ver figura 4.5.

Para a laje reforçada com laminados de CFRP, foi efetuada a conversão do laminado num diâmetro equivalente (φ_s^{eq}) e numa área equivalente (A_s^{eq}), tal como explicado na secção 4.2.1 [25].

Para ser utilizada na laje STR a equação sugerida por este modelo, os parâmetros da mesma sofrem alterações:

$$l_{s,m\acute{a}x} = \frac{\varphi_m}{3.6 \times \rho_{s,eff}} \quad (4.7)$$

onde,

φ_m – diâmetro médio entre varões (média do diâmetro dos varões de aço e dos varões de aço equivalentes ($= \frac{\varphi_s \times A_s + \varphi_s^{eq} \times A_s^{eq}}{A_s + A_s^{eq}}$));

$\rho_{s,eff}$ – taxa de armadura efetiva ($= \frac{A_s + A_s^{eq}}{A_{c,eff}}$);

$A_{c,eff}$ – área de betão efetiva que envolve armadura de tração, varões de aço e varões de aço equivalentes (ver Figura 4.5).

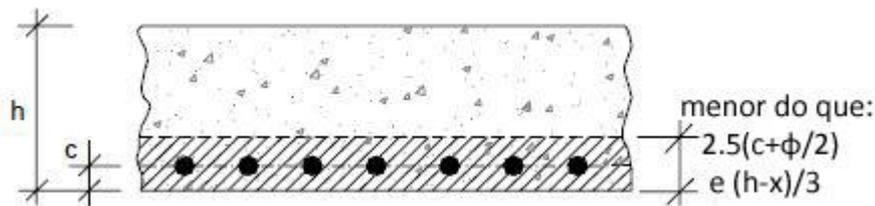


Figura 4.5 - Área de betão efetiva para lajes que envolve armadura de tração de acordo com o CEB-FIP Model Code 1993 [23].

4.2.3 – Eurocódigo 2 (2000)

Seguindo a sugestão do Eurocódigo 2 (versão de 2000) [24], para cálculo do espaçamento médio entre fendas utiliza-se a equação 4.8 que é principalmente para estruturas de betão sujeitas à flexão e a tração direta:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 \times k_1 \times k_2 \times \frac{\varphi_s}{\rho_r} \quad (4.8)$$

onde,

k_1 – coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes:

=0.8 para varões de alta aderência

=1.6 para armaduras com uma superfície efetivamente lisa (por exemplo: armaduras de pré-esforço);

k_2 – coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões:

=0.5 para flexão

=1 para tração simples;

φ_s – diâmetro do varão de aço;

ρ_r – taxa de armadura efetiva ($= \frac{A_s}{A_{c,eff}}$);

$A_{c,eff}$ - área de betão efetiva que envolve armadura de tração, ver figura 4.3.

Para a laje reforçada com laminados de CFRP, foi efetuada a conversão do laminado num diâmetro equivalente (φ_s^{eq}) e numa área equivalente (A_s^{eq}), como explicado na secção 4.2.1 [25]. E os parâmetros da equação 4.8 são ajustados:

c – recobrimento médio (média do recobrimento dos varões de aço e dos varões de aço equivalentes $= \frac{c_s + c_s^{eq}}{2}$);

φ – diâmetro médio entre varões (média do diâmetro dos varões de aço e dos varões de aço equivalentes ($= \frac{\varphi_s \times A_s + \varphi_s^{eq} \times A_s^{eq}}{A_s + A_s^{eq}}$));

$\rho_{p,eff}$ – taxa de armadura efetiva ($= \frac{A_s + A_s^{eq}}{A_{c,eff}}$);

$A_{c,eff}$ – área de betão efetiva que envolve armadura de tração, varões de aço e varões de aço equivalentes (ver Figura 4.5).

4.2.4 – Eurocódigo 2 (2004)

O Eurocódigo 2 (versão de 2004) [19] propõe a equação 4.9 para cálculo do espaçamento médio entre fendas para estruturas de betão principalmente sujeitas a flexão e tração direta.

$$s_{rm} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\varphi}{\rho_{p,eff}} \quad (4.9)$$

onde,

φ – diâmetro dos varões de aço;

c – recobrimento dos varões de aço;

k_1 – coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes:

=0.8 para varões de alta aderência

=1.6 para armaduras com uma superfície efetivamente lisa (por exemplo: armaduras de pré-esforço);

k_2 – coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões:

=0.5 para flexão

=1 para tração simples;

Os valores recomendados para k_3 e k_4 são 3.4 e 0.425, respetivamente.

$\rho_{p,eff}$ – taxa de armadura efetiva ($=\frac{A_s}{A_{c,eff}}$);

$A_{c,eff}$ - área de betão efetiva que envolve armadura de tração, ver figura 4.3.

Para a laje reforçada com laminados de CFRP, foi efetuada a conversão do laminado num diâmetro equivalente (φ_s^{eq}) e numa área equivalente (A_s^{eq}), como explicado na secção 4.2.1 [250]. E os parâmetros da equação 4.9 são ajustados:

c – recobrimento médio (média do recobrimento dos varões de aço e dos varões de aço equivalentes ($=\frac{c_s+c_s^{eq}}{2}$);

φ – diâmetro médio entre varões (média do diâmetro dos varões de aço e dos varões de aço equivalentes ($=\frac{\varphi_s \times A_s + \varphi_s^{eq} \times A_s^{eq}}{A_s + A_s^{eq}}$));

$\rho_{p,eff}$ – taxa de armadura efetiva ($=\frac{A_s + A_s^{eq}}{A_{c,eff}}$);

$A_{c,eff}$ – área de betão efetiva que envolve armadura de tração, varões de aço e varões de aço equivalentes (ver figura 4.3).

4.2.5 – FIB (2001)

De acordo com o boletim no. 14 do fib [5], em fase de fendilhação estabilizada, o espaçamento médio entre fendas para estruturas de betão reforçadas segundo a técnica EBR é dado pela equação 4.10.

$$s_{rm} = \frac{2 \times f_{ctm} \times A_{ct,eff}}{\tau_{sm} \times u_s} \times \frac{E_s \times A_s}{E_s \times A_s + \xi_b \times E_s \times A_s} \quad (4.10)$$

onde,

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} \times E_s \times A_s \times u_{CFRP}}{\tau_{sm} \times E_{CFRP} \times A_{CFRP} \times u_s} = \frac{\tau_{fm} \times E_s \times \varphi_s \times u_{CFRP}}{\tau_{sm} \times E_{CFRP} \times 4 \times A_{CFRP}} e \frac{u_{CFRP}}{A_{CFRP}} = \frac{2 \times w}{w \times t};$$

$\tau_{sm} = 1.8 \cdot f_{ctm}$, é a tensão média de aderência do aço (CEB-FIP Model Code 1993);

$\tau_{fm} = 15$ MPa;

φ_s – diâmetro do varão de aço;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

w – largura do laminado de CFRP;

t – espessura do laminado de CFRP;

E_{CFRP} – módulo de elasticidade do CFRP;

$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (Eurocódigo 2 2004);

$A_{ct,eff}$ – área de betão efetiva que envolve armadura de tração, varões de aço e varões de aço equivalentes (ver Figura 4.5).

4.3 - Resultados

No Anexo I apresentam-se todos os cálculos parcelares relativos à aplicação dos modelos analíticos anteriormente descritos às lajes REF e STR. No Quadro 4.1 são apresentados os resultados obtidos expressos em milímetros.

Quadro 4.1 – Espaçamento médio entre fendas, s_{fm} , em mm.

Lajes	Experimental	REBAP	CEB-FIP	EC 2	EC 2	fib (2001)
			Model Code 1990	(2000)	(2004)	
REF	80	106	64	85	127	-
		(32.5%)	(-20%)	(6.25%)	(58.8%)	
STR	34	73	41	72	81	33
		(114.7%)	(20.6%)	(111.8%)	(138.2%)	(-2.94%)

Nota: Os valores entre parenteses correspondem à variação dos resultados obtidos nos métodos aplicados comparados com os resultados experimentais.

Como podemos observar para a laje REF o método que mais se aproxima do resultado experimental é o Eurocódigo 2 (2000) [24], apenas com um erro de 6.3%. No caso da laje STR o método mais próximo é o fib (2001) [5] com apenas um erro de 2.9%. É possível também constar que, mesmo para a laje de betão armado (REF), obtiveram-se desvios consideráveis face ao que os códigos propõem. Tal como seria de esperar o modelo proposto pela fib é o mais adequado para simular as estruturas reforçadas de acordo com a técnica NSM.

5.1 – Introdução

Neste capítulo serão realizadas simulações numéricas nos softwares SECTION e FEMIX das lajes ensaiadas à rotura (REF e STR), descritas no Capítulo 3. Assim, numa primeira fase realiza-se uma descrição dos softwares, seguindo-se o desenvolvimento dos modelos e posterior análise dos resultados obtidos.

5.2 – SECTION

5.2.1 – Introdução

O SECTION é um software (Figura 5.1) que permite efetuar a análise da secção transversal, tendo por base o modelo de fibras. O software assume que a secção se mantém plana antes e após a deformação imposta. Considera ligação perfeita entre os diferentes materiais que constituem a secção. A secção transversal, p.e. de betão armado, é discretizada em quadriláteros (elementos finitos de 4 nós), de modo a permitir a análise de secções de forma irregular. A lei constitutiva e representativa do comportamento do material é aplicada a cada elemento quadrilátero, podendo assim variar de elemento para elemento de modo a permitir considerar propriedades (p.e. do betão) não constantes na secção transversal. É usada a integração Gauss-Legendre 2×2 na avaliação dos integrais de cada elemento finito (quadrilátero). A contribuição dos reforços é simulada através de elementos discretos (pontos). Ao impor uma força axial e variando as curvaturas (em uma ou nas duas direções principais), é possível obter a relação entre os momentos fletores e as curvaturas [26].

O software possui ainda um algoritmo de determinação da deformada por flexão de uma peça linear com secção transversal constante igual à discretizada no modelo de secção, para uma determinada configuração de carga e condições de apoio [26].

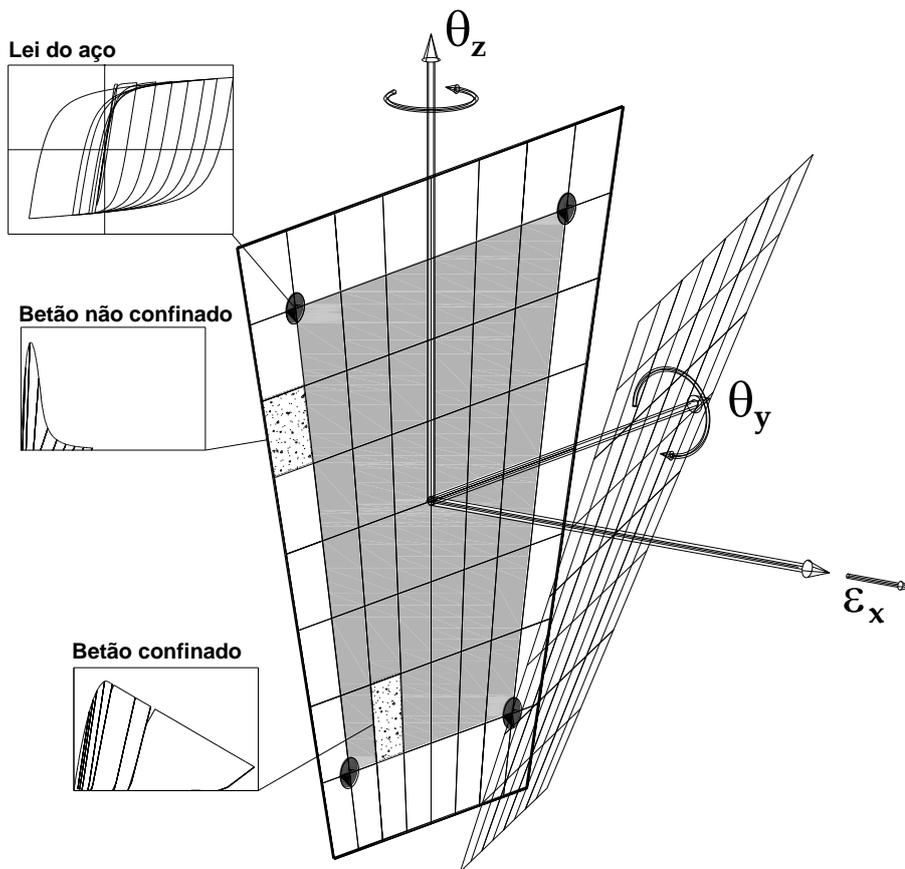


Figura 5.1 – Modelo do SECTION [26].

Para utilização do software é necessário desenvolver um ficheiro de dados que contém toda a informação necessária para a realização da análise. O pós-processador do software apresenta diferentes tipos de *output* que permitem uma análise detalhada dos resultados obtidos [26].

Para além do comportamento elástico linear, a ferramenta de cálculo possui diversos modelos não lineares de material (NLMM) que são apresentados e descritos no Quadro 5.1. Apesar de serem recomendados para determinados materiais, estes modelos podem ser utilizados para qualquer tipo de material que o utilizador entenda como válidos [26].

Quadro 5.1 – Modelos não lineares de materiais [26].

Nome	Materiais Recomendados	Descrição
NLMM201	Aço e FRP	Bi-linear + Lei de Potência
NLMM202	Betão sujeito à compressão	Lei proposta pelo ModelCode 1990
NLMM203	Betão sujeito à tração e compressão	Lei Multi-linear
NLMM204	Betão sujeito à compressão	Lei proposta pelo Eurocódigo 2

No âmbito desta dissertação, para o desenvolvimento das simulações numéricas efetuadas através do software SECTION, para o aço e para o CFRP utilizou-se o modelo NLMM201, enquanto que para o betão à compressão utilizou-se o modelo NLMM202 e para o betão à tração utilizou-se o modelo NLMM203. Abaixo serão descritos os três modelos supracitados.

NLMM201

As propriedades do material do aço de reforço são normalmente determinadas através de ensaios à tração normalizados. O diagrama de tensão/extensão é obtido normalmente pela substituição por uma relação idealizada como se pode observar na Figura 5.2. A Figura 5.2 representa o modelo constitutivo uniaxial dos varões com o modelo NLMM201 [26].

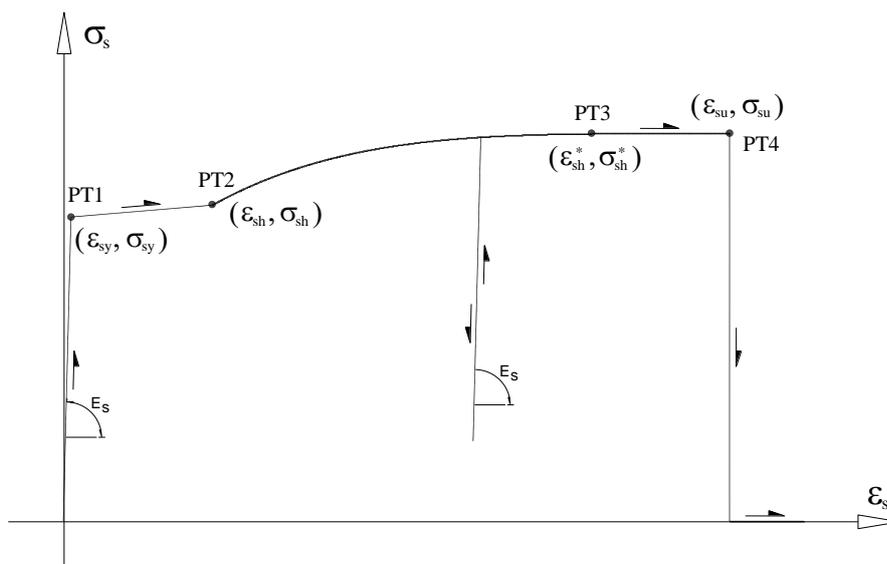


Figura 5.2 – Modelo Constitutivo uniaxial dos varões [26].

A curva (válida em compressão ou à tração) é composta por 5 ramos (ver Equação 5.1). São definidos 4 pontos e o parâmetro p para definir os 5 ramos da curva: PT1 ($\varepsilon_{sy}, \sigma_{sy}$), PT2 ($\varepsilon_{sh}, \sigma_{sh}$), PT3 ($\varepsilon_{sh}^*, \sigma_{sh}^*$) e PT4 ($\varepsilon_{su}, \sigma_{su}$). O valor do parâmetro p pode variar entre 1 e 4. Os ramos lineares são definidos pela inclinação de E_s [26].

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \text{se } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ E_{sy}(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + \sigma_{sh1} & \text{se } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ \sigma_{sh}^* + (\sigma_{sh} - \sigma_{sh}^*) \left(\frac{\varepsilon_{sh}^* - \varepsilon_s}{\varepsilon_{sh}^* - \varepsilon_{sh}} \right)^p & \text{se } \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}^* \\ \sigma_{sh}^* + \left(\frac{\sigma_{su} - \sigma_{sh}^*}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}^*} \right) (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}^*) & \text{se } \varepsilon_{sh}^* < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \\ 0 & \text{se } \varepsilon_s > \varepsilon_{su} \end{cases} \quad (5.1)$$

$$E_s = \frac{\sigma_{sy}}{\varepsilon_{sy}} \quad (5.2)$$

onde,

$$E_{sy} = \frac{(\sigma_{sh} - \sigma_{sy})}{(\varepsilon_{sh} - \varepsilon_{sy})}$$

NLMM202

A resposta típica, tensão-extensão, de uma amostra de betão submetida a compressão uniaxial, pode ser observada na Figura 5.3 [26].

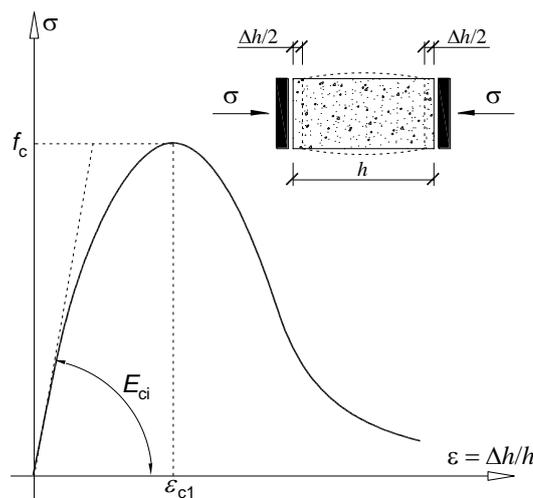


Figura 5.3 – Resposta tensão-extensão de uma amostra de betão sujeita a um carregamento de compressão uniaxial [26].

Até se atingir 30% do valor da resistência à compressão, o betão tem um comportamento linear mas, a partir deste nível de tensão até à carga de pico observa-se uma diminuição gradual da rigidez. A rigidez torna-se negativa, a partir do valor da carga de pico, e o ramo descendente da curva caracteriza o comportamento de amolecimento do betão quando submetido a um carregamento de compressão uniaxial. A resistência à compressão do betão, dito por van Mier *et al.* (1997), depende das placas da máquina que faz o carregamento e da esbelteza da amostra, ou seja, da relação h/d , onde d é o diâmetro da amostra quando esta tem a forma de um cilindro ou a largura quando a mesma tem a forma de um prisma e h a altura. Quando há uma diminuição da relação h/d , isto é, quando existe atrito entre as placas da máquina de ensaio dá-se um aumento da resistência à compressão do betão. Por outro lado, quando o atrito entre as placas e a amostra é baixo, a resistência à compressão é independente da esbelteza da amostra, quer esta tenha forma cilíndrica ou prismática. O ramo de pré-pico da curva tensão-extensão de compressão é também independente da relação h/d quando são usadas placas de baixo atrito. Relativamente à ductilidade, esta seja qual for o sistema de carregamento, no ramo de pós-pico aumenta notoriamente com a diminuição da relação h/d . Van Mier *et al.* (1997) diz que o comportamento pós pico, aparenta ser uma mistura do comportamento estrutural e do material [26].

No modelo NLMM202 foi implementada a lei proposta pelo CEB-FIP Model Code 1990, sendo que esta é composta por dois ramos como se pode ver na Equação 5.3 e tem início no fim do primeiro tramo onde a extensão é igual a $\varepsilon_{c,lim}$, como se pode ver na Figura 5.4 [26].

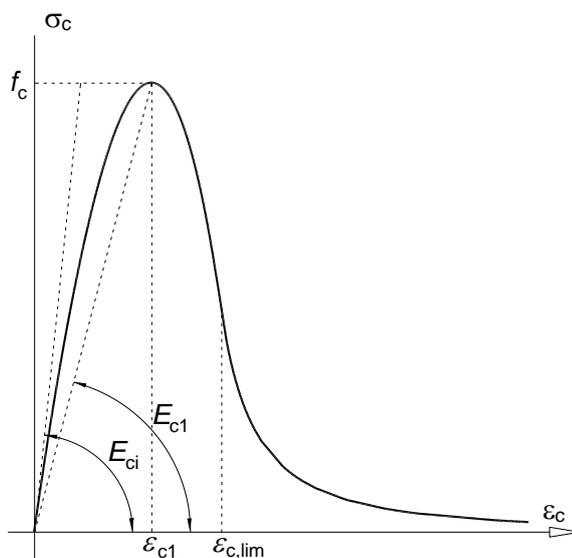


Figura 5.4 – Lei do betão sujeito à compressão proposta pelo CEB-FIP Model Code 1990 [26].

Os parâmetros usados na lei proposta pelo CEB-FIP Model Code 1990 são os seguintes:

E_{ci} – Modulo de elasticidade inicial;

f_c – Resistência à compressão do betão;

ε_{ci} – Extensão da tensão de pico.

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \cdot \frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} & \text{se } \varepsilon_c < \varepsilon_{c,lim} \\ \frac{f_c}{\left[\left(\frac{1}{\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1}} \cdot \xi - \frac{2}{(\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1})^2} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 + \left(\frac{4}{\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1}} - \xi \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right]} & \text{se } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c,lim} \end{cases} \quad (5.3)$$

onde,

$$\varepsilon_{c,lim} = \left\{ \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2} \right]^{1/2} \right\}$$

$$\xi = \frac{4 \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \cdot \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) + 2 \cdot \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \cdot \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) - 1 \right]^2}$$

NLMM203

Na maioria dos programas experimentais, a caracterização do betão utilizado é escassa e normalmente é restringida à determinação da resistência à compressão uniaxial, que se determina com base em ensaios de compressão direta, em cilindros com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Com base nestes ensaios pode determinar-se o valor médio da resistência à compressão, f_{cm} . Com base na expressão do CEB (1993), que podemos ver na Equação 5.4, pode-se determinar a resistência característica à compressão [26].

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad (5.4)$$

O declive inicial do diagrama de tensão-extensão (ver Figura 5.4) de uma amostra sujeita a compressão uniaxial, define o módulo de elasticidade E_{ci} . Para betão com peso normal, o

módulo de elasticidade, E_{ci} , pode ser determinado através da Equação 5.5 proposta pelo CEB (1993) [26].

$$E_{ci} = 9979 \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (5.5)$$

Na Figura 5.5, pode ver-se um diagrama tensão-deslocamento obtido num ensaio de tração uniaxial e pode ver-se que até 90% da força máxima de tração, f_{ct} , o betão tem um comportamento de um material linear elástico. Extensões e micro-fendas começam a localizar-se numa zona estreita que se chama zona de processo, nesta fase, e depois desenvolve-se uma macro-fenda contínua. Dá-se uma rápida redução da rigidez e o aumento da largura das macro-fendas até que a macro-fenda não consiga transferir qualquer tensão de tração. Na curva tensão-deslocamento, o ramo de pós-pico é geralmente denominado de ramo de amolecimento. A forma e a textura dos agregados têm influência na resistência à tração e para além disso, esta pode ser reduzida significativamente devido a efeitos ambientais [26].

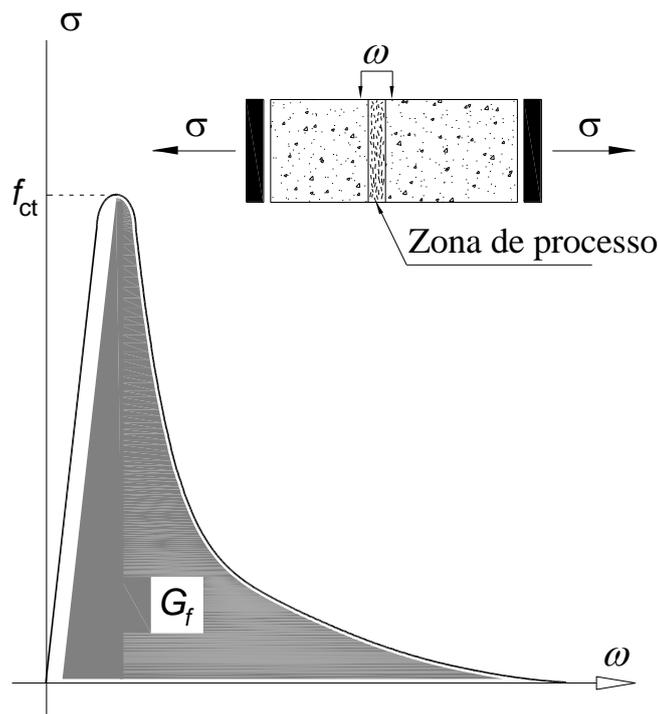


Figura 5.5 - Resposta tensão-deslocamento de uma amostra de betão sujeita a um carregamento de tração uniaxial [26].

Com base na resistência à compressão característica, f_{ck} , e através das Equações 5.6 e 5.7 propostas por CEB (1993), pode estimar-se os valores da resistência à tração característica inferior, $f_{ct,min}$, e superior, $f_{ct,max}$, respetivamente [26].

$$f_{ct,min} = 0.20f_{ck}^{2/3} \quad (5.6)$$

$$f_{ct,max} = 0.40f_{ck}^{2/3} \quad (5.7)$$

O CEB (193) propõe também a Equação 5.8 para calcular o valor médio da resistência à tração [26].

$$f_{ct,min} = 0.30f_{ck}^{2/3} \quad (5.8)$$

G_f , a energia de fratura de betão simples, é a energia necessária para se propagar uma fenda de tração por unidade de área. A energia de fratura corresponde à área sob o ramo pós pico da curva tensão-deslocamento, como se pode ver na Figura 5.6 e é considerada um parâmetro do material [26].

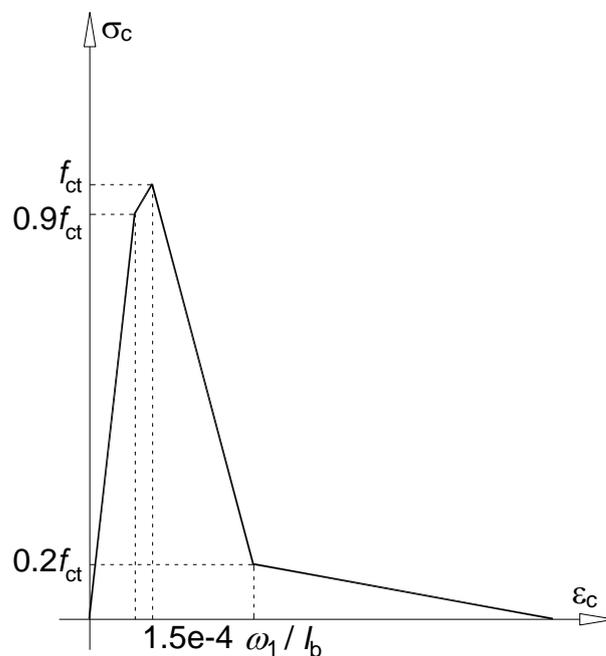


Figura 5.6 – Proposta do CEB-FIP (1993) para simular a tração uniaxial do betão usando um diagrama multi-linear [26].

CEB-FIP (1993), propõe a Equação 5.9 para na ausência de dados experimentais se determinar G_f [26].

$$G_f = 0.2G_{f0}f_{cm}^{0.7} \quad (5.9)$$

onde,

G_{f0} – valor base da energia de fratura e depende da máxima dimensão do agregado, d_{max} ;
 d_{max} – quando é igual a 8 mm, 16 mm e 32 mm, G_{f0} é igual a 0.025 Nmm/mm², 0.030 Nmm/mm² e 0.058 Nmm/mm², respetivamente.

O modelo NLMM203 é um diagrama multi-linear como se pode ver na Figura 5.6, para a simulação de betão sob tração e cada ponto que descreve a curva deve ser incluído no ficheiro de dados, sendo que o último ponto deve ser um ponto com tensão nula [26].

5.2.2 – Resultados

Nesta secção serão descritas e analisadas todas as simulações numéricas efetuadas para a laje REF e STR. Durante a fase de simulação foram encontradas diversas adversidades resultantes da dificuldade na simulação da laje REF. Para tal foram usados diferentes parâmetros nas leis constitutivas dos materiais com intuito de avaliar a sua importância na resposta global.

Numa primeira fase, utilizaram-se dois valores para o f_{ctm} . O primeiro valor foi estimado com base nos resultados de caracterização do betão à compressão (ver Secção 4.2.) que constitui a laje em causa. Para tal usou-se a expressão proposta do EC2 (versão de 2004) [19]. Assim obteve-se o valor de 3.6 MPa. O segundo valor foi obtido com base na Equação 5.10, ao qual correspondeu o valor de 2.53 MPa e corresponde ao início da fendilhação da laje REF (ver Figura 3.8).

$$f_{ctm} = \frac{M_{cr}}{I_{en}} \cdot y_{g,hom} \quad (5.10)$$

onde,

M_{cr} – momento correspondente ao início de fendilhação;

I_{en} – inércia da secção ativa;

$y_{g,hom}$ – centro de gravidade da secção da laje homogeneizado.

No quadro 5.2 são apresentados todos os dados utilizados para as modelações.

Quadro 5.2 – Dados para as simulações.

Materiais	Parâmetro	Valor
Betão	f_{ctm}	2.53 MPa ou 3.6 MPa
	f_{cm}	50 MPa
	E_c	29 GPa
	d_{max}	12.5 a 125
	G_f	0.008601156 a 0.086011562
Aço	E_s	200 GPa
CFRP	E_{CFRP}	165 GPa

Na Figura 5.7 apresenta-se a comparação entre os resultados experimentais da laje REF e as simulações numéricas obtidas com o software SECTION utilizando para f_{ctm} os valores de 3.6 MPa e 2.53 MPa. Para ambos os casos considerou-se que a banda de fendilhação é igual a três vezes a dimensão máxima do agregado ($3d_{max}$). Este valor é habitualmente recomendado pela bibliografia da especialidade [27].

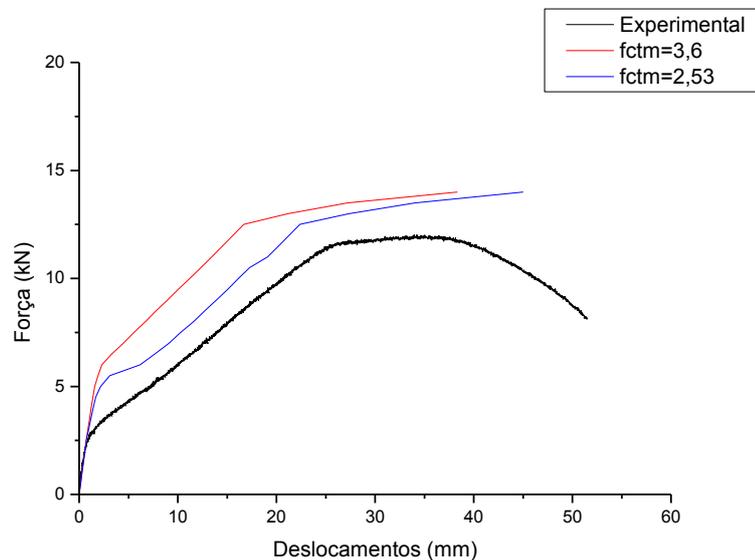


Figura 5.7 – Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje REF em função do f_{ctm} .

A simulação foi realizada para o caso da laje STR, sendo que os resultados obtidos figuram na Figura 5.8.

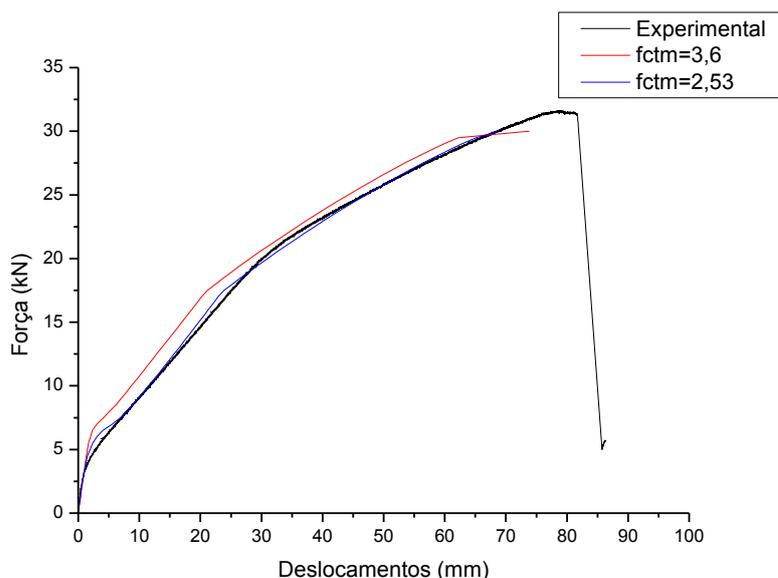


Figura 5.8 - Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje STR em função do f_{ctm} .

Tal como seria de esperar, com o aumento da resistência à tração, obtém-se uma resposta mais rígida. Enquanto que na laje STR as respostas experimentais e numéricas praticamente coincidem, já para o caso da laje REF a resposta numérica é significativamente mais rígida que a experimental. No Quadro 5.3 apresenta-se uma comparação ao nível dos parâmetros F_{cr} , F_y e F_{max} obtidos nas simulações numéricas e nas respostas experimentais.

Quadro 5.3 – Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software SECTION em função de f_{ctm} .

Lajes	Exp. / Num.	F_{cr} (kN)	F_y (kN)	F_{max} (kN)
REF	Experimental	2.57	11.42	12.03
	$f_{ctm}=2.53$ MPa	4.5 (75.1%)	12.5 (9.5%)	14 (16.4%)
	$f_{ctm}=3.6$ MPa	5 (94.6%)	12.5 (9.5%)	14 (16.4%)
STR	Experimental	3.89	21.04	31.63
	$f_{ctm}=2.53$ MPa	4.5 (15.7%)	17.5 (-16.8%)	30 (-5.2%)
	$f_{ctm}=3.6$ MPa	5.5 (41.4%)	17.5 (-16.8%)	30 (-5.2%)

Notas: Os valores entre parenteses correspondem à variação dos resultados do software SECTION quando comparados com os experimentais.

A partir do Quadro 5.3 conclui-se que:

- Para ambas as lajes, REF e STR, a simulação mais próxima da resposta experimental foi a que correspondeu à utilização de $f_{ctm}=2.53$ MPa. De notar que as forças (F_y e F_{max}) não apresentam variação numérica quando se usam diferentes valores de f_{ctm} , em virtude deste ser apenas determinante no início da fendilhação;
- Os resultados das simulações efetuadas para a laje STR, são mais próximos dos experimentais, quando comparados com as simulações feitas para a laje REF, com exceção da F_y , neste caso a laje REF apresenta melhores resultados;
- Os resultados das simulações para a laje REF têm valores sempre superiores aos resultados experimentais, sendo que na laje STR, a partir da F_y os resultados são inferiores;
- No caso da laje REF, a maior variação observa-se na F_{cr} . Os restantes valores de forças têm variações relativamente próximas e pequenas;
- No caso da laje STR, a variação dos valores das forças são todas relativamente próximas e pequenas, com exceção da F_{cr} da simulação em que o f_{ctm} é igual a 3.6 MPa.

Com o objetivo de avaliar o efeito da largura da banda de fendilhação (BF) efetuaram-se simulações adicionais. Assim para cada laje (REF e STR) usaram-se para valores de BF iguais a $1d_{max}$, $2d_{max}$, $3d_{max}$, $5d_{max}$ e $10d_{max}$. Nestas simulações manteve-se constante o valor do $f_{ctm}=2.53$ MPa e da energia de fratura ($Gf=0.086011562$). Nas Figuras 5.9 e 5.10 apresentam-se os resultados obtidos.

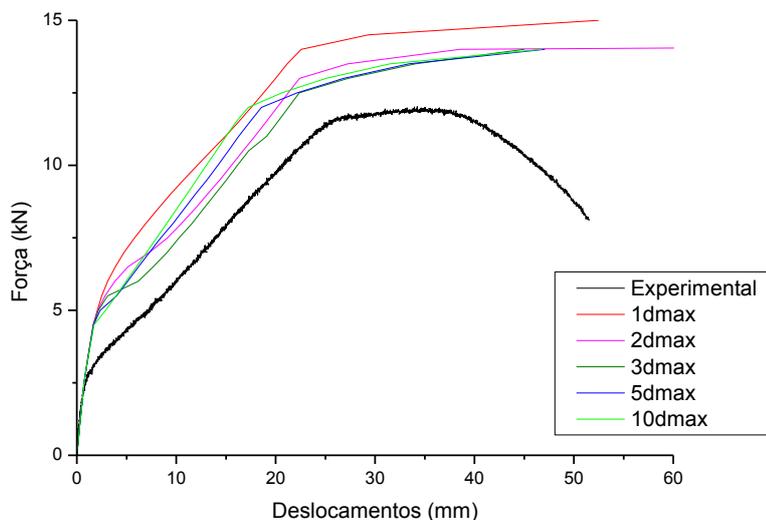


Figura 5.9 – Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje REF em função da largura da banda de fendilhação.

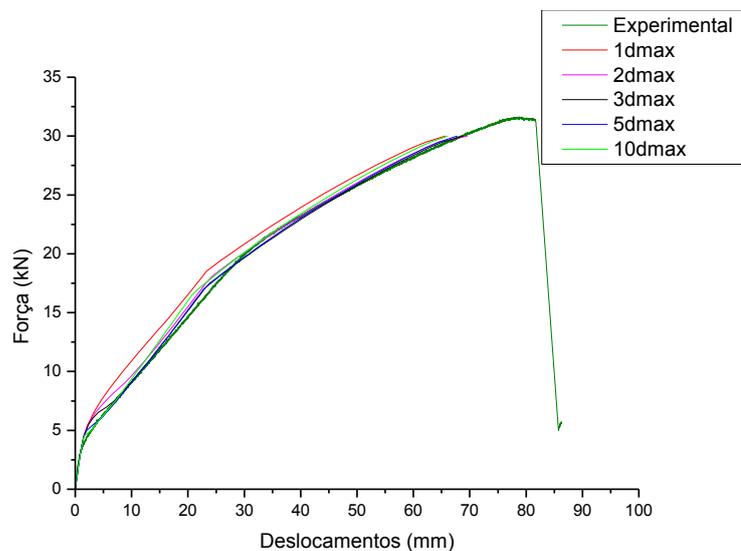


Figura 5.10 – Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje STR em função da largura da banda de fendilhação.

A partir das figuras atrás representadas é possível concluir que o efeito da dimensão da BF é mais pronunciado na laje REF, sendo que em qualquer dos casos uma menor BF conduz a uma solução mais rígida. No Quadro 5.4 é feita uma análise comparativa em termos das forças (F_{cr} , F_y e F_{max}).

Quadro 5.4 – Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software SECTION com a variação da largura da banda de fendilhação.

Lajes	Resultados	F_{cr} (kN)	F_v (kn)	F_{max} (kN)
REF	Experimental	2.57	11.42	12.03
	Section 1d _{max}	4.5 (75.1%)	14 (22.6%)	15 (24.7%)
	Section 2d _{max}	4.5 (75.1%)	13 (13.8%)	14.5 (20.5%)
	Section 3d _{max}	4.5 (75.1%)	12.5 (9.5%)	14 (16.4%)
	Section 5d _{max}	4.5 (75.1%)	12 (5.1%)	14 (16.4%)
	Section 10d _{max}	4.5 (75.1%)	12 (5.1%)	14 (16.4%)
	STR	Experimental	3.89	21.04
Section 1d _{max}		4.5 (15.7%)	18.5 (-12.1%)	30 (-5.2%)
Section 2d _{max}		4.5 (15.7%)	18 (-14.4%)	30 (-5.2%)
Section 3d _{max}		4.5 (15.7%)	17.5 (-16.8%)	30 (-5.2%)
Section 5d _{max}		4.5 (15.7%)	17 (-19.2%)	30 (-5.2%)
Section 10d _{max}		4.5 (15.7%)	16.5 (-21.6%)	30 (-5.2%)

Notas: Os valores entre parenteses correspondem à variação dos resultados do software SECTION quando comparados com os experimentais.

Avaliando os resultados presentes no Quadro 5.4 verifica-se que:

- As simulações efetuadas para a laje STR continuam a ser as que têm melhores resultados;
- Na laje REF, a variação que mais se destaca, continua a ser a variação de F_{cr} ;
- Como seria de esperar, para ambas as lajes, em todas as simulações obteve-se o mesmo valor de F_{cr} , sendo que este tem uma variação de 75.1% para a laje REF e de 15.7% para a laje STR;
- No caso da laje REF, as simulações com melhores resultados são as que se usaram para BF os valores de 5d_{max} e 10d_{max} e apresentam exatamente os mesmos valores. Nestas simulações obtiveram-se valores mais próximos para as forças F_v e F_{max} ;
- No caso da laje STR, a simulação com melhores resultados é a que se utilizou uma BF igual a 1d_{max}. Nesta laje, os valores de variação da F_{cr} e da F_{max} são iguais em todas as simulações pois obteve-se o mesmo valor para estas forças em todas elas;

- Verifica-se também que com o aumento da BF, a variação entre as forças F_y e F_{max} , da laje REF, diminui;
- No caso da laje STR, verifica-se um aumento da variação da força F_y com o aumento da BF;
- Nestas simulações com a variação da BF, melhoraram-se os resultados para ambas as lajes, no entanto ainda não são satisfatórios.

Finalmente, nesta análise procurou-se também avaliar a influência da energia de fratura (G_f). Manteve-se constante o valor do $f_{ctm}=2.53$ MPa e o valor da largura da banda de fendilhação ($3d_{max}$). Consideram-se valores da energia de fratura, G_f , de metade e para 1 décimo do valor inicial para ambas as lajes, ou seja, REF e STR. Nas Figuras 5.11 e 5.12 apresentam-se os resultados obtidos para as lajes REF e STR, respetivamente.

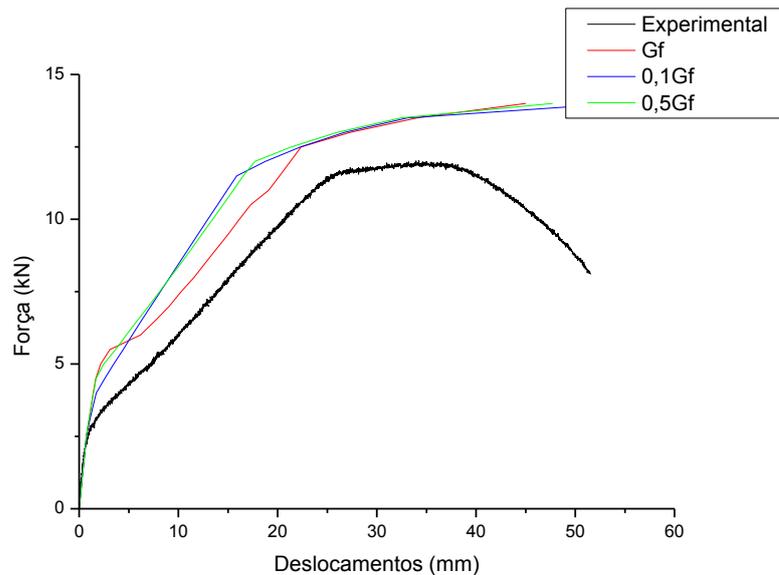


Figura 5.11 – Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje REF em função da energia de fratura.

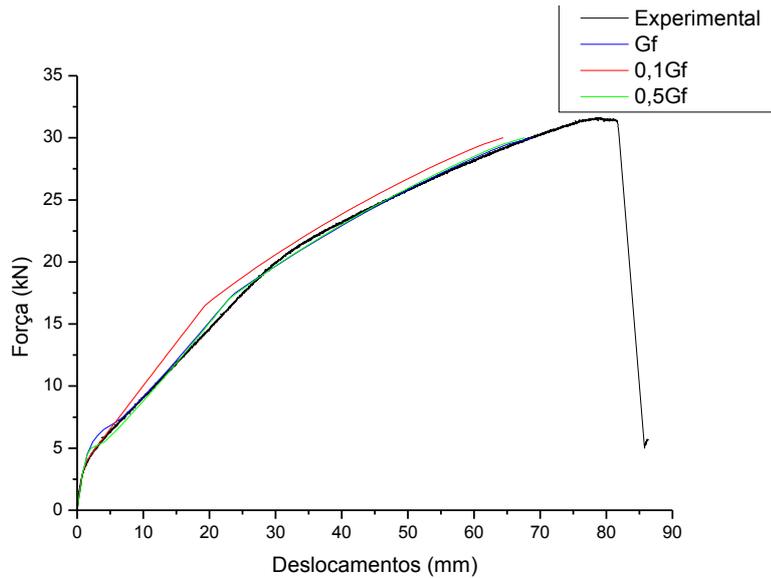


Figura 5.12 – Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje STR em função da energia de fratura.

A partir das figuras atrás representadas é possível concluir que o efeito da G_f é mais pronunciado na laje REF, sendo que em qualquer dos casos uma menor G_f conduz a uma solução mais rígida. No Quadro 5.5 apresenta-se uma análise comparativa em termos das forças (F_{cr} , F_y e F_{max}).

Quadro 5.5 – Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software SECTION com a variação da energia de fratura, G_f , para ambas as lajes.

Lajes	Resultados	F_{cr} (kN)	F_y (kN)	F_{max} (kN)
REF	Experimental	2.57	11.42	12.03
	Section 0.1 G_f	4 (55.6%)	11.5 (0.7%)	14 (16.4%)
	Section 0.5 G_f	4.5 (75.1%)	12 (5.1%)	14 (16.4%)
	Section G_f	4.5 (75.1%)	12.5 (9.5%)	14 (16.4%)
STR	Experimental	3.89	21.04	31.63
	Section 0.1 G_f	4 (2.8%)	16.5 (-21.6%)	30 (-5.2%)
	Section 0.5 G_f	4.5 (15.7%)	17 (-19.2%)	30 (-5.2%)
	Section G_f	4.5 (15.7%)	17.5 (-16.8%)	30 (-5.2%)

Notas: Os valores entre parenteses correspondem à variação dos resultados do software SECTION quando comparados com os experimentais.

Com base nos resultados presentes no Quadro 5.5, constata-se que:

- As simulações efetuadas para a laje STR continuam a ser as que se aproximam mais dos resultados experimentais;
- Na laje REF, a variação que mais se destaca, continua a ser a variação de F_{cr} ;
- Para ambas as lajes, nas simulações em que se considerou G_f e $0.5G_f$ obteve-se o mesmo valor de F_{cr} , sendo que este tem uma variação de 75.1% para a laje REF e de 15.7% para a laje STR;
- Para ambas as lajes, na simulação em que se considerou $0.1G_f$ obteve-se o mesmo valor de F_{cr} mas, houve uma diminuição deste em relação às outras simulações, ou seja, uma melhor aproximação do resultado, e por consequência uma menor variação sendo que para a laje REF a variação foi de 55.6% e para a laje STR foi de 2.8%;
- No caso da laje REF, a simulação com melhores resultados em todas as forças foi a que se usou $0.1G_f$;
- No caso da laje STR, a simulação com melhores resultados para a F_{cr} foi a que se utilizou $0.1G_f$;
- Para ambas as lajes, verifica-se um aumento da F_{cr} e da F_y com o aumento da G_f ;
- A força F_{max} teve o mesmo valor para todas as simulações da laje REF (14 kN) e da laje STR (30 kN);
- Nestas simulações com a variação da G_f , melhoraram-se os resultados para ambas as lajes, no entanto ainda não são satisfatórios.

5.3 – FEMIX

5.3.1 – Introdução

Nesta secção apresentam-se os resultados da simulação numérica com o software FEMIX. Esta secção foi desenvolvida com a aluna de doutoramento Patrícia Silva, membro da equipa do projeto CutInDur.

À semelhança do SECTION, para utilização do FEMIX é necessário desenvolver um ficheiro de dados que contém toda a informação necessária para a realização da análise. O pós-processador do software apresenta diferentes tipos de *output* que permitem uma análise detalhada dos resultados obtidos. É um programa que tem por base o método dos elementos finitos e permite uma análise tridimensional dos elementos em estudo. As análises efetuadas

pelo FEMIX podem ser estáticas ou dinâmicas, lineares ou não lineares para diversos tipos de elementos finitos planos ou tridimensionais. As análises não lineares podem ser feitas através de controlo de força ou deslocamento sendo que neste tipo de análise o software tem em consideração a fendilhação do betão sob esforços de tração, o esmagamento do betão comprimido e a plastificação do aço. O software tem por base modelos constitutivos para poder simular os diversos materiais e seus comportamentos e permite realizar estudos faseados como p.e. quando se pretende simular o comportamento de estruturas reforçadas. O método de Newton-Raphson combinado com a técnica do arc-length e algoritmos de path dependent e path independent é uma das técnicas que permite dar uma resolução a problemas de análise não linear. No código computacional, é possível inserir vários tipos de elementos finitos como p.e. elementos lineares (elemento de treliça, viga e cabo 2D e 3D), elementos em estados planos de tensão e deformação, elementos de casca plana e curvo 3D, elementos de volume 3D, elementos de interface pontual, elementos de linha e elementos de superfície. Os elementos lineares podem ser de 2 ou 3 nós, os planos de 4, 8 ou 9 nós e os de volume de 8 ou 20 nós. Os elementos de linha podem ser embebidos em elementos planos ou de volume para simular esforços. Quando não há situações de incompatibilidade de combinações, os elementos de interface pontual, linha e superfície, podem ser inseridos na mesma análise simultaneamente [28].

Na presente dissertação, para realização das simulações, criou-se uma malha de elementos finitos presente na Figura 5.13, e por razões de simetria da estrutura, apenas se modelou metade da mesma, sendo que na secção de meio vão da malha se colocaram as condições de apoio adequadas. As lajes foram modeladas em elementos de casca. Nos elementos de casca, os elementos a modelar, são divididos em camadas de acordo com o material que a constitui e a essas camadas é atribuído um modelo constitutivo consoante o material que elas representam. O perfil metálico distribuidor de carga presente nos ensaios experimentais foi modelado através de elementos de volume.

Na Figura 5.13 apresenta-se a malha de elementos finitos, bem como as condições de apoio e aplicação da carga.

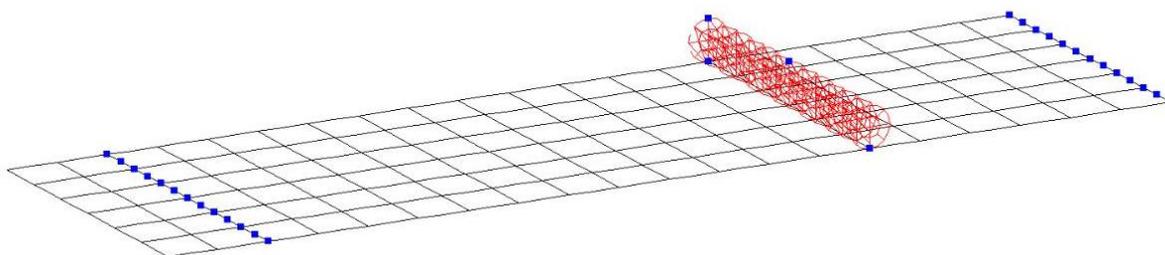


Figura 5.13 – Malha de elementos finitos utilizada para as simulações.

Para a simulação do comportamento não linear material do betão usou-se um modelo NLM104 de fendilhação distribuída com multi-fendas fixas, Ventura-Gouveia [29]. Dado que o modelo de camadas no elemento finito de casca do FEMIX não dispõe de um modelo específico para o aço, utilizou-se também para este o mesmo modelo NLMM104. Finalmente para o CFRP admitiu-se comportamento elástico linear. No Quadro 5.6 são apresentados os valores dos parâmetros utilizados nas simulações correspondentes aos materiais envolvidos.

Quadro 5.6 – Dados para as simulações.

Materiais	Parâmetro	Valor
Betão	f_{ctm}	2.5 MPa
	f_{cm}	47.56 MPa
	E_c	29 GPa
	$G_{f,c}$	0.086
Aço	E_s	200 GPa
	$G_{f,s}$	808.5
CFRP	E_{CFRP}	165 GPa

5.3.2 – Resultados

Na Figura 5.14 e 5.15 estão presentes os resultados das simulações numéricas efetuadas para as lajes REF e STR, respetivamente, com recurso ao software FEMIX, enquanto que no Quadro 5.7 apresenta-se uma análise comparativa em termos das forças (F_{cr} , F_y e F_{max}) para ambas as lajes.

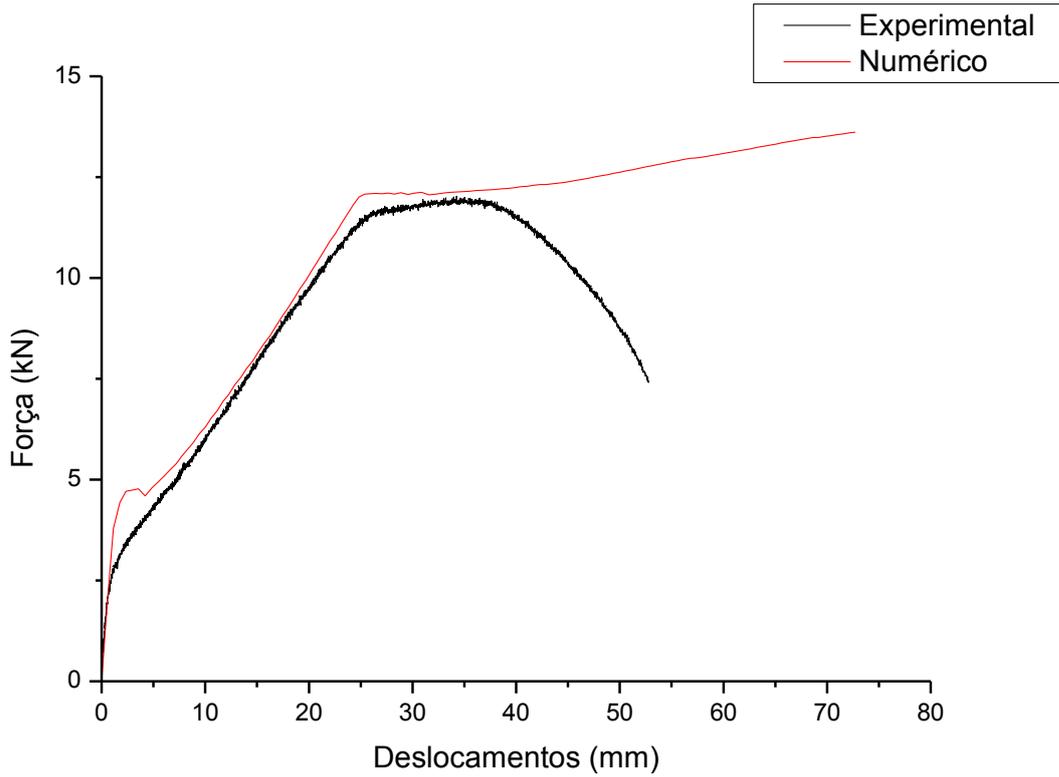


Figura 5.14 - Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje REF.

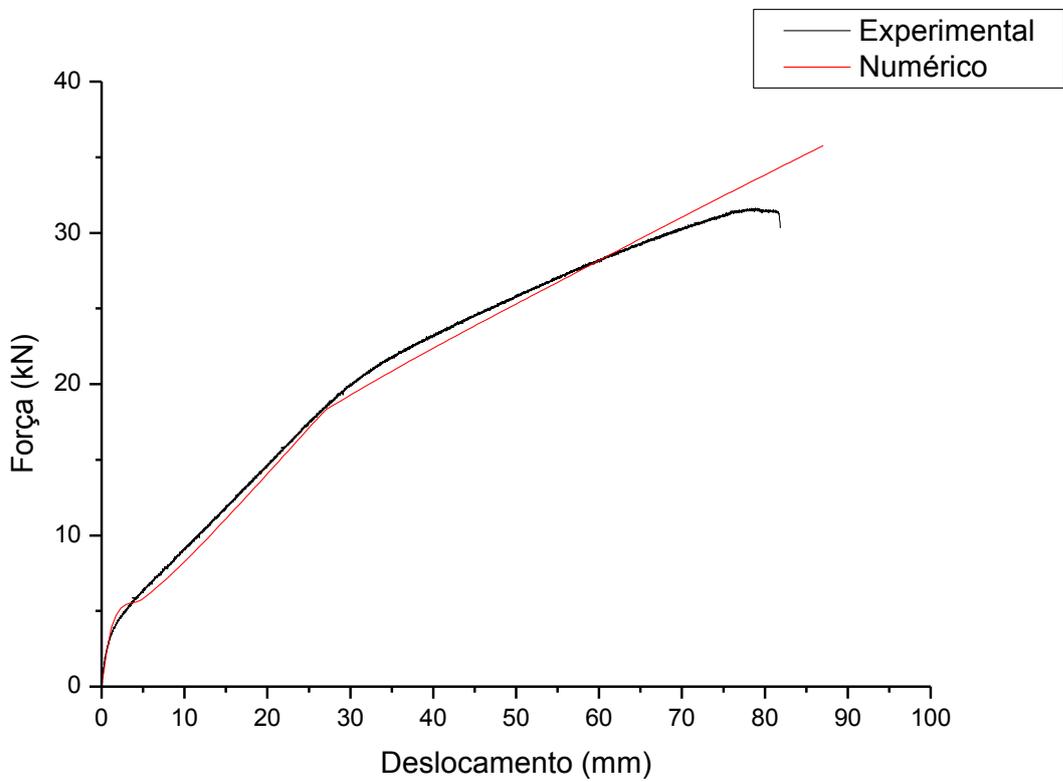


Figura 5.15 - Resultados experimentais *versus* simulações numéricas para a laje STR.

Quadro 5.7 - Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos pelo software FEMIX para as lajes REF e STR.

Lajes	Resultados	F_{cr} (kN)	F_y (kN)	F_{max} (kN)
REF	Experimental	2.57	11.42	12.03
	Numérico	3.79 (47.5%)	12.01 (5.2%)	13.62 (13.2%)
STR	Experimental	3.89	21.04	31.63
	Numérico	3.88 (-0.2%)	18.32 (-12.9%)	35.76 (13%)

Notas: Os valores entre parenteses correspondem à variação dos resultados do software FEMIX quando comparados com os experimentais.

A partir destes resultados obtidos é possível concluir que:

- De uma forma geral o software conseguiu simular com rigor suficiente ambas as lajes, com exceção da carga de início de fendilhação da laje REF;
- Em ambos os casos não foi possível obter a carga de colapso numérica com rigor suficiente visto que o modelo NLMM104 apenas considera o comportamento não linear do material à tração. Para que fosse possível obter mais rigor nas simulações efetuadas, seria necessário utilizar nas camadas superiores de betão um modelo com comportamento não linear material à compressão.

6.1 – Conclusões Gerais

Nos últimos anos tem-se assistido a um uso crescente de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) no reforço estruturas de betão armado. Para aplicação deste material inovador é necessária a utilização de técnicas inovadoras tais como, p.e., a técnica NSM (*Near Surface Mounted*) que consiste na inserção de varões/laminados na camada de recobrimento do betão, através de ranhuras previamente realizadas e com recurso a uma resina epóxi. Um dos grandes problemas destas técnicas é serem relativamente recentes e não existirem informações consistentes acerca do seu comportamento estrutural e de durabilidade a longo prazo.

A presente dissertação insere-se num projeto de investigação bastante ambicioso cujas suas vertentes podem observar-se na Figura 1.1 e tem como objetivo estudar o comportamento estrutural e a longo prazo de lajes reforçadas à flexão de acordo com a técnica NSM. A fim de dar um contributo ao projeto que está a ser desenvolvido, este trabalho consistiu em: (i) submeter duas lajes, uma de betão armado (REF) e outra reforçada com laminados de CFRP segundo a técnica NSM (STR), a ensaios monotónicos à rotura; (ii) submeter oito lajes, todas elas reforçadas com CFRP segundo a técnica NSM, a ensaios de fluência cujas cargas (10 kN) são gravíticas e foram definidas com base na força máxima obtida dos ensaios de rotura; (iii) analisar os resultados experimentais obtidos nos ensaios monotónicos à rotura e nos ensaios de fluência; (iv) estudar o comportamento em serviço das lajes, REF e STR, submetidas aos ensaios monotónicos à rotura; e, simular numericamente, com recurso a dois softwares distintos (SECTION e FEMIX) o comportamento experimental das lajes REF e STR nos ensaios de rotura.

No Capítulo 3, foi feita uma descrição dos materiais envolvidos no projeto, dos ensaios e respetivos esquemas, apresentados os resultados experimentais dos ensaios de rotura e fluência e realizada uma respetiva análise. Através dos ensaios de rotura pôde ver-se que a laje STR conseguiu atingir uma força máxima 162.9% maior do que a atingida na laje REF. O aumento da capacidade de carga da laje STR quando comparada com a laje REF, para

deformações crescentes, é tanto mais notório quanto maior o nível de deformação. Isto deve-se ao facto da capacidade resistente dos laminados ser mais eficiente para maiores níveis de deformação, por um lado, e por outro, pelo facto da armadura longitudinal apresentar contribuição marginal para a resistência a partir do momento em que esta plastifica. A laje STR teve um comportamento mais dúctil. Em termos de rigidez, observou-se um incremento de 800.6% da rigidez da laje STR em relação à REF, correspondente à fase da plastificação das armaduras de flexão, sendo que, tal como no caso da capacidade de carga, há um aumento da rigidez com o aumento do nível de carga. A justificação para esta observação, é a mesma que se deu para o aumento da variação entre forças para níveis de carga maiores. Relativamente aos ensaios de fluência, devido às condições disponíveis, a aplicação da carga de fluência ocorreu em duas fases, sendo que numa primeira fase aplicou-se cerca de 40% da carga total e numa segunda fase fez-se os ajustes correspondentes de modo a obter-se a totalidade da carga (10 kN). Aquando aplicação do primeiro nível de carga ocorreu uma deformação instantânea, que corresponde ao deslocamento observado no ensaio de rotura para o mesmo nível de carga. Quando se aplicou o segundo nível de carga existiu uma variação de deslocamentos de 10 mm. Através de algumas análises, conclui-se que a tendência dos deslocamentos são proporcionais ao nível de carregamento, ou seja, quanto maior o nível de carregamento, mais rápido progridem os deslocamentos. Efetuou-se também uma análise da rigidez aquando o primeiro nível de carga e aquando o segundo nível de carga e comparou-se com a rigidez obtida para a laje STR nos ensaios de rotura. Verificou-se que logo após o primeiro carregamento as lajes submetidas aos ensaios de fluência apresentaram uma rigidez cerca de 4% inferior do que a observada na laje STR ensaiada à rotura em regime elástico o que pode estar associado ao facto da carga aplicada nos ensaios de fluência na primeira fase de carregamento ter fendilhado as lajes. Quanto à rigidez observada após o segundo carregamento nas lajes submetidas aos ensaios de fluência, verifica-se que esta é cerca de 19% superior à rigidez observada na laje STR ensaiada à rotura em fase fendilhada. Tal observação não tem nenhuma razão plausível que possa justificar tal comportamento.

No âmbito do Capítulo 4 foi estudado o espaçamento médio entre fendas. O desenvolvimento de fendas é um fenómeno progressivo que tende a aumentar com o aumento da carga a que são sujeitas as estruturas. Este fenómeno tende a estabilizar para determinado nível de carga. O reforço das estruturas com CFRP modifica o comportamento do desenvolvimento de fendas, ou seja, o número de fendas e o espaçamento entre elas vai modificar consoante o comportamento da ligação e o laminado. De modo a aferir a aplicabilidade à técnica NSM de

modelos analíticos existentes na avaliação deste parâmetro, procedeu-se à análise dos modelos existentes nos seguintes códigos: REBAP (1983), CEB-FIP Model Code (1993), Eurocódigo 2 (2000 e 2004) e FIB (2001). Comparou-se os resultados obtidos pelos modelos, com os resultados obtidos experimentalmente na laje REF e STR ensaiadas à rotura. A partir dos resultados experimentais do espaçamento médio entre fendas (80 mm para a laje REF, e 34 mm para a laje STR), concluiu-se que o reforço com os laminados permitiu mobilizar de forma significativa a capacidade resistente do betão, em oposição à laje não reforçada. Relativamente aos métodos aplicados verificou-se que para a laje REF o que mais se aproximou do resultado experimental foi o Eurocódigo 2 (2000) e para a laje STR foi o fib (2001). Para a laje STR seria expectável que o método que mais se aproximasse do experimental fosse este último código, pois era o único modelo que se aplica a estruturas reforçadas com FRP, enquanto que para usar os outros códigos houve necessidade de adaptações. Embora todos os métodos aplicados fossem aplicáveis a estruturas de betão armado, verificaram-se desvios consideráveis dos resultados experimentais mesmo para a laje REF.

Por último, no Capítulo 5 apresentaram-se todas as simulações numéricas realizadas de modo a simular os resultados experimentais das lajes REF e STR, com recurso aos softwares SECTION (ferramenta de análise no plano da secção) e FEMIX (ferramenta de análise com recurso ao método dos elementos finitos). Relativamente às simulações efetuadas com recurso ao SECTION, verificou-se que este software teve alguma dificuldade em simular com rigor suficiente a laje REF, em particular os pontos notáveis relativos ao início de fendilhação e cedência da armadura longitudinal. Com a utilização do programa FEMIX os resultados melhoraram significativamente, concluindo-se que simulou com rigor suficiente os resultados observados experimentalmente.

6.2 – Trabalhos Futuros

Como foi referido no Capítulo 1, este é um projeto de investigação no qual se insere a presente dissertação e é bastante ambicioso, apresentando várias áreas de estudo. No que toca a trabalhos futuros e de modo a dar continuidade a esta dissertação, abaixo segue um conjunto de trabalhos futuros que podem ser realizados:

- Proceder à análise dos resultados experimentais das lajes que se encontram submetidas a diferentes exposições ambientais;

- Analisar o efeito de cada exposição ambiental no comportamento das lajes de fluência;
- Proceder ao desenvolvimento de modelos de previsão dos deslocamentos por fluência através da aplicação de expressões analíticas das lajes que se encontram submetidas a diferentes exposições ambientais e sujeitas a uma carga gravítica constante;
- Simular numericamente os ensaios referidos no ponto anterior.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Sena-Cruz, J.; Silva, P.; Fernandes, P.; Azenha, M.; Barros, J.; Sousa, C.; Teixeira, T. (2013) “*Creep behavior of RC slabs strengthened NSM CFRP laminate strips under different environmental conditions*”, SMAR 2013 – Second Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, 9 a 11 de setembro, Istambul, Turquia, 8 pp.
2. Sena-Cruz, J. “*Apontamentos de Apoio às aulas SAHC, Departamento de Engenharia Civil*”, 2012, Universidade do Minho.
3. Sena-Cruz, J.; Barros, J.; Coelho, M.; Fernandes, P.; Silva, P. “*Reforço de elementos de betão armado com recurso a laminados de CFRP multidirecionais*”, 2012.
4. De Lorenzis, L.; Teng, J. G. “*Near-surface mounted FRP reinforcement: Na emerging technique for structures*”, Composites: Part B 38, p.119-143, 2007.
5. FIB, *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures – Technical report on the “Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures*”, by ‘EBR’ working party of fib TG 9.3, Fédération Internationale du Béton, Bulletin 14, 138 pp., Lausanne, Switzerland, July 2001, ISBN 2 – 88394-0541.
6. ACI COMMITTEE 440, “*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*”, American Concrete Institute, ACI Committee 440, 2002.
7. Hassan, T.; Rizkalla, S. “*Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips*” ASCE J, Compos Constr 2003;7(3):248-57.
8. Hassan, T.; Rizkalla, S. “*Bond mechanism of near surface mounted fiber reinforced polymer bars for flexural strengthening of concrete structures*” ACI Struct J 2004;101(6):830-9.
9. Teng, J. G.; Wang, B.; Rong, L.; Wong, T. N.; Lam, L. “*Debonding failures of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips*”, J Compos Constr, ASCE 2006;10(2):92-105.
10. De Lorenzis, L.; Nanni, A.; La Tegola, A. “*Flexural and shear strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounted FRP rods*”, In: Proceedings ACMBS III, Ottawa (Canada), 2000. p. 521-8.

11. Nordin, H.; Taljsten, B. “Concrete beams strengthened with prestressed near surface mounted reinforcement”, In: Proceedings FRPRCS-6, Singapore, 2003. p. 1077-86.
12. De Lorenzis, L. “Strengthening of RC structures with near surface mounted FRP rods. PhD Thesis, in Department of Innovation Engineering”, 2002, University of Lecce, Italy.
13. Costa, A.; Appleton, J. “Estruturas de Betão I Parte II – Materiais”, in Departamento de Engenharia Civil, 2002, Instituto Superior Técnico.
14. Póvoas, R. “Modelos Não-Lineares de Análise e Dimensionamento”, PhD Thesis, in Departamento de Engenharia Civil, 1999, FEUP.
15. FIB, *FRP reinforcement in RC structures*, Fédération Internationale du Béton, Bulletin 14, 2007.
16. Ascione, F. et al. “An experimental study on the long-term behavior of CFRP pultruded laminates suitable to concrete structures rehabilitation” *Composites Part B*, 2008. 39:p. 1147-1150.
17. Sena-Cruz, J.; Silva, P.; Fernandes, P.; Azenha, M.; Barros, J.; Sousa, C.; Teixeira, T. “Creep behavior of concrete elements strengthened with NSM CFRP laminate strips under different environmental conditions”, 2013, p. 12
18. Silva, P. “Relatório de estágio submetido para integração na ordem dos engenheiros região norte”, Colégio de Engenharia Civil, 2013.
19. EN 1992-1-1, Eurocode 2: *Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, CEN, Bruxelas, 225 pp., 2004.
20. Technical Data Sheet, *S&P Resin 220 epoxy adhesive*.
21. Michels, J.; Sena-Cruz, J.; Czaderski, C.; Motavalli, M. “Structural strengthening with prestressed CFRP strips with gradient Anchorage”, *Composites for Construction*, 2013. 17:p. 651-661.
22. REBAP, “Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado” (*Portuguese design code for reinforced and prestressing concrete structures*), 1983. p. 191.
23. CEB-FIP Model Code. *Design Code*. Comité Euro-International du Béton, Bulletin d’Information CEB No. 213/214, Lausanne, Switzerland, 1993.
24. EN 1992-1-1, Eurocode 2: *Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, CEN, Bruxelas, 2000.
25. Bonaldo, E. “Composite materials and discrete steel fibres for the strengthening of thin concrete structures”, PhD Thesis, in Departamento de Engenharia Civil, 2010, Universidade do Minho.
26. Sena-Cruz, J. “User Manual Section”, 2013.

27. Habler, D. “*Steel fibre reinforced self-compacting concrete thin layer for flexural strengthening of ancient arch structures: experimental and numerical research*”, in Guimarães, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, 2010.
28. Silva, P. “*Estudo numérico e experimental de vigas de grande vão pré-fabricadas com betão de alta resistência pré-esforçado e reforçadas com FRP’s*”, in Guimarães, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, 2011.
29. Ventura-Gouveia, A. “*Constitutive models for the material nonlinear analysis of concrete structures including time-dependent effects*”, in Universidade do Minho, 2011. p. 319.

Nesta secção encontram-se o Anexo I inerente à dissertação, neste caso ao capítulo 4 que é o único com anexo.

Anexo I

Abaixo seguem então dois quadros com dados que foram essenciais para o desenvolvimento do capítulo 4.

Quadro A4.1 – Dados parcelares relativos à aplicação dos métodos relativamente à laje REF.

Parâmetros	CEB-FIP				
	REBAP 1983	Model Code 1993	EC2 2000	EC2 2004	FIB 2001
φ_s (mm)	6	6	6	6	-
c (mm)	20	-	-	20	-
s (mm)	70	-	-	-	-
η_1	0.4	-	-	-	-
η_2	0.125	-	-	-	-
$\rho_r = \rho_{s,eff}$	0.005783	0.017	0.017	0.017	-
A_s (mm ²)	113.1	113.1	113.1	113.1	-
$A_{c,r} = A_{c,eff}$ (mm ²)	19555.7	6518.6	6518.6	6518.6	-
x (mm)	14.82	14.82	14.82	14.82	-
E_c (GPa)	29	29	29	29	-
E_s (GPa)	200	200	200	200	-
α_s	6.9	6.9	6.9	6.9	-
ε_1	0.00484	-	-	-	-
ε_2	0	-	-	-	-
k_1	-	-	0.8	0.8	-
k_2	-	-	0.5	0.5	-
k_3	-	-	-	3.4	-
k_4	-	-	-	0.425	-

Quadro A4.2 – Dados parcelares relativos à aplicação dos métodos relativamente à laje STR.

Parâmetros	CEB-FIP				
	REBAP 1983	Model Code 1993	EC2 2000	EC2 2004	FIB 2001
ϕ_s (mm)	6	6	6	6	6
c_s (mm)	20	20	-	20	-
s_s (mm)	70	70	-	-	-
ϕ_s^{eq} (mm)	3.84	3.84	3.84	3.84	-
c_s^{eq} (mm)	5.58	5.58	-	5.58	-
s_s^{eq} (mm)	75	75	-	-	-
A_s (mm ²)	113.1	113.1	113.1	113.1	113.1
A_{CFRP} (mm ²)	42	42	42	42	42
A_s^{eq} (mm ²)	34.65	34.65	34.65	34.65	-
E_{CFRP} (GPa)	165	165	165	165	165
E_s (GPa)	200	200	200	200	200
E_c (GPa)	29	29	29	29	29
$A_{c,r}=A_{c,eff}$ (mm ²)	18843	6282	6282	6282	6282
x (mm)	17.19	17.19	17.19	17.19	17.19
$\rho_r=\rho_{s,eff}$	0.00784	0.0247	0.0247	0.0247	-
η_1	0.4	-	-	-	-
η_2	0.125	-	-	-	-
α_s	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9
α_{CFRP}	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
ε_1	0.00458	-	-	-	-
ε_2	0	-	-	-	-
ϕ_m (mm)	5.49	5.49	5.49	5.49	-
c_m (mm)	12.79	12.79	-	12.79	-
s_m (mm)	63.8	63.8	-	-	-
k_1	-	-	0.8	0.8	-
k_2	-	-	0.5	0.5	-
k_3	-	-	-	3.4	-
k_4	-	-	-	0.425	-
f_{ctm} (MPa)	-	-	-	-	3.6
τ_{sm} (MPa)	-	-	-	-	6.48
τ_{fm} (MPa)	-	-	-	-	15
u_f (mm)	-	-	-	-	21.4
w (mm)	-	-	-	-	10
t (mm)	-	-	-	-	1.4