

**Modelação numérica do comportamento de pilares de
betão armado reforçados por encamisamento**

Análise paramétrica na resistência última

Inês de Almeida Victor Carvalho Lage

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores:

Prof. Doutor Luís Manuel Soares dos Santos Castro

Prof. Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio

Júri

Presidente: Prof. Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Prof. Doutor Luís Manuel Soares dos Santos Castro

Vogal: Doutor Mário Rui Tiago Arruda

Junho de 2016

Resumo

Existem diversas técnicas de reforço de elementos estruturais, com diferentes vantagens e inconvenientes, consoante o caso específico. Este trabalho centra-se no reforço de pilares por encamisamento de betão armado. Esta é uma das técnicas mais usadas em operações de reforço, verificando-se para o elemento reforçado um aumento da sua capacidade resistente e ductilidade, aspetos particularmente importantes em termos de resposta sísmica.

O objetivo principal deste trabalho é a quantificação da influência de alguns parâmetros no comportamento de um pilar reforçado por encamisamento de betão armado. A metodologia adotada consistiu, numa primeira fase, na modelação numérica de um conjunto de ensaios laboratoriais, realizados no âmbito de uma tese de doutoramento sobre a influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado (Júlio E. N., 2001). Foram simulados ensaios lentos monotónicos a que os pilares foram submetidos, recorrendo-se, para o efeito, a um programa comercial baseado no método dos elementos finitos, o Abaqus.

Numa segunda fase, com o modelo calibrado e validado, efetuaram-se estudos paramétricos com o objetivo atrás referido. Nestes estudos foram considerados diferentes valores para a resistência da interface, para a resistência do novo betão, para o coeficiente de atrito e para a retração do betão da camada de reforço. Por um lado, constatou-se que a resistência do elemento reforçado aumenta com a consideração de aderência na interface e com o incremento do valor do coeficiente de atrito. Por outro lado, observou-se que o aumento da resistência do betão de reforço só traz vantagens visíveis até um determinado valor de diferença entre a resistência do betão inicial e a do betão de reforço. Por fim, foi possível concluir que o efeito da retração da camada de reforço não afeta a resistência máxima do pilar reforçado.

Adicionalmente, procedeu-se ainda à simulação de ensaios lentos cíclicos, tendo-se verificado que tal só seria possível com a programação de relações constitutivas adequadas nas rotinas que o Abaqus permite que sejam alteradas pelo utilizador.

Palavras-chave:

- Reforço de pilares de betão armado
- Encamisamento de betão armado
- Modelação numérica
- Método dos elementos finitos
- Abaqus

Abstract

Several methods for reinforcing columns are available, each with different advantages depending on the intended purpose. The present study focuses on structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing. This technique is one of the most used in rehabilitation and a significant increase of strength and ductility can be achieved for the reinforced element. These are important aspects when a horizontal displacement is imposed.

The aim of this study is to quantify the influence of some parameters on the behavior of columns reinforced by concrete jacketing. The methodology consisted initially in the numerical modeling of a set of laboratory tests conducted as part of a PhD thesis about the influence of the interface on the behavior of columns reinforced by concrete jacketing (Julio, 2001). It is intended to simulate the slow monotonic tests to which the columns were submitted, using a commercial program based on the finite element method, Abaqus.

Furthermore, some parametric studies were conducted, based on the validated numerical model, with the referred purpose. These studies considered different values for the interface strength, for the concrete strength, for the friction coefficient and the shrinkage of the added concrete. Firstly, it was found that the strength of the reinforced element increases with the consideration of adherence on the interface and with higher values of the friction coefficient. However, it was also seen that increasing the strength of the new concrete has only advantages if this value is not too high and that the reinforcement shrinkage does not lead to an increase of the ultimate strength of the reinforced element.

Finally, the simulation of low speed cyclic tests has been attempted. However, it turned out to be clear that a correct simulation would require the programming of appropriate constitutive relations in the routines that Abaqus allows to be changed by the user.

Keywords:

- Strengthening of reinforced concrete columns
- RC Jacketing
- Numerical Modelling
- Finite Element Method
- Abaqus

Agradecimentos

Chegada a reta final do curso, quero expressar o meu agradecimento a todos os que contribuíram para o meu crescimento pessoal e académico e para o desenvolvimento deste trabalho em particular.

Em primeiro lugar, quero agradecer aos Professores Doutores Luís Manuel Soares dos Santos Castro e Eduardo Nuno Brito Santos Júlio que foram fundamentais para a realização deste trabalho. Agradeço-lhes pela disponibilidade, orientação e rigor. Foi um enorme prazer ter a oportunidade de trabalhar com eles.

De uma forma geral, quero também agradecer a todos os professores do Instituto Superior Técnico com quem tive a oportunidade de aprender. É um orgulho ter-me formado nesta Instituição.

Aos meus colegas de curso, agradeço o companheirismo e as muitas horas de estudo partilhadas e de aprendizagem mútua. Um obrigado especial ao David Simavorian e à Maria Pestana, que tornaram esta jornada mais fácil.

À Joana, à Raquel e à Inês por nunca me deixarem desistir e por serem companheiras de uma vida.

Às minhas avós e à tia Rita, pelos sábios conselhos, apoio e carinho incondicional.

À minha irmã Joana, que sempre acreditou em mim, sendo uma constante inspiração, um exemplo de força de vontade e de determinação.

Por fim, aos meus pais pelos valores inculcados e pelas oportunidades que me proporcionaram toda a vida, sem nunca desistirem de apoiar os meus estudos e a minha formação académica.

Índice

Resumo	ii
Abstract.....	iii
Agradecimentos.....	iv
Índice de figuras	vii
Índice de tabelas	xi
1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento geral	1
1.2. Objetivos propostos.....	2
1.3 Organização do documento	3
2. O Reforço de pilares por encamisamento.....	5
2.1. Introdução.....	5
2.2. Descrição da execução de um encamisamento	5
2.3. Comparação com outras técnicas de reforço de pilares.....	7
2.4. Parâmetros mais relevantes na resistência da interface	10
2.4.1. Rugosidade da interface.....	10
2.4.2. Aplicação de resinas epóxicas.....	11
2.4.3. Composição do betão de reforço	11
2.4.4. Aplicação de conectores	11
2.5. Ensaios experimentais – carregamento monotónico	12
2.5.1. Carga e deslocamento de cedência.....	13
2.5.2. Carga e deslocamento máximos.....	16
2.5.3. Carga e deslocamento últimos.....	20
2.6. Ensaios experimentais – carregamento cíclico.....	20
2.6.1. Definição dos ensaios lentos cíclicos.....	21
2.6.2. Carga e deslocamento de cedência.....	22
2.6.3. Diagramas histeréticos carga versus deslocamento.....	24
2.6.4. Carga e deslocamento máximos.....	26
2.6.5. Carga e deslocamento de rotura.....	27
3. Modelação numérica dos ensaios lentos monotónicos.....	31
3.1. Introdução.....	31
3.2. Método dos elementos finitos.....	31

3.3. Definição dos modelos	32
3.3.1. Geometria dos modelos	32
3.3.2. Modelação dos materiais.....	33
3.3.3. Condições de fronteira e de contacto.....	37
3.3.4. Carregamento.....	38
3.3.5. Tipo de elemento finito e suas dimensões	38
3.3.6. Tipo de análise numérica	39
3.4. Validação dos modelos numéricos desenvolvidos.....	40
3.4.1. Carregamento monotónico	40
4. Estudos paramétricos.....	51
4.1. Interface entre o pilar e a camada de reforço	51
4.2. Resistência do betão da camada de reforço.....	53
4.3. Coeficiente de atrito.....	54
4.4. Retração do betão da camada de reforço.....	55
5. Modelação numérica dos ensaios cíclicos	63
6. Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	67
6.1. Conclusões gerais.....	67
6.2. Desenvolvimentos futuros	68
Bibliografia	71

Nota: A presente dissertação foi redigida com o novo acordo ortográfico.

Índice de figuras

Figura 1.1 – Exemplo de um edifício antes (esquerda) e após (direita) a intervenção de reabilitação (Costa, 2014)	2
Figura 2.1 – Operações possíveis para preparação da superfície inicial (Gomes & Appleton, 1997) ...	6
Figura 2.2 – Tratamento da superfície de um pilar com jato de areia (Caeiro, 2015)	6
Figura 2.3 – Reforço de um pilar por encamisamento de betão armado (Bousias, Fardis, Spathis, & Biskinis, 2005)	8
Figura 2.4 – Pilar reforçado por encamisamento metálico (Site da empresa Y.H.H. Engineering Pte Ltd, s.d.)	9
Figura 2.5 – Reforço de um pilar com compósitos de fibras de carbono (Engenharia Civil, 2011)	9
Figura 2.6 – Reforço de um pilar com perfis metálicos (Júlio E. N., 2001)	10
Figura 2.7 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M1G1 (Júlio E. N., 2001)	13
Figura 2.8 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M2G1 (Júlio E. N., 2001)	14
Figura 2.9 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M3G1 (Júlio E. N., 2001)	14
Figura 2.10 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M4G1 (Júlio E. N., 2001)	14
Figura 2.11 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M5G1 (Júlio E. N., 2001)	15
Figura 2.12 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M6G1 (Júlio E. N., 2001)	15
Figura 2.13 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M1G3 (Júlio E. N., 2001)	15
Figura 2.14 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M1G1	17
Figura 2.15 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M2G1	17
Figura 2.16 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M3G1	17
Figura 2.17 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M4G1	18
Figura 2.18 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M5G1	18
Figura 2.19 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M6G1	18

Figura 2.20 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M1G3	19
Figura 2.21 – Diagrama histerético força horizontal vs deslocamento da secção de aplicação da mesma no modelo M1G2 (Júlio E. N., 2001)	24
Figura 3.1 – Secção transversal do modelo reforçado (Júlio E. N., 2001)	32
Figura 3.2 – Geometria do pilar inicial, do bloco de suporte e das armaduras longitudinal e transversal do elemento inicial.....	33
Figura 3.3 – Relação tensões-extensões para a análise estrutural (EC2-1, 2010)	35
Figura 3.4 – Representação do cubo utilizado para a verificação da lei constitutiva dos materiais	36
Figura 3.5 – Curva tensão vs extensão total representativa do comportamento do betão à compressão	36
Figura 3.6 – Curva tensão vs extensão total representativa do comportamento do betão à tração	37
Figura 3.7 – Curva tensão vs extensão total representativa do comportamento do aço à compressão e à tração.....	37
Figura 3.8 – Carregamento aplicado.....	38
Figura 3.9 – Comparação dos modelos experimental não reforçado M1G1 e numérico elástico linear	40
Figura 3.10 – Deformada do modelo numérico elástico linear (m)	41
Figura 3.11 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no betão no modelo numérico não reforçado (N/m ²)	41
Figura 3.12 – Comparação dos modelos experimental não reforçado (M1G1) e numérico não reforçado	42
Figura 3.13 – Introdução da biela de aço no modelo numérico reforçado.....	43
Figura 3.14 – Comparação dos modelos experimental não reforçado (M1G1) e numérico não reforçado com biela sujeita a uma variação de temperatura	44
Figura 3.15 – Comparação da localização da fissuração na face tracionada obtida no modelo numérico (esquerda) com a efetivamente ocorrida no ensaio experimental M1G1 (direita)	44
Figura 3.16 – Comparação da localização do esmagamento do betão obtido no modelo numérico (esquerda) com o efetivamente ocorrido no ensaio experimental M1G1 (Júlio E. N., 2001)	45
Figura 3.17 – Distribuição de tensões normais nos varões de aço (N/m ²)	46
Figura 3.18 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no betão (N/m ²)	46

Figura 3.19 – Diagramas carga vs deslocamento dos modelos experimental (M3G1) e numérico (Júlio E. N., 2001)	47
Figura 3.20 – Localização da fissuração no modelo numérico reforçado (esquerda) e no modelo experimental (direita).....	48
Figura 3.21 – Esmagamento do betão no modelo experimental M3G1	48
Figura 3.22 – Distribuição de tensões axiais nas armaduras do modelo numérico reforçado	49
Figura 3.23 – Distribuição de tensões normais no betão do modelo numérico reforçado.....	49
Figura 4.1 – Diagramas carga horizontal vs deslocamento imposto obtidos para o modelo numérico monolítico, para o modelo experimental M3G1 e para os modelos admitindo elementos de interface	52
Figura 4.2 – Diagramas carga horizontal vs deslocamento imposto obtidos para os modelos de referência e para os modelos com capacidades resistentes da camada de reforço superiores	53
Figura 4.3 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto obtido para os modelos de referência e para diferentes valores de coeficiente de atrito	54
Figura 4.4 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos de referência com betão de reforço com 35 MPa e para os mesmos modelos considerando o efeito da retração.....	56
Figura 4.5 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos de referência com betão de reforço com 50 MPa e para os mesmos modelos considerando o efeito da retração.....	56
Figura 4.6 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos de referência com betão de reforço com 80 MPa e para os mesmos modelos considerando o efeito da retração.....	57
Figura 4.7 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo <i>frictionless</i> 35/50, após a aplicação do esforço axial de 170 kN	58
Figura 4.8 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo <i>frictionless</i> 35/50, imediatamente após a retração do betão de reforço	59
Figura 4.9 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no pilar original do modelo <i>frictionless</i> 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita).....	59
Figura 4.10 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço do modelo <i>frictionless</i> 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita).....	60
Figura 4.11 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo <i>rough</i> 35/50, após a aplicação do esforço axial de 170 kN	60
Figura 4.12 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo <i>rough</i> 35/50, imediatamente após a retração do betão de reforço.....	61

Figura 4.13 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no pilar original do modelo <i>rough</i> 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita).....	61
Figura 4.14 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço do modelo <i>rough</i> 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita).....	62
Figura 5.1 – História do carregamento cíclico para o modelo não reforçado	63
Figura 5.2 – Diagramas histeréticos força horizontal vs deslocamento para o modelo numérico elástico linear e para o modelo experimental M1G2	63
Figura 5.3 – Diagrama histerético força horizontal vs deslocamento para o modelo numérico e para o modelo experimental M1G2	64
Figura 5.4 – Diagrama histerético força horizontal vs deslocamento da secção de aplicação da força para o ensaio cíclico no cubo	65

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Designação e descrição dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos (Júlio E. N., 2001).....	12
Tabela 2.2 – Carga de cedência (F_y), deslocamento de cedência (δ_y) e esforço axial aplicado nesse instante (N_y) para cada modelo experimental (Júlio E. N., 2001)	16
Tabela 2.3 – Carga de máxima ($F_{m\acute{a}x}$), deslocamento ($\delta_{m\acute{a}x}$) e esforço axial aplicado nesse instante ($N_{m\acute{a}x}$) para cada modelo experimental (Júlio E. N., 2001)	19
Tabela 2.4 – Carga de última (F_u), deslocamento último (δ_u) e esforço axial aplicado nesse instante (N_u) para cada modelo experimental (Júlio E. N., 2001)	20
Tabela 2.5 – Designação e descrição dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001).....	21
Tabela 2.6 – Amplitudes em milímetros dos ciclos de deslocamentos impostos para cada um dos modelos	22
Tabela 2.7 – Deslocamento de cedência ($\bar{\delta}_y$), das amplitudes positivas ($+\delta_y$) e negativas ($-\delta_y$) do quarto ciclo da história de carga dos ensaios lentos cíclicos e das respetivas extensões nos varões tracionados (Júlio E. N., 2001).....	23
Tabela 2.8 – Comparação dos valores experimentais da carga e deslocamento de cedência obtidos nos ensaios lentos monotónicos com os mesmos valores obtidos com os ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001)	24
Tabela 2.9 – Valores de pico da carga horizontal em kN para cada ciclo dos diagramas histeréticos dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001).....	25
Tabela 2.10 – Cargas horizontais máximas em kN e respetivo ciclo registadas nos ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001)	26
Tabela 2.11 – Comparação dos resultados para a força máxima e respetivo deslocamento obtidos nos ensaios monotónicos e cíclicos (Júlio E. N., 2001).....	27
Tabela 2.12 – Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o critério $F_{rot} > F_y$..	28
Tabela 2.13 – Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o critério $F_{rot} > 0,75F_y$	28
Tabela 2.14 – Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o critério $F_{rot} > 0,8F_{m\acute{a}x}$	28

Tabela 3.1 – Características da secção transversal dos modelos numéricos reforçados (Júlio E. N., 2001).....	33
Tabela 3.2 – Síntese do número total de elementos finitos e de nós de cada parte do modelo e representação esquemática do tipo de elemento utilizado	39

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

O princípio do século XX é marcado por um desenvolvimento extraordinário na utilização e compreensão das possibilidades do betão armado, devido às inúmeras qualidades mecânicas deste material. Contudo, no passado não foi dedicado o cuidado necessário para prever a sua manutenção ao longo da vida útil da estrutura, de cerca de 50 anos, pelo que se assiste a um aumento de estruturas degradadas, com perda da sua função, segurança e aspeto estético.

Em alternativa à demolição total da estrutura e construção de uma nova, surge a possibilidade de reabilitar e reforçar as estruturas existentes. O conceito de reabilitação envolve ações de reparação, reforço ou uma combinação das duas, permitindo habilitar novamente a estrutura para cumprir as suas funções iniciais ou mesmo responder às novas exigências de desempenho e segurança, como por exemplo face à ocorrência de um sismo. A reabilitação estrutural tem importância do ponto de vista ambiental, pois com a diminuição do número de demolições consegue-se consumir menores quantidades de energia na produção e aplicação de produtos de construção, reduzindo simultaneamente as emissões de CO₂. É importante referir que preservar a construção existente também traz vantagens económicas, como a redução dos custos de demolição, a aprovação mais fácil de projetos, a redução das perturbações do tráfego urbano, entre outras. Significa isto que, embora os preços unitários dos trabalhos de reabilitação sejam mais elevados, o custo total de intervenção de reabilitação pode ser menor do que o da construção de um edifício novo (Appleton, 2010). Finalmente, a reabilitação é vista como uma boa alternativa para atenuar o impacto economicamente negativo que a quebra da procura de novas construções provocou nas empresas do setor da construção civil e obras públicas, constituindo assim uma excelente oportunidade a ser aproveitada pelas empresas do setor.

É no centro das cidades que se encontra o maior número de edifícios em pior estado de conservação, muito degradados e frequentemente abandonados. O défice no comportamento das fundações e da estrutura pode levar, em caso extremo, ao colapso dos edifícios. Na figura 1.1 temos o exemplo de um edifício de betão armado antes e após reabilitação.

Neste ponto foram já enumeradas razões que justificam a necessidade de se explorarem convenientemente as técnicas de reforço de estruturas. Existem inúmeras técnicas de reforço, mas o presente trabalho centra-se no estudo de pilares reforçados por encamisamento de betão armado. Esta técnica apresenta diversas vantagens, salientando-se o aumento da resistência e ductilidade do elemento, quando é imposto um carregamento horizontal.



Figura 1.1 – Exemplo de um edifício antes (esquerda) e após (direita) a intervenção de reforço e reparação (Costa, 2014)

1.2. Objetivos propostos

Inicialmente, efetuou-se uma revisão bibliográfica sobre o tema, de forma a perceber como se deve executar corretamente um encamisamento, assim como averiguar quais os parâmetros mais importantes para garantir uma superfície de interface eficaz entre betões diferentes.

O primeiro objetivo deste trabalho era analisar a influência de diferentes parâmetros no comportamento estrutural de pilares reforçados por encamisamento de betão armado. Neste sentido, numa primeira fase, foram desenvolvidos modelos numéricos tendo por base um conjunto de ensaios experimentais, realizados no âmbito de uma tese de doutoramento sobre “A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado” (Júlio E. N., 2001). Para o efeito, recorreu-se a um programa comercial baseado no método dos elementos finitos, (Abaqus, 2013) versão 6.13-4. Considerou-se que estes modelos numéricos, devidamente calibrados e validados, simulam adequadamente o comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado, quando sujeitos a carregamentos lentos monotónicos. A validação numérica centrou-se exclusivamente no modelo não reforçado (M1G1) e reforçado monolítico (M3G1) (Júlio E. N., 2001). Numa segunda fase, realizou-se uma série de estudos paramétricos, tendo por base o modelo reforçado validado, fazendo variar alguns dos parâmetros desse modelo, nomeadamente: a resistência da superfície de interface, através da consideração de diferentes formas de assegurar a ligação entre as camadas de betão do pilar inicial e as camadas de reforço; a resistência do betão da camada de reforço; o coeficiente de atrito e a consideração da retração do betão da camada de reforço. Posteriormente, alargou-se o estudo ao comportamento dos pilares reforçados por encamisamento de betão armado quando sujeitos a

carregamentos cíclicos, tendo-se adotado uma metodologia idêntica à anterior, com base nos resultados de ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001).

1.3 Organização do documento

O documento encontra-se organizado nos seguintes 6 capítulos:

- Capítulo 1 – Introdução: apresenta-se o enquadramento e justificação do estudo realizado, os objetivos definidos e a metodologia seguida para os alcançar, assim como a organização do documento.
- Capítulo 2 – O reforço de pilares por encamisamento: este capítulo começa com um levantamento bibliográfico sobre a técnica de reforço de pilares por encamisamento de betão armado, explicitando a sua execução, vantagens e adequação, quando comparada com outras técnicas de reforço estruturais. Apresentam-se os ensaios experimentais já realizados, discutindo-se as conclusões obtidas relativamente às situações de carregamento monotónico e cíclico (Júlio E. N., 2001).
- Capítulo 3 – Modelação numérica dos ensaios lentos monotónicos: neste capítulo apresentam-se os modelos numéricos desenvolvidos, descrevendo-se as diferentes etapas da modelação, nomeadamente a geometria adotada, as condições de fronteira, o refinamento da malha utilizada e o carregamento aplicado. Descrevem-se também as leis constitutivas adotadas para os materiais. Primeiro considera-se um comportamento elástico perfeito e, de seguida, um comportamento fisicamente não linear. Finalmente, são discutidos individualmente os resultados obtidos para cada um dos modelos numéricos desenvolvidos (modelo não reforçado elástico, modelo não reforçado não linear e modelo reforçado monolítico não linear) sujeitos a carregamento monotónico.
- Capítulo 4 – Estudos paramétricos: são ilustrados e apresentados os resultados de alguns estudos paramétricos realizados, desenvolvidos a partir de alterações de propriedades do modelo numérico reforçado monolítico submetido a carregamento monotónico. Estes modelos permitiram avaliar a influência que a retração do betão da camada de reforço, a não aderência das superfícies de interface e a resistência do betão de reforço têm no comportamento final do pilar encamisado.
- Capítulo 5 – Modelação numérica dos ensaios lentos cíclicos: à semelhança do que foi feito no Capítulo 3, apresentam-se os modelos numéricos desenvolvidos, descrevendo-se as diferentes etapas da modelação e explicitando-se a definição do carregamento cíclico aplicado. Apresentam-se ainda os resultados obtidos para um modelo geometricamente mais simples, com o intuito de averiguar se os modelos de comportamento implementados no programa de elementos finitos utilizado são capazes de reproduzir adequadamente um ensaio cíclico. No final do capítulo discutem-se os resultados obtidos.

- Capítulo 6 – Conclusões e desenvolvimentos futuros: tendo por base os resultados obtidos nos capítulos 4 e 5, são referidas algumas conclusões gerais e retiradas ilações sobre os melhores procedimentos a adotar na técnica de encamisamento de pilares. Comenta-se a adequação do programa de elementos finitos utilizado e enumeram-se sugestões para desenvolvimentos futuros que possam melhorar esta técnica e que permitam aprofundar os estudos efetuados.

2. O Reforço de pilares por encamisamento

2.1. Introdução

A decisão de reforçar uma estrutura de betão armado é cada vez mais comum e está associada a diversos fatores, tais como a correção de erros decorrentes do projeto ou do processo construtivo, ou ainda a modificação da função da estrutura para condições mais adversas, surgindo neste caso a necessidade de se aumentar a capacidade resistente e o nível de segurança da mesma, por exemplo, em relação à ação sísmica ou outras ações de acidente (Júlio, Branco, & Silva, 2003).

Os pilares são os elementos estruturais responsáveis por transmitir as ações da estrutura para as suas fundações. Falhas no seu funcionamento podem afetar significativamente o desempenho da estrutura. O encamisamento do betão armado é uma técnica de reforço de elementos estruturais e é utilizado preferencialmente em vigas e pilares, descrevendo-se de seguida o procedimento para estes últimos.

O reforço de um pilar por encamisamento de betão armado caracteriza-se pelo aumento da secção transversal do elemento ao longo do seu comprimento, conseguida pela adição de uma nova camada de betão a envolver a secção inicial e na qual se inserem as novas armaduras. Usualmente, o encamisamento do pilar engloba toda a sua secção, denominando-se este tipo de encamisamento fechado. No entanto, é possível ser executado só em algumas faces do pilar, sendo neste caso classificado como encamisamento aberto (Gomes & Appleton, 1997).

Com esta técnica consegue-se uma melhoria significativa da resistência à flexão e da rigidez, em consequência do aumento da secção inicial, assim como da adição de armadura longitudinal, o que se traduz numa redução dos deslocamentos e deformações (aspecto importante por exemplo face à ocorrência de um sismo). Adicionalmente, observa-se um aumento da resistência à compressão e uma melhoria da ductilidade em consequência da adição de armadura transversal, que funcionando ao corte, reduz a encurvadura e aumenta o confinamento (Fardis, 2009).

2.2. Descrição da execução de um encamisamento

O aspeto crítico desta técnica de reforço centra-se na ligação do betão novo ao betão velho. Para melhorar as características desta ligação e atenuar os efeitos da retração, devem adotar-se procedimentos adequados. As principais operações para a execução de um encamisamento são, por ordem de execução, enumeradas seguidamente (Gomes & Appleton, 1997):

- I. Escoramento – permite que o reforço seja aplicado com níveis de tensão mais baixos na secção inicial, no caso de escoramento ativo, com vantagens no controlo da deformação das secções, dos deslocamentos e do comportamento na rotura. Em alguns casos, este procedimento é essencial para evitar danos ou mesmo o colapso da estrutura durante a reparação.
- II. Tratamento da superfície da secção inicial – esta operação envolve a remoção do betão deteriorado, se for o caso, e o aumento da rugosidade da superfície, podendo ser aplicados

conectores metálicos, com vista a obter-se uma melhor ligação entre o material existente e o adicionado. Não existe uma metodologia única para a preparação da superfície, pois esta é condicionada pelo estado do elemento, mais concretamente pela degradação do betão de recobrimento e pela corrosão das armaduras. Desta forma, existem diferentes operações possíveis (figura 2.1), que se enumeram de seguida:

- i. No caso de o elemento estar em boas condições, o processo passa por tornar a superfície rugosa utilizando uma técnica sem impacto. O tratamento com jato de areia (figura 2.2) é a solução mais adequada para se obter a rugosidade pretendida (Júlio, Branco, & Silva, 2003) (figura 2.1 – a);
- ii. Se o betão de recobrimento estiver degradado, retira-se essa mesma camada de betão, expondo as armaduras iniciais (figura 2.1 – b);
- iii. Se o elemento estiver muito degradado, para além da remoção do betão é necessário deixar as armaduras iniciais livres, o que permite um envolvimento completo das mesmas pelo betão de encamisamento (figura 2.1 – c).

Posteriormente, as poeiras são removidas com recurso a uma limpeza com jato de água. No que se refere às armaduras, estas devem ser reparadas caso se encontrem muito degradadas. Se estas apresentarem uma redução inferior a 10 % é suficiente realizar uma limpeza das mesmas, em geral, com escova de aço (Gomes & Appleton, 1997).

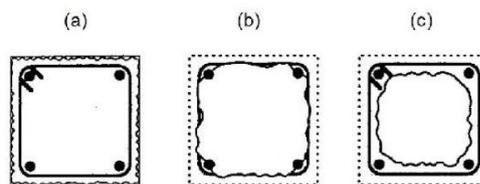


Figura 2.1 – Operações possíveis para preparação da superfície inicial (Gomes & Appleton, 1997)

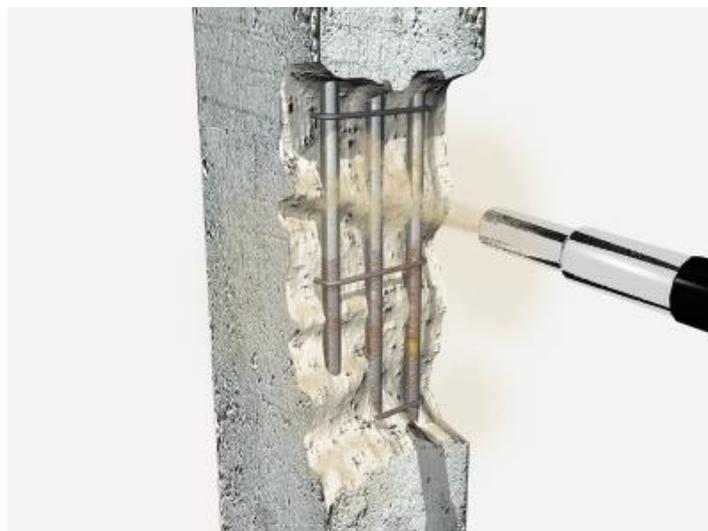


Figura 2.2 – Tratamento da superfície de um pilar com jato de areia (Caeiro, 2015)

- III. Colocação das armaduras de reforço – as armaduras adicionais são colocadas exteriormente à secção inicial, onde posteriormente serão envolvidas pelo betão da nova camada. Relativamente às armaduras de esforço transversal, estas devem envolver todas as armaduras longitudinais, restringindo a sua encurvadura, aumentando a resistência ao corte e o próprio confinamento do betão (Fardis, 2009).
- IV. Betonagem – o betão poderá ser aplicado com auxílio de cofragem ou projetado. Este último corresponde a um processo contínuo de aplicação de betão e, no caso de grandes quantidades, este torna-se o processo mais aconselhável.
- V. Cura – De acordo com (Emmons, 1994), o nível de humidade no substrato pode ser um aspeto crítico para se obter uma ligação de boa qualidade. Este autor defende que um substrato saturado com uma superfície seca pode ser considerado a melhor solução.

A eficácia do encamisamento está relacionada com a aderência entre os materiais, pretendendo-se que o elemento reforçado tenha comportamento monolítico, ou seja, que funcione como um todo. Num diagrama de tensão de corte-escorregamento, a resistência da ligação por aderência entre a secção inicial e a adicionada é assegurada pela adesão na fase inicial e pelo atrito na fase final. A adesão depende essencialmente da rugosidade, logo do tipo de tratamento da secção inicial, das classes de resistência dos betões novo e velho e do método de aplicação do material de reforço (tipicamente uma argamassa de alta resistência). Por sua vez, o atrito depende, fundamentalmente, da rugosidade da superfície inicial e da percentagem de armadura transversal (Casal, 2011).

2.3. Comparação com outras técnicas de reforço de pilares

Um projeto de reforço envolve sempre uma inspeção, recolha de informação disponível e avaliação das condições de segurança. De seguida, deverá ser concebido o reforço que minimize o custo de intervenção e a alteração na utilização da construção durante a execução do trabalho de reforço (Gomes & Appleton, 1997).

Os tipos mais comuns de reforço de elementos de betão armado são o encamisamento de betão armado, o encamisamento metálico, a colagem de polímeros reforçados com fibras (FRP – *fibre-reinforced polymer*) e a aplicação de perfis metálicos. De forma sucinta, descrevem-se seguidamente estas técnicas de reforço, referindo-se às suas principais vantagens e inconvenientes.

- I. **Encamisamento de betão armado** (ver figura 2.3) – esta técnica tem como vantagens a simplicidade de execução, recorrer a materiais correntes (aço e betão) e não necessitar de mão de obra especializada, sendo apenas necessário o conhecimento das técnicas de construção de estruturas novas. Ao contrário do que se verifica com outras técnicas de reforço, esta apresenta uma distribuição uniforme do acréscimo da rigidez do elemento e um aumento da

durabilidade do mesmo, já que garante uma maior proteção ao fogo e à corrosão das armaduras adicionais que estão envolvidas pelo betão. Um aspeto importante para a eficácia desta técnica relaciona-se com a ligação entre o betão existente e o betão a adicionar. A correta materialização da ligação garante um funcionamento conjunto entre os dois materiais. Como desvantagens refere-se, por um lado, o impacto arquitetónico, devido essencialmente ao aumento da dimensão do elemento reforçado e, por outro lado, caso se pretenda obter continuidade do reforço entre pisos, a necessidade da armadura longitudinal adicional a atravessar a laje. Isto obriga à execução de furos na laje que se for vigada, condiciona a posição dos varões longitudinais (Júlio E. N., 2001).



Figura 2.3 – Reforço de um pilar por encamisamento de betão armado (Bousias, Fardis, Spathis, & Biskinis, 2005)

- II. **Encamisamento metálico** (ver figura 2.4) – esta técnica consiste na colocação de chapas metálicas, soldadas entre si, a toda a volta do pilar ou apenas em troços críticos. A principal vantagem do método é a obtenção de um confinamento lateral eficaz e o aumento da resistência ao corte com um insignificante aumento da secção transversal (Waghmare, 2011), Apresenta como desvantagem a corrosão das chapas que se encontram expostas ao ambiente e, em caso de aplicação em edifícios, é necessário assegurar proteção contra o fogo (Júlio E. S., 2011).



Figura 2.4 – Pilar reforçado por encamisamento metálico (Site da empresa Y.H.H. Engineering Pte Ltd, s.d.)

- III. **Colagem de FRPs** (ver figura 2.5) – esta técnica é semelhante à anterior e surge como evolução da mesma, com a diferença de se usarem materiais compósitos reforçados com fibras em detrimento de chapas metálicas, eliminando-se o problema da suscetibilidade à corrosão. A melhor propriedade mecânica destas fibras é a sua elevada resistência à tração. Como inconvenientes, refira-se que estes materiais apresentam comportamento elástico até à rotura, ou seja, comportamento frágil. Por outro lado, é necessário assegurar adequada proteção para a ação do fogo, devido a perda de capacidades da resina epóxida utilizada na interface e ainda as resinas de alguns FRPs são sensíveis aos raios ultravioleta, exigindo uma proteção eficaz (Cruz, 2011).



Figura 2.5 – Reforço de um pilar com compósitos de fibras de carbono (Engenharia Civil, 2011)

- IV. **Aplicação de perfis metálicos** (ver figura 2.6) – esta solução consiste na introdução de contraventamentos metálicos (perfis), sendo frequentemente utilizada no reforço sísmico. A principal vantagem desta técnica é o aumento uniformemente distribuído de rigidez, não sendo necessário reforçar as fundações. Como desvantagens, exige mão de obra especializada e à semelhança de outras técnicas com aplicação de aço necessita de proteção contra o fogo, mais uma vez devido à perda de resistência das resinas de epóxico para temperaturas moderadamente elevadas.

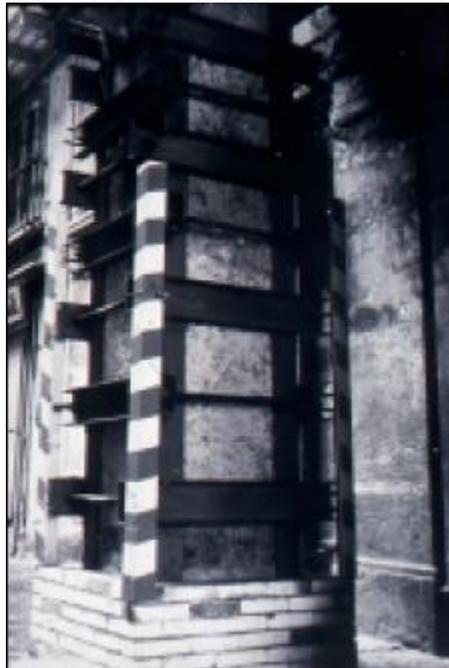


Figura 2.6 – Reforço de um pilar com perfis metálicos (Júlio E. N., 2001)

2.4. Parâmetros mais relevantes na resistência da interface

Como já referido anteriormente, a eficácia da técnica de encamisamento de betão armado depende da correta materialização da ligação entre o betão velho e o betão novo a adicionar, com o objetivo de obter o monolitismo do elemento estrutural final. Assim, no que concerne ao tratamento da superfície da interface, é prática corrente aumentar a sua rugosidade, utilizar para a camada de reforço um betão de alta resistência e aplicar conectores. Nos subcapítulos seguintes, descrevem-se estes mesmos parâmetros.

2.4.1. Rugosidade da interface

Existem vários tipos de tratamento da superfície de forma a aumentar a rugosidade do pilar original, tais como o tratamento com escova de aço ou jato de areia ou ainda o recurso ao uso de martelos pneumáticos. As resistências mais baixas observadas foram obtidas com o recurso a escova de aço. Quanto ao uso de martelos pneumáticos, diferentes autores referem que este provoca danos no betão

existente, devido à ação mecânica do martelo e, conseqüentemente, a redução da resistência da interface. Conclui-se que este método não é o mais indicado quando o betão original se apresenta em boas condições. Efetivamente, a técnica de tratamento com recurso a jato de água a alta pressão ou jato de areia é que a origina uma maior resistência na ligação betão-betão. Resta referir por último que também se pode optar por combinar os diferentes métodos descritos (Júlio E. N., 2001).

2.4.2. Aplicação de resinas epóxicas

Os resultados dos ensaios realizados acerca da influência da aplicação de resinas epóxicas na superfície da interface na resistência da ligação entre betões de diferentes idades, indiciam não haver melhoria da resistência da interface, desde que se aumente adequadamente a sua rugosidade (Júlio E. N., 2001).

2.4.3. Composição do betão de reforço

Nesta secção, apresentam-se os resultados de ensaios laboratoriais realizados (Júlio E. N., 2001) com o intuito de quantificar a influência da composição do betão de reforço na resistência da interface. Foram estudadas as seguintes situações para betão aos 28 dias, relativa a provetes cúbicos standard conservados em condições de temperatura e humidade de 20 °C e 100 % respetivamente (Júlio E. N., 2001):

- i. 30/30: betão original com uma resistência prevista à compressão de 30 MPa e betão de reforço com uma resistência prevista à compressão de 30 MPa;
- ii. 30/50: betão original com uma resistência prevista à compressão de 30 MPa e betão de reforço com uma resistência prevista à compressão de 50 MPa;
- iii. 30/100: betão original com uma resistência prevista à compressão de 30 MPa e betão de reforço com uma resistência prevista à compressão de 100 MPa.

Concluiu-se que os betões de classe mais elevada são os mais indicados para efetuar o reforço, tendo-se verificado um acréscimo de resistência da ligação com o aumento da resistência do betão do reforço, uma vez que se verificou rotura monolítica com o betão de reforço de maior resistência (30/50 e 30/100) em vez de rotura pela interface com o betão de menor resistência (30/30) (Júlio E. N., 2001).

2.4.4. Aplicação de conectores

Na prática, em algumas situações recorre-se ao uso de conectores de aço, dispostos perpendicularmente à superfície da interface, com o intuito de assegurar mais eficazmente o comportamento monolítico do elemento compósito.

Novamente nos ensaios realizados, verificou-se que o número de conectores não influencia significativamente o valor da carga responsável pelo descolamento da interface. Contudo, a resistência ao escorregamento aumenta com o número de conectores aplicados (Júlio E. N., 2001).

2.5. Ensaios experimentais – carregamento monotónico

A modelação numérica da presente dissertação teve como base um conjunto de ensaios laboratoriais realizados com o intuito de se estudar a interface betão-betão (Júlio E. N., 2001).

Considera-se importante descrever, sucintamente, os ensaios experimentais efetuados considerando um carregamento lento monotónico e os resultados principais obtidos, uma vez que os mesmos foram utilizados para validar o modelo de elementos finitos desenvolvido.

Na Tabela 2.1, encontra-se a designação e a descrição de cada um dos sete provetes ensaiados e submetidos a um carregamento lento monotónico.

Tabela 2.1 – Designação e descrição dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos (Júlio E. N., 2001)

Modelo	Descrição do Modelo
M1G1	Modelo não reforçado
M2G1	Modelo com o reforço não aderente
M3G1	Modelo monolítico (pilar original e encamisamento betonados simultaneamente)
M4G1	Modelo reforçado sem tratamento da superfície da interface
M5G1	Modelo reforçado com a superfície da interface tratada com jato de areia
M6G1	Modelo reforçado com a superfície da interface tratada com jato de areia e com conectores aplicados perpendicularmente à mesma
M1G3	Modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial (ao contrário dos restantes) e com a superfície da interface preparada com jato de areia

Com o intuito de simplificar a realização dos ensaios, na execução dos pilares reforçados optou-se por aplicar o esforço axial no momento do ensaio, ou seja, posteriormente à realização da operação de reforço. Usualmente, quando se efetua uma operação de reforço o elemento estrutural já se encontra esforçado, motivo pelo qual se considerou mais um modelo, o M1G3, em tudo semelhante ao M5G1, com a diferença de o reforço ter sido realizado após a aplicação do esforço axial (Júlio E. N., 2001).

Foi fixado um valor para o esforço axial reduzido do modelo original de 0,4, o que conduziu ao valor do esforço axial de 170 kN, a aplicar em todos os modelos ensaiados. Como não era possível manter este valor estável no decorrer dos ensaios, desenvolveu-se um equipamento para mantê-lo dentro do intervalo 160 kN – 180 kN (Júlio E. N., 2001).

De seguida, apresentam-se alguns dos parâmetros determinados nestes ensaios, considerados relevantes para a compreensão do comportamento de pilares reforçados, assim como para a validação do modelo numérico.

2.5.1. Carga e deslocamento de cedência

A determinação experimental do valor da carga de cedência forneceu o primeiro termo de comparação entre os vários modelos. A determinação do deslocamento de cedência foi fundamental atendendo a que foi com base nele que se definiu a história de deslocamentos para os ensaios lentos cíclicos, descritos no subcapítulo 2.6. (Júlio E. N., 2001).

O valor experimental da carga de cedência foi obtido através do cálculo da diferença entre os valores medidos nas duas células de carga do sistema de aplicação da carga horizontal, quando o valor médio das extensões nos varões mais tracionados igualava o valor da extensão de cedência (Júlio E. N., 2001). As figuras 2.7 a 2.13 apresentam os diagramas que representam o andamento da carga horizontal em função da extensão nos varões mais tracionados, para cada modelo experimental, e a partir dos quais se determinaram os valores da carga de cedência e do respetivo deslocamento.

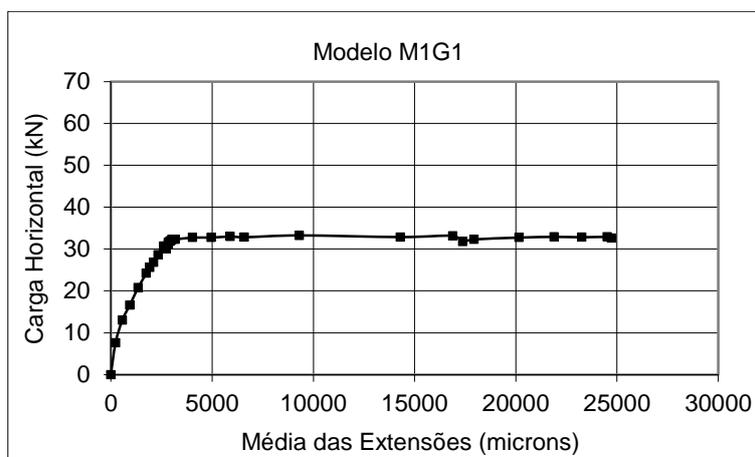


Figura 2.7 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M1G1 (Júlio E. N., 2001)

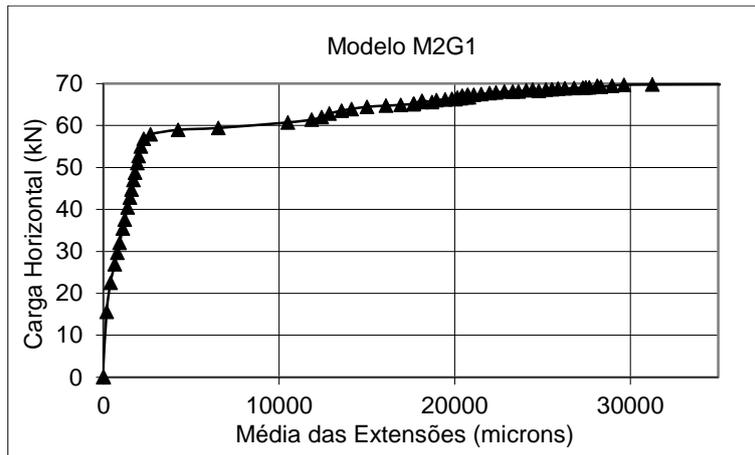


Figura 2.8 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M2G1 (Júlio E. N., 2001)

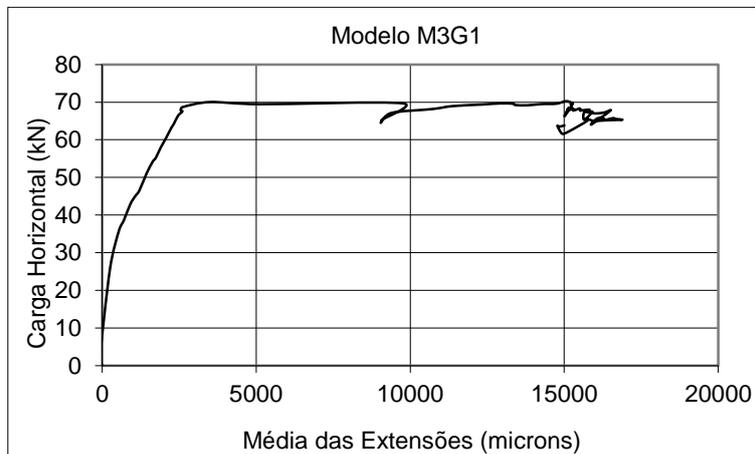


Figura 2.9 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M3G1 (Júlio E. N., 2001)

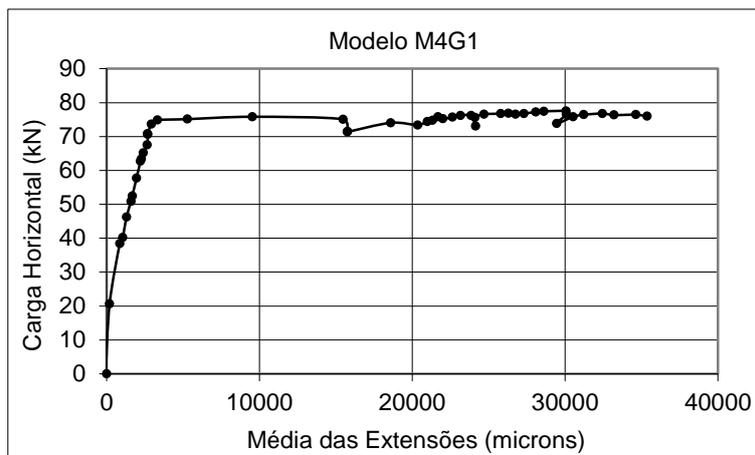


Figura 2.10 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M4G1 (Júlio E. N., 2001)

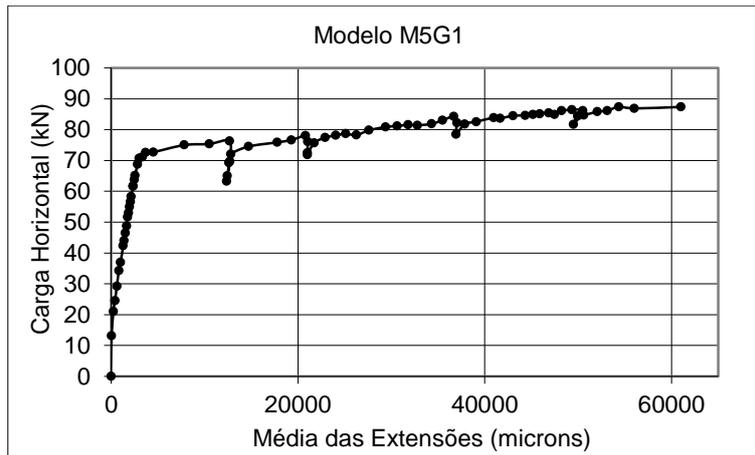


Figura 2.11 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M5G1 (Júlio E. N., 2001)

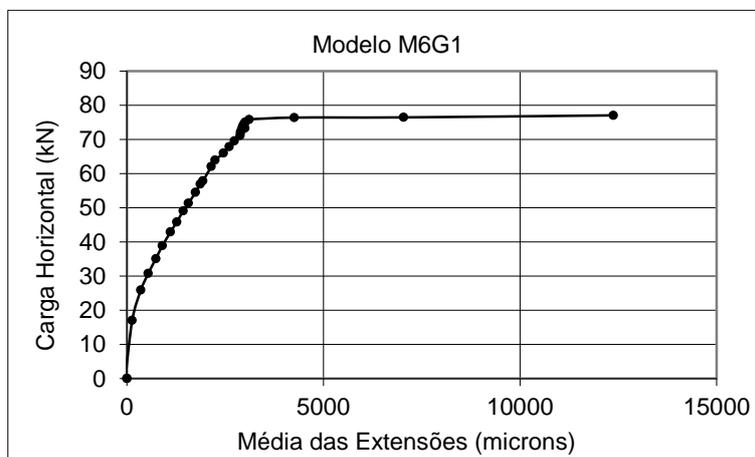


Figura 2.12 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M6G1 (Júlio E. N., 2001)

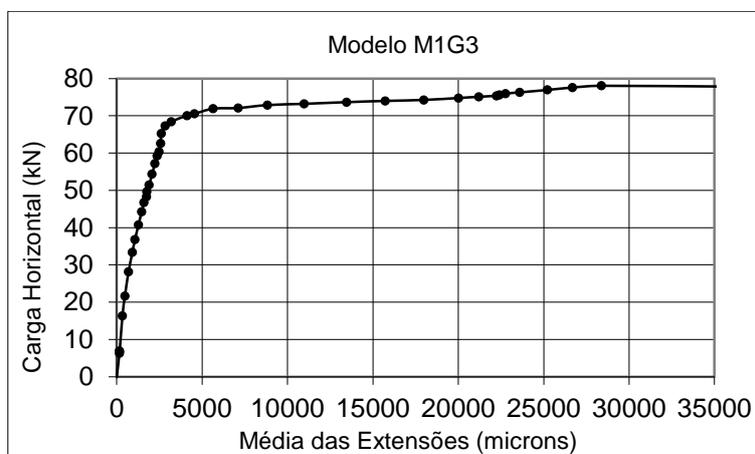


Figura 2.13 – Carga horizontal vs média das extensões nos varões mais tracionados do modelo M1G3 (Júlio E. N., 2001)

Na tabela 2.2 apresenta-se um resumo dos resultados experimentais obtidos, para cada um dos modelos ensaiados. São listados os valores medidos da carga horizontal e respetivo deslocamento, assim como do esforço axial instalado no instante em que, na secção de encastramento, as armaduras atingem a sua extensão de cedência.

Tabela 2.2 – Carga de cedência (F_y), deslocamento de cedência (δ_y) e esforço axial aplicado nesse instante (N_y) para cada modelo experimental (Júlio E. N., 2001)

Modelo	N_y (kN)	F_y (kN)	Δ_y (mm)
M1G1	168,9	29,9	8,75
M2G1	172,5	57,5	8,44
M3G1	173,2	66,8	7,37
M4G1	170,8	66,2	5,71
M5G1	170,9	64,5	5,63
M6G1	171,6	66,7	7,76
M1G3	170,5	61,1	7,14

Analisando os resultados apresentados na tabela 2.2, concluiu-se que todos os modelos apresentam comportamento monolítico, excetuando o modelo M2G1 (com reforço não aderente). Contudo, neste modelo não se obteve totalmente a pretendida não aderência. Chega-se ainda à conclusão que a aplicação do esforço axial antes ou depois da operação de reforço não tem influência significativa nos resultados (Júlio E. N., 2001).

2.5.2. Carga e deslocamento máximos

A determinação da carga máxima e do respetivo deslocamento foi outro parâmetro comparativo importante.

O valor experimental da carga máxima foi obtido através do cálculo da maior diferença entre os valores medidos nas duas células de carga do sistema de aplicação da carga horizontal (Júlio E. N., 2001).

Nas figuras 2.14 a 2.20, apresentam-se os diagramas que representam o andamento do valor da carga horizontal em função do deslocamento da secção de aplicação da mesma, para cada modelo ensaiado, a partir dos quais se determinou o valor experimental da carga máxima e respetivo deslocamento.

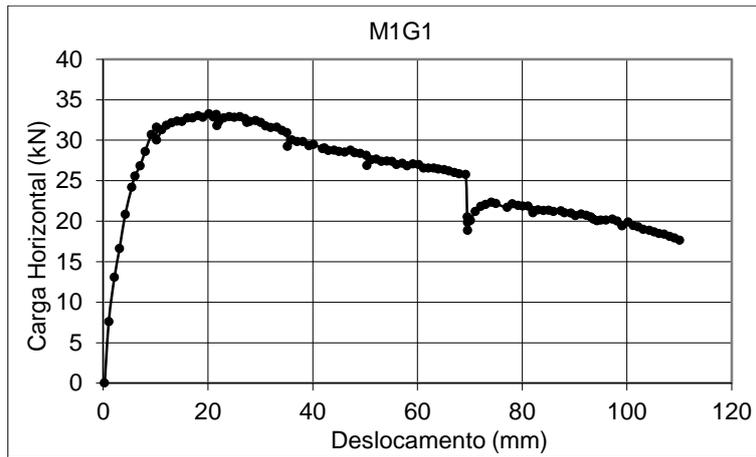


Figura 2.14 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M1G1

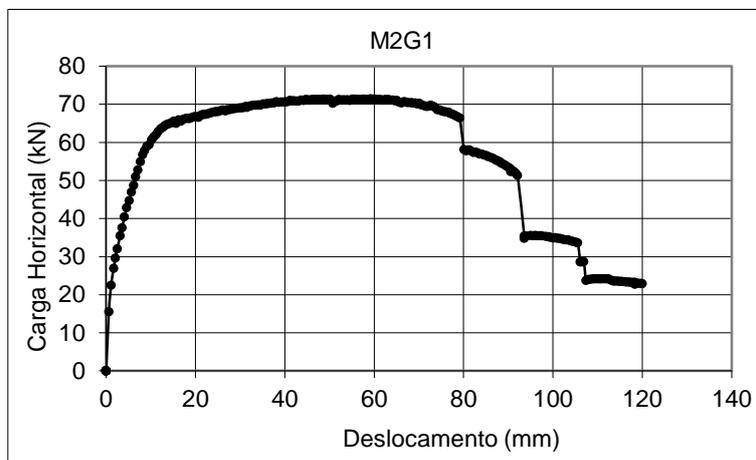


Figura 2.15 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M2G1

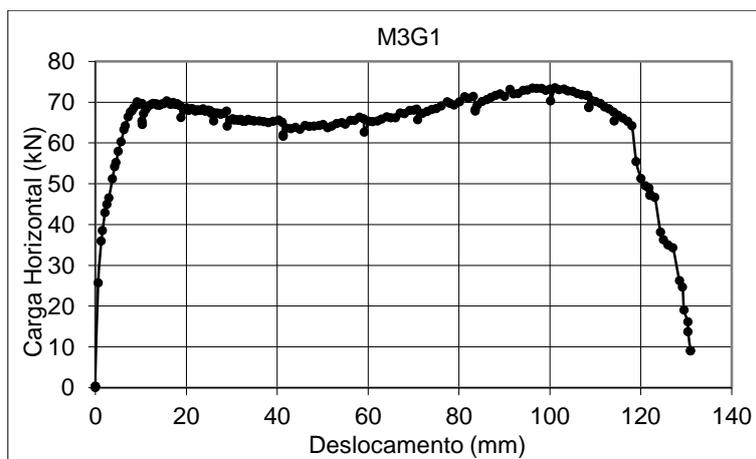


Figura 2.16 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M3G1

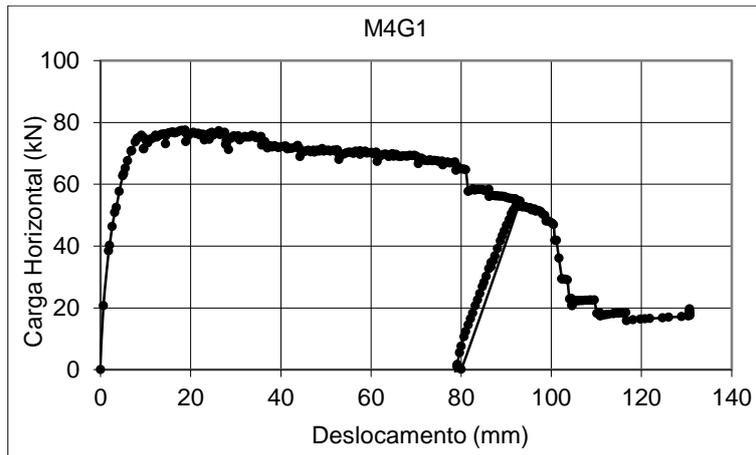


Figura 2.17 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M4G1

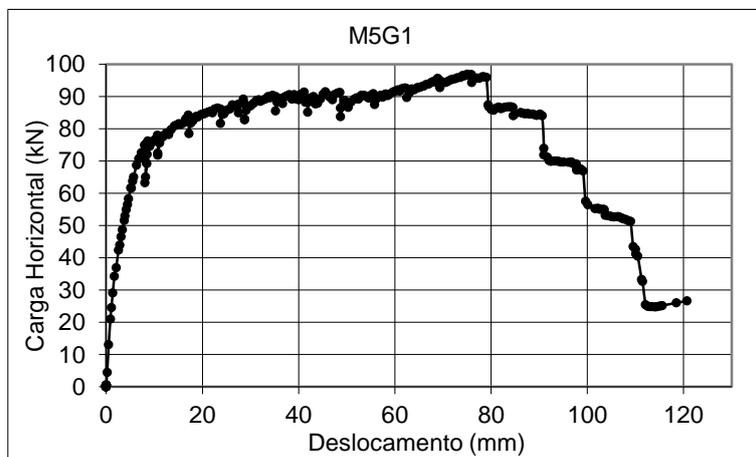


Figura 2.18 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M5G1

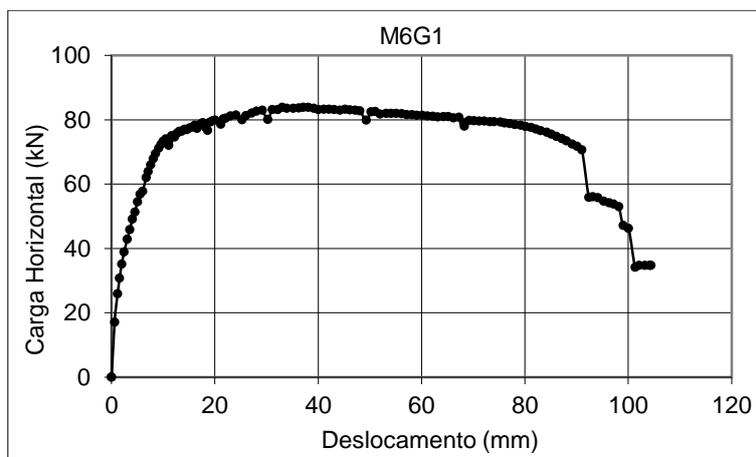


Figura 2.19 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M6G1

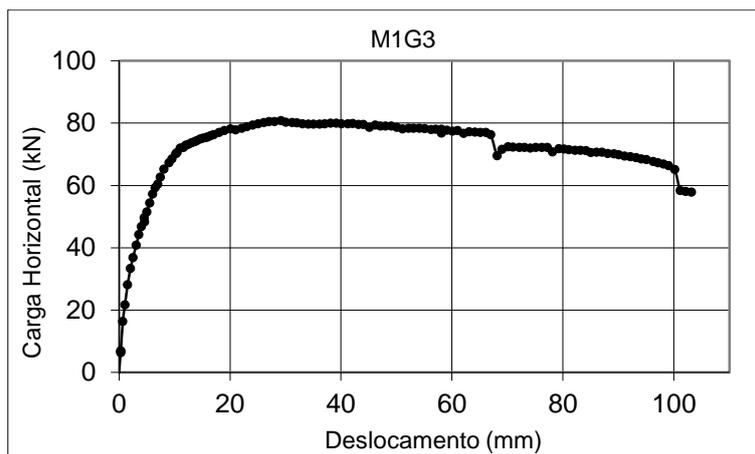


Figura 2.20 – Carga horizontal vs deslocamento horizontal no modelo M1G3

Para cada modelo de teste, registaram-se os valores experimentais da carga e deslocamento máximos e do esforço axial no mesmo instante. Na tabela 2.3 listam-se esses valores.

Tabela 2.3 – Carga de máxima ($F_{m\acute{a}x}$), deslocamento ($\delta_{m\acute{a}x}$) e esforço axial aplicado nesse instante ($N_{m\acute{a}x}$) para cada modelo experimental (Júlio E. N., 2001)

Modelo	$N_{m\acute{a}x}$ (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
M1G1	175,7	33,3	20,2
M2G1	173,3	71,5	59,1
M3G1	172,2	73,5	101,2
M4G1	177,6	77,5	18,7
M5G1	175,6	96,9	75
M6G1	174,7	83,8	33
M1G3	175,6	80,7	29,2

Pela análise da tabela 2.3, confirmam-se as conclusões apresentadas na subsecção 2.5.1. e conclui-se adicionalmente que a resistência dos modelos reforçados é muito superior à do modelo não reforçado (M1G1) e que a resistência dos modelos com reforço aderente é significativamente superior à do modelo com reforço não aderente (M2G1). Verifica-se que a resistência do modelo monolítico (M3G1) é ligeiramente inferior à dos restantes modelos com reforço aderente, pois como o comportamento destes últimos foi monolítico e se utilizou para betão de reforço um grout com maior resistência do que o betão do pilar, a resistência é superior à do modelo M3G1 em que o betão de reforço é o mesmo do betão do pilar inicial (Júlio E. N., 2001).

2.5.3. Carga e deslocamento últimos

O último parâmetro considerado relevante para a comparação dos resultados experimentais com os resultados numéricos foi o valor da carga última experimental.

Recorrendo novamente às curvas que representam a evolução da carga horizontal em função do deslocamento da secção de aplicação da mesma, determinou-se o valor da carga última e do deslocamento a ela associado. O valor da carga é medido quando ocorre a rotura de pelo menos um dos varões da armadura longitudinal, no caso do modelo não reforçado, ou de pelo menos um dos varões da armadura longitudinal do reforço, no caso dos modelos reforçados (Júlio E. N., 2001).

Na tabela 2.4 listam-se os valores obtidos experimentalmente para a carga horizontal e o deslocamento correspondente, para a situação última, assim como do esforço axial instalado no mesmo instante. Salienta-se que o deslocamento associado à carga última do modelo monolítico (M3G1) é notoriamente superior à dos restantes modelos reforçados (Júlio E. N., 2001).

Tabela 2.4 – Carga de última (F_u), deslocamento último (δ_u) e esforço axial aplicado nesse instante (N_u) para cada modelo experimental (Júlio E. N., 2001)

Modelo	N_u (kN)	F_u (kN)	δ_u (mm)
M1G1	175,4	25,8	69,2
M2G1	175,1	66,4	79,1
M3G1	173,4	64,2	118,1
M4G1	168,9	64,7	81,0
M5G1	172,5	95,9	79,0
M6G1	172,0	70,6	91,0
M1G3	177,2	76,3	67,0

2.6. Ensaios experimentais – carregamento cíclico

Nesta secção, procede-se à discussão dos resultados obtidos com os ensaios laboratoriais onde se aplicaram carregamentos cíclicos lentos nos sete provetes descritos na tabela 2.5 (Júlio E. N., 2001). À semelhança do que se verificou para o carregamento monotónico e pelo mesmo motivo, considerou-se mais um modelo de teste, M2G3, em tudo semelhante ao modelo M5G2, com a diferença de o reforço ter sido realizado após a aplicação do esforço axial (Júlio E. N., 2001).

Tabela 2.5 – Designação e descrição dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001)

Modelo	Descrição do Modelo
M1G2	Modelo não reforçado.
M2G2	Modelo com o reforço não aderente
M3G2	Modelo monolítico (pilar original e reforço executados simultaneamente)
M4G2	Modelo reforçado sem tratamento da superfície de interface
M5G2	Modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jato de areia
M6G2	Modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jato de areia e com conectores aplicados perpendicularmente à mesma
M2G3	Modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial (ao contrário dos restantes) e com a superfície preparada com jato de areia

De seguida apresentam-se alguns dos resultados obtidos nestes ensaios, nomeadamente a carga e o deslocamento de cedência e os diagramas histeréticos carga horizontal versus deslocamento da secção de aplicação da mesma, a partir dos quais se determinaram as cargas e os deslocamentos máximos e últimos.

2.6.1. Definição dos ensaios lentos cíclicos

Para a definição da história de deslocamentos impostos a considerar nestes ensaios, determinou-se para cada um dos modelos o valor do deslocamento de cedência δ_y a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos dos modelos análogos respetivos. São definidos quatro ciclos de amplitude crescente, com valores iguais a $0,25\delta_y$, $0,5\delta_y$, $0,75\delta_y$ e δ_y e, seguidamente, três ciclos também de amplitude crescente, com valores iguais a $2\delta_y$, $4\delta_y$, $6\delta_y$ e $8\delta_y$. Sendo os modelos simétricos, a amplitude em cada ciclo é igual para ambos os sentidos do deslocamento em relação ao ponto de aplicação da força horizontal (Júlio E. N., 2001).

Na tabela 2.6 encontram-se listados os valores das amplitudes, medidas em milímetros, dos ciclos de deslocamentos impostos para cada um dos provetes ensaiados.

Tabela 2.6 – Amplitudes em milímetros dos ciclos de deslocamentos impostos para cada um dos modelos

Modelo	0,25 δ_y	0,5 δ_y	0,75 δ_y	δ_y	2 δ_y	4 δ_y	6 δ_y	8 δ_y
M1G2	2,19	4,38	6,56	8,75	17,50	35,00	52,50	70,00
M2G2	2,11	4,22	6,33	8,44	16,88	33,76	50,64	67,52
M3G2	1,84	3,69	5,53	7,37	14,40	29,48	44,22	58,96
M4G2	1,43	2,86	4,28	5,71	11,42	22,84	34,26	45,68
M5G2	1,41	2,82	4,22	5,63	11,26	22,52	33,78	45,04
M6G2	1,94	3,88	5,82	7,76	15,52	31,04	46,58	62,08
M2G3	1,79	3,57	5,36	7,14	14,28	28,56	42,84	57,12

2.6.2. Carga e deslocamento de cedência

Para a determinação da carga e do deslocamento de cedência foi importante avaliar as extensões dos varões longitudinais do pilar, no modelo não reforçado, e dos varões longitudinais do reforço, nos restantes modelos, para as situações de pico correspondentes ao quarto ciclo de deslocamentos impostos. Avaliaram-se também as diferenças entre os valores da carga e do deslocamento de cedência calculados nos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos e nos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos. Para o caso do carregamento cíclico, estas grandezas foram calculadas a partir da curva correspondente ao quarto ou quinto ciclos, consoante as extensões nos varões tracionados no quarto ciclo eram, respetivamente, superiores ou inferiores à extensão de cedência de 2512×10^{-6} (Júlio E. N., 2001).

Na tabela 2.7, apresentam-se os valores do deslocamento de cedência obtidos no carregamento lento monotónico e os valores do deslocamento de cedência e da extensão no varão tracionado para os picos do quarto ciclo. Verifica-se que a opção tomada, de definir a história de carga para os ensaios lentos cíclicos a partir do deslocamento de cedência calculado no ensaio lento monotónico, forneceu resultados medianamente satisfatórios, uma vez que o valor da extensão nos varões mais tracionados não foi, à exceção dos modelos M6G2 e M2G3, muito superior ao valor experimental da extensão de cedência de 2512×10^{-6} (Júlio E. N., 2001).

Tabela 2.7 – Deslocamento de cedência (δ_y), das amplitudes positivas ($+\delta_y$) e negativas ($-\delta_y$) do quarto ciclo da história de carga dos ensaios lentos cíclicos e das respectivas extensões nos varões tracionados (Júlio E. N., 2001)

Modelo	δ_y (mm)	$+\delta_y$ (mm)	$\epsilon_{9,10}^{(1)}$ ($\times 10^{-6}$)	$-\delta_y$ (mm)	$\epsilon_{7,8}^{(1)}$ ($\times 10^{-6}$)
M1G2	8,75	+ 8,72	2513	-8,75	2291
M2G2	8,44	+ 8,40	2687	-8,63	2882
M3G2	7,37	+ 7,34	2498	-7,29	2494
M4G2	5,71	+ 5,68	2435	-5,69	2421
M5G2	5,63	+ 5,67	3077	-5,67	2051
M6G2	7,76	+ 7,83	3317	-7,7	4574 ⁽²⁾
M2G3	7,14	+ 7,00	6744	-7,08	2766

$\epsilon_{a,b}$ – valor médio lido nos extensómetros a-b

(1) No modelo M1G2 tem-se $\epsilon_{3,4}$ em vez de $\epsilon_{9,10}$ e $\epsilon_{1,2}$ em vez de $\epsilon_{7,8}$.

(2) O extensómetro 7 estava danificado sendo este o valor lido no extensómetro 8.

Na tabela 2.8 comparam-se os valores da carga e do deslocamento de cedência calculados a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos, com os correspondentes valores determinados com recurso aos ensaios lentos cíclicos. Pela análise da referida tabela, observa-se que os valores do deslocamento de cedência se aproximam para uma amplitude no mesmo sentido, com exceção dos modelos M6G2 e M2G3, e divergem para uma amplitude no sentido oposto, excetuando os modelos M3G2, M4G2 e M2G3. Quanto à carga de cedência, para uma amplitude positiva, os valores obtidos a partir dos ensaios lentos monotónicos coincidem razoavelmente com os valores obtidos nos ensaios cíclicos, à exceção dos modelos M4G2 e M2G3. Para uma amplitude negativa, os resultados coincidem razoavelmente nos modelos M1G2, M5G2, M6G2 e M2G3, diferindo nos restantes casos (Júlio E. N., 2001). Conclui-se que a decisão de definir a história de deslocamentos a partir do deslocamento de cedência determinado com base nos resultados dos ensaios lentos monotónicos foi correta (Júlio E. N., 2001).

Tabela 2.8 – Comparação dos valores experimentais da carga e deslocamento de cedência obtidos nos ensaios lentos monotônicos com os mesmos valores obtidos com os ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001)

Modelos	Ensaio Monotónico		Ensaio Cíclico			
	+ F_y (kN)	+ δ_y (mm)	+ F_y (kN)	+ δ_y (mm)	- F_y (kN)	- δ_y (mm)
M1G1/M1G2	29,9	8,75	31,0	8,72	-28,3	-10,15
M2G1/M2G2	57,5	8,44	58,7	8,07	-49,4	-7,46
M3G1/M3G2	66,8	7,37	62,4	7,79	-59,5	-7,20
M4G1/M4G2	66,2	5,71	57,5	5,86	-60,6	-5,83
M5G1/M5G2	64,5	5,63	67,4	4,93	-66,2	-7,29
M6G1/M6G2	66,7	7,76	66,3	6,24	-63,0	-5,60
M1G3/M2G3	61,1	7,14	52,0	5,65	-65,6	-6,52

2.6.3. Diagramas histeréticos carga versus deslocamento

A figura 2.21 ilustra o diagrama histerético força horizontal vs deslocamento no modelo não reforçado – M1G2 (Júlio E. N., 2001). Optou-se por só apresentar o diagrama histerético para o modelo M1G2, visto que é a situação que se tenta reproduzir no capítulo 6, referente à modelação dos ensaios cíclicos. Na tabela 2.9 listam-se os valores de pico da carga horizontal, em kN, para cada um dos ciclos dos diagramas histeréticos força horizontal vs deslocamento, obtidos com os ensaios lentos cíclicos realizados nos sete provetes previamente descritos.

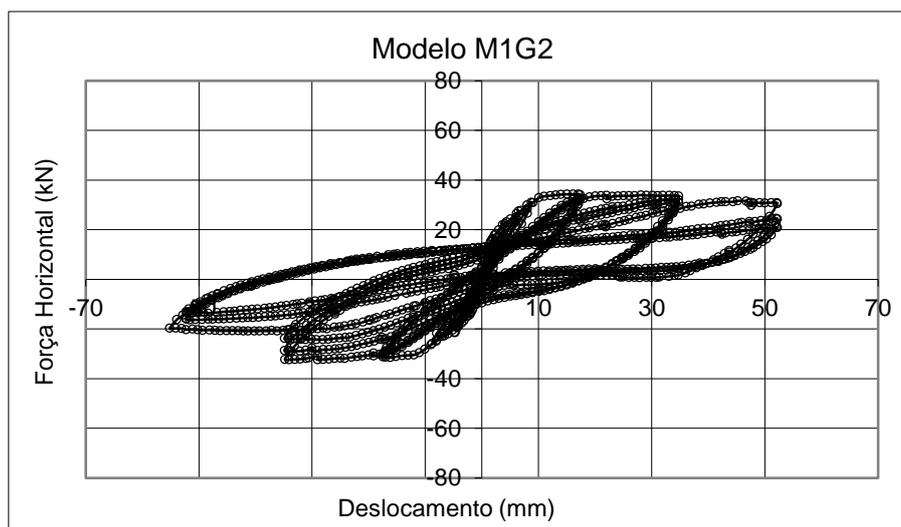


Figura 2.21 – Diagrama histerético força horizontal vs deslocamento da secção de aplicação da mesma no modelo M1G2 (Júlio E. N., 2001)

Tabela 2.9 – Valores de pico da carga horizontal em kN para cada ciclo dos diagramas histeréticos dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001)

Ciclo	δ/δ_y	M1G2	M2G2	M3G2	M4G2	M5G2	M6G2	M2G3
1	0,25	17,80	25,06	35,92	20,02	33,11	39,06	25,26
1	-0,25	-14,46	-27,42	-34,03	-24,27	-22,18	-38,41	-32,32
2	0,5	23,10	40,24	47,24	31,67	48,49	53,33	40,24
2	-0,5	-19,43	-39,33	-42,20	-40,63	-37,89	-53,85	-47,50
3	0,75	27,48	52,08	56,01	43,64	65,50	63,99	51,23
3	-0,75	-22,84	-46,26	-54,37	-50,65	-48,03	-64,65	-59,48
4	1	31,02	59,54	62,82	57,38	70,67	72,83	59,09
4	-1	-25,85	-51,23	-61,31	-60,07	-57,91	-73,74	-68,64
5	2	34,02	66,94	72,70	73,74	77,41	79,11	69,49
5	-2	-31,28	-55,55	-66,55	-70,60	-75,05	-77,60	-79,37
6	2	32,39	62,68	67,66	70,99	72,43	74,14	63,34
6	-2	-30,56	-52,28	-68,51	-68,44	-72,04	-74,40	-77,41
7	2	32,39	61,44	65,89	70,27	73,15	72,30	61,96
7	-2	30,03	-50,78	-67,59	-65,43	-67,33	-72,76	-75,77
8	4	33,50	68,64	71,45	80,29	80,61	79,96	72,43
8	-4	-32,26	-60,26	-73,55	-75,25	-78,85	-76,88	-82,44
9	4	32,06	64,52	66,54	69,49	74,53	74,99	64,39
9	-4	-28,73	-53,66	-70,80	-72,63	-75,31	-76,10	-78,98
10	4	30,95	58,66	63,73	70,54	72,70	71,65	62,55
10	-4	-23,82	-49,47	-68,31	-71,06	-73,68	-72,89	-77,28
11	6	30,49	64,91	65,50	77,80	77,60	73,74	68,64
11	-6	-19,76	-50,32	-65,63	-74,66	-76,29	-76,30	-80,35
12	6	24,34	60,85	61,24	70,80	72,70	68,64	58,50
12	-6	-15,83	-41,22	-60,07	-71,71	-73,42	-69,29	-76,95
13	6	20,87	50,91	57,06	68,97	68,44	65,96	56,27
13	-6	-13,15	-38,28	-53,13	-69,49	-70,80	-62,62	-73,68
14	8	-	62,16	59,94	72,89	73,42	49,93	56,80
14	-8	-	-39,06	-44,10	-72,17	-72,37	-48,81	-74,66
15	8	-	57,58	49,99	66,81	68,77	39,65	49,47
15	-8	-	-34,55	-36,45	-67,79	-69,55	-42,27	-52,48
16	8	-	51,43	39,98	62,95	61,18	38,15	38,80
16	-8	-	-31,67	-28,33	-65,83	-67,33	-36,19	-47,05

2.6.4. Carga e deslocamento máximos

Com base nos gráficos histeréticos força horizontal versus deslocamento referentes aos ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001), listam-se na tabela 2.10 os valores registados das cargas máximas positivas e negativas, em kN, e respetivo ciclo, para cada um dos provetes ensaiados.

Tabela 2.10 – Cargas horizontais máximas em kN e respetivo ciclo registadas nos ensaios lentos cíclicos (Júlio E. N., 2001)

Modelo	$F_{m\acute{a}x,cic}$ (kN/ciclo)			
M1G2	34,0	5	-32,3	8
M2G2	68,6	8	-60,3	8
M3G2	72,7	5	-73,6	8
M4G2	80,3	8	-75,3	8
M5G2	80,6	8	-78,9	8
M6G2	80,0	8	-77,6	5
M2G3	72,4	8	-82,4	8

Considerou-se relevante efetuar uma análise comparativa entre os resultados obtidos nos ensaios lentos monotónicos e nos ensaios lentos cíclicos. Pela comparação dos resultados observados na tabela 2.11, verifica-se que (Júlio E. N., 2001):

- i. A relação entre o valor da força máxima calculada a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos e o valor da mesma obtida a partir dos resultados dos ensaios cíclicos apresenta uma concordância quase perfeita, com exceção dos modelos M5G1 e M5G2;
- ii. Os modelos M4G2, M5G2 e M6G2 apresentam o mesmo valor para a força máxima, o que era expectável pelo facto de não ter ocorrido descolamento do reforço;
- iii. À exceção do modelo M1G2 (modelo não reforçado), todos os modelos atingiram a sua força máxima ao oitavo ciclo;
- iv. O valor da carga máxima só foi atingido para amplitudes negativas no caso dos modelos M3G2 e M2G3 e verificou-se uma diferença significativa dos valores obtidos para a carga máxima para amplitudes positiva e negativa no caso dos modelos M2G2 e M2G3.

Tabela 2.11 – Comparação dos resultados para a força máxima e respetivo deslocamento obtidos nos ensaios monotónicos e cíclicos (Júlio E. N., 2001)

Modelos	Ensaio Monotónicos		Ensaio Cíclicos				Relação
	$F_{m\acute{a}x,mt}$ (mm)	$\delta_{m\acute{a}x,mt}$ (mm)	$F_{m\acute{a}x,cic}$ (kN/ciclo)				$F_{m\acute{a}x,mt}/F_{m\acute{a}x,cic}$
M1G1/M1G2	33,3	20,2	34,0	5	-	-	0,98
M2G1/M2G2	71,5	59,1	68,6	8	-	-	1,04
M3G1/M3G2	73,5	101,2	-	-	-73,6	8	1,00
M4G1/M4G2	77,5	18,7	80,3	8	-	-	0,97
M5G1/M5G2	96,9	75,0	80,6	8	-	-	1,20
M6G1/M6G2	83,8	33,0	80,0	8	-	-	1,05
M1G3/M2G3	80,7	29,2	-	-	-82,4	8	0,98

2.6.5. Carga e deslocamento de rotura

Existem vários critérios para definir a rotura de modelos sujeitos a ensaios lentos cíclicos. Com o intuito de comparar o comportamento dos sete modelos ensaiados, consideraram-se os três critérios de rotura mais usados habitualmente (Júlio E. N., 2001):

- i. A carga de rotura equivale à carga associada ao último pico, depois do pico correspondente à carga máxima, cujo valor ainda é superior às cargas de referência (F_y , $0,75F_y$ ou $0,8F_{m\acute{a}x}$);
- ii. Atendendo à não simetria dos modelos, consideraram-se inicialmente duas cargas de rotura, uma para amplitude positiva e outra para amplitude negativa. Para uma amplitude de determinado sinal, a carga de rotura é a carga associada ao último pico desse sinal, depois do pico correspondente à carga máxima do mesmo sinal, cujo valor é ainda superior ao respetivo valor de referência.
- iii. A carga de rotura é a que, tendo sido determinada para ambas as amplitudes, ocorre primeiro.

Nas tabelas 2.12 a 2.14 apresentam-se, para cada um dos modelos, as cargas de referência, as cargas de rotura e as respetivas amplitudes e os ciclos em que estas ocorrem, de acordo com os critérios de rotura considerados.

Tabela 2.12 – Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o critério $F_{rot} > F_y$

Modelo	Amplitude Positiva				Amplitude negativa			
	F_y (kN)	F_{rot} (kN)	δ/δ_y	ciclo	$-F_y$ (kN)	$-F_{rot}$ (kN)	$-\delta/\delta_y$	ciclo
M1G2	31,0	32,1	4	9	-28,3	-28,7	-4	9
M2G2	58,7	64,5	4	9	-49,4	-50,3	-6	11
M3G2	62,4	65,5	6	11	-59,5	-60,1	-6	12
M4G2	57,5	-	-	-	-60,6	-	-	-
M5G2	67,4	68,8	8	15	-66,2	-	-	-
M6G2	66,3	68,6	6	12	-63,0	-69,3	-6	12
M2G3	59,1	68,6	6	11	-65,6	-74,7	-8	14

Tabela 2.13 – Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o critério $F_{rot} > 0,75F_y$

Modelo	Amplitude Positiva				Amplitude negativa			
	$0,75F_y$ (kN)	F_{rot} (kN)	δ/δ_y	ciclo	$-0,75F_y$ (kN)	$-F_{rot}$ (kN)	$-\delta/\delta_y$	ciclo
M1G2	23,3	24,3	6	12	-21,2	-23,8	-4	10
M2G2	44,0	-	-	-	-37,1	-39,1	-8	14
M3G2	46,8	50,0	8	15	-44,6	-53,1	-6	13
M4G2	43,1	-	-	-	-45,5	-	-	-
M5G2	50,6	-	-	-	-49,7	-	-	-
M6G2	49,7	49,9	8	14	-47,3	-48,8	-8	14
M2G3	44,3	49,5	8	15	-49,2	-52,5	-8	15

Tabela 2.14 – Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o critério $F_{rot} > 0,8F_{m\acute{a}x}$

Modelo	Amplitude Positiva				Amplitude negativa			
	$0,8F_{m\acute{a}x}$ (kN)	F_{rot} (kN)	δ/δ_y	ciclo	$-0,8F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$-F_{rot}$ (kN)	$-\delta/\delta_y$	ciclo
M1G2	27,2	30,5	6	11	-25,8	-28,7	-4	9
M2G2	54,9	60,9	6	12	-48,2	-50,3	-6	11
M3G2	58,2	61,2	6	12	-58,8	-60,1	-6	12
M4G2	64,2	66,8	8	15	-60,2	-	-	-
M5G2	64,5	68,8	8	15	-63,1	-	-	-
M6G2	64	66	6	13	-62,1	-62,6	-6	13
M2G3	57,9	58,5	6	12	-66	-74,7	-8	14

Antes de se analisarem os resultados listados nas três tabelas anteriores, é de referir que era expectável que o comportamento dos modelos M4G2, M5G2 e M6G2 fosse idêntico, uma vez que não houve descolamento e a única diferença entre eles reside no tipo de tratamento da superfície da interface. Paralelamente, era também de esperar que o comportamento do modelo M2G3 fosse aproximadamente igual aos anteriores, pois concluiu-se no caso dos ensaios lentos monotónicos que o facto do reforço ser realizado antes ou depois da aplicação do esforço axial não teve influência significativa nos resultados dos modelos ensaiados. Em contrapartida, o comportamento do modelo M3G2 seria de antecipar que fosse ligeiramente diferente dos anteriores, mais uma vez pelo facto do betão de reforço ser o mesmo do betão do pilar inicial. Por último, o comportamento dos modelos M2G2 (modelo com reforço não aderente) e M1G2 (modelo não reforçado) seria significativamente diferente dos anteriores (Júlio E. N., 2001).

De seguida, apresenta-se uma análise comparativa dos principais resultados das tabelas 2.12 a 2.14, referentes a cada critério de rotura adotado (Júlio E. N., 2001).

- i. Para o critério $F_{rot} > F_y$, constata-se que a carga de rotura para os modelos M5G2, M6G2 e M2G3 é idêntica, não se tendo obtido nenhum valor para o modelo M4G2. Confirma-se não ter importância significativa o reforço ser realizado antes ou depois da aplicação do esforço axial. Também se confirmou que a carga de rotura do modelo monolítico, M3G2, era ligeiramente inferior à dos modelos anteriores e que a carga de rotura do modelo não reforçado era significativamente inferior à de todos os modelos anteriormente referidos. Quanto ao modelo M2G2, a carga de rotura não se apresentou notoriamente diferente da dos modelos M5G2 e M6G2, possivelmente devido ao facto do comportamento para amplitudes positivas se aproximar mais do comportamento teórico monolítico do que do comportamento teórico não aderente;
- ii. Para o critério $F_{rot} > 0,75F_y$, não se atingiu, nos ciclos realizados, a carga de rotura para os modelos M4G2 e M5G2. Os resultados obtidos são semelhantes aos obtidos para o critério anterior, com exceção da carga de rotura do modelo não aderente, M2G2, que é significativamente inferior à dos modelos M6G2 e M2G3, como se tinha suposto inicialmente.
- iii. Para o último critério $F_{rot} > 0,8F_{max}$, chega-se sensivelmente às mesmas conclusões. Contudo, contrariamente ao que se verificou para os outros critérios, a carga de rotura do modelo M2G3 é inferior à dos modelos M4G2, M5G2 e M6G2.

3. Modelação numérica dos ensaios lentos monotónicos

3.1. Introdução

No presente capítulo, apresenta-se a descrição da modelação numérica realizada de um conjunto de pilares submetidos a carregamentos lentos monotónicos. Os modelos numéricos desenvolvidos baseiam-se na aplicação do Método dos Elementos Finitos e foram calibrados com base nos resultados obtidos experimentalmente (Júlio E. N., 2001). Na construção desses modelos numéricos foi utilizado o programa comercial (Abaqus, 2013).

Numa primeira fase, simulou-se o comportamento de um pilar de betão armado não reforçado com comportamento elástico linear, sujeito a carregamento monotónico. Este modelo permitiu validar a geometria dos elementos, as condições de fronteira e de contato, o carregamento aplicado, assim como o refinamento da malha de elementos finitos utilizada. De seguida, utilizou-se o modelo anterior considerando um comportamento fisicamente não linear para o betão e para o aço.

Numa segunda fase, procedeu-se à modelação de um pilar reforçado com comportamento monolítico. À semelhança do procedimento anterior, primeiro assumiu-se um comportamento elástico linear para o betão original e para o betão de reforço, de modo a confirmar a existência de total coincidência de deslocamentos nos nós da superfície de interface. De seguida, considerou-se um comportamento não linear para os materiais e submeteu-se o modelo ao carregamento monotónico.

3.2. Método dos elementos finitos

Por forma a realizar uma análise estrutural mais adequada, tornou-se por vezes necessário o recurso a modelos que se aproximem o mais possível das situações reais que se pretendem analisar (Reis, 2009). Estes modelos, matemáticos ou numéricos, permitem determinar soluções aproximadas relativas a problemas no domínio da análise de estruturas e da mecânica de fluidos e no estudo de fenómenos de transferências de calor (Luz, 2013). Na presente dissertação realiza-se uma análise por intermédio de um método numérico, o Método dos Elementos Finitos (MEF). Será utilizado para este efeito o programa comercial, (Abaqus, 2013).

A necessidade de se efetuarem análises estruturais complexas, nomeadamente a resolução de problemas na área de Engenharia de Estruturas, fez com que surgisse o MEF, que tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária quando sujeito a ações exteriores (Reis, 2009).

O MEF consiste num processo de discretização de um meio contínuo que está subdividido em elementos mais pequenos com geometria mais simples (elementos finitos) que contém as mesmas propriedades dos elementos que lhes deram origem. A divisão do meio contínuo depende da qualidade dos resultados que se pretendem obter, sendo que quanto maior for o número de elementos considerado na discretização, maior será a precisão da solução aproximada (Reis, 2009).

O método apresenta inúmeras vantagens, destacando-se a capacidade de se adaptar facilmente a qualquer geometria, o facto de ser possível aplicar cargas em qualquer ponto do modelo, assim como permitir elementos adjacentes constituídos por materiais diferentes e a possibilidade de se criarem as restrições que forem necessárias (Reis, 2009).

3.3. Definição dos modelos

Nesta secção descreve-se a construção dos modelos numéricos, nomeadamente no que se refere à definição da geometria do pilar, das armaduras e da sapata, à caracterização da lei constitutiva dos materiais e ao tipo e número de elementos finitos considerados. Adicionalmente, explicita-se o tipo de análise adotada, o carregamento aplicado e as condições de fronteira e de contacto entre os diferentes elementos.

3.3.1. Geometria dos modelos

O pilar inicial apresenta uma secção transversal com $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$ e uma altura de 1,35 m, estando encastrado num paralelepípedo de suporte com dimensões $0,5 \times 1 \times 0,5 \text{ m}^3$.

Quanto à disposição das armaduras, o elemento estrutural contém 6 varões longitudinais, 3 por face, com 10 mm de diâmetro e cintas de 6 mm de diâmetro, espaçadas de 15 cm, a envolver os varões longitudinais ao longo da altura do pilar (ver figura 3.1). Para simular o comprimento de amarração prolongaram-se os varões longitudinais 15 cm para o interior do bloco de suporte.

Para o modelo reforçado, foi acrescentada uma camada de reforço com 3,5 cm de espessura até uma altura de 0,9 m, em torno de toda a secção transversal. Adotou-se uma quantidade de armadura de reforço longitudinal semelhante à do modelo inicial (3 varões com 10 mm de diâmetro por cada face) e o dobro da armadura de reforço transversal do pilar inicial, ou seja, cintas de 6 mm de diâmetro espaçadas de 7,5 cm e, como tal, intercaladas com as cintas iniciais. Na figura 3.2, ilustra-se a geometria do elemento inicial e na tabela 3.1 listam-se as dimensões da secção transversal.

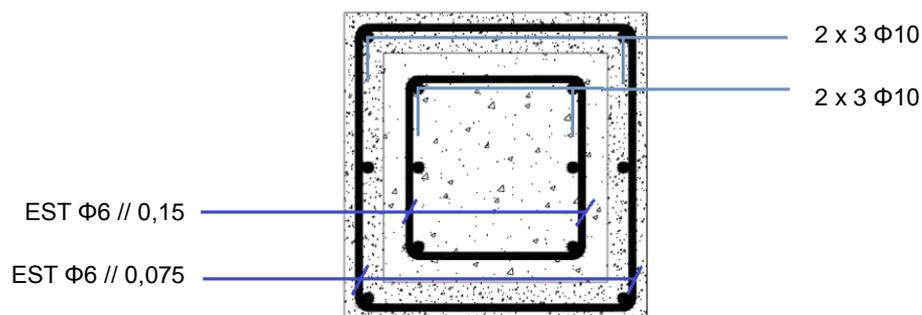


Figura 3.1 – Secção transversal do modelo reforçado (Júlio E. N., 2001)

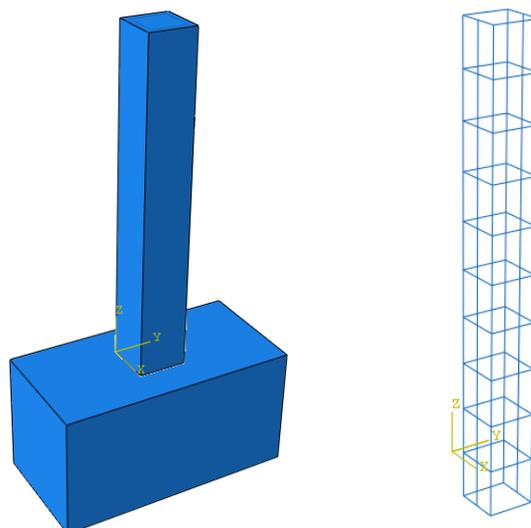


Figura 3.2 – Geometria do pilar inicial, do bloco de suporte e das armaduras longitudinal e transversal do elemento inicial

Tabela 3.1 – Características da secção transversal dos modelos numéricos reforçados (Júlio E. N., 2001)

Características da secção transversal	
Secção transversal do pilar	0,20 x 0,20 m ²
Armadura longitudinal do modelo	3 Φ 10/face
Armadura transversal do modelo	Φ 6 // 0,15 m
Recobrimento do modelo à cinta	0,02 m
Espessura do reforço	0,035 m
Armadura longitudinal do reforço	3 Φ 10/face
Armadura transversal do reforço	Φ 6 // 0,075 m
Recobrimento do reforço à cinta	0,01 m

3.3.2. Modelação dos materiais

3.3.2.1. Betão

A modelação do betão é feita em duas etapas. Na primeira assumiu-se um comportamento elástico linear para o material estrutural. Adotou-se para este efeito um módulo de Elasticidade de 30 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,20 e uma massa específica de 2500 Kg/m³.

Numa segunda fase, considerou-se um comportamento fisicamente não linear para o betão. Para este fim, o programa Abaqus disponibiliza algumas alternativas de modelos constitutivos. Entre estes salientam-se o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) e o *Smearred Crack Concrete Model* (SCCM).

O uso do modelo SCCM é adequado para aplicações em que o betão está sujeito essencialmente a carregamentos monotónicos e a baixas pressões de confinamento (Abaqus, 2013). Uma vez que no

âmbito deste projeto se pretendem modelar também os ensaios cíclicos, optou-se pelo modelo CDP. De seguida, discute-se mais pormenorizadamente o modelo adotado, justificando-se a opção tomada.

O CDP, também entendido como Modelo de Dano Plástico, é um modelo de dano contínuo que pretende simular o comportamento fisicamente não linear do betão e descrever a degradação progressiva das suas propriedades mecânicas. Sob o efeito de baixas pressões de confinamento, assume-se que os dois principais mecanismos de rotura do betão são a fendilhação à tração e o esmagamento por compressão. É aconselhável a utilização deste modelo quando o betão está sujeito a um carregamento cíclico, podendo haver recuperação de rigidez do elemento durante as reversões do sentido de carregamento. O modelo CDP pode ser utilizado para elementos em betão simples, embora se destine primordialmente para a análise de elementos em betão armado (Abaqus, 2013).

A relação constitutiva definida para este modelo é função da curva de compressão e de tração do betão, assim como de determinados parâmetros, nomeadamente do ângulo de dilatância (ψ), da razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{bo}/σ_{co}), da razão dos invariantes de segunda ordem do meridiano de tração e do meridiano de compressão (Kc) e da excentricidade do potencial de fluxo (ϵ). (Dutra, 2014) aponta que o ângulo de dilatância varia usualmente entre 30° e 40°, tendo-se assumido na presente dissertação o valor de 30°. Para os restantes parâmetros admitiram-se os valores assumidos por defeito (Abaqus, 2013).

Os valores a introduzir no Abaqus para completa definição do modelo CDP são os pares tensões de compressão (σ_c) / deformações plásticas (ϵ_p), sendo que estas últimas se obtêm subtraindo as deformações elásticas (ϵ_e) às deformações totais (ϵ_c) em cada ponto da curva. Antes da realização dos ensaios experimentais, foram elaborados ensaios *in-situ* de provetes cúbicos por forma a avaliar a resistência real do betão original (Júlio E. N., 2001). Com base nesses resultados, assumiu-se um valor de 35 MPa para o valor médio da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias (f_{cm}).

Para efeitos de projeto, devem ser utilizados diagramas tensão-extensão convenientemente idealizados para análises lineares e não lineares, quer para efeitos de análise estrutural quer para efeitos de dimensionamento de secções. A figura 3.3 representa a curva uniaxial tensão/deformação presente no Eurocódigo 2 – parte 1-1, para a análise estrutural (EC2-1, 2010).

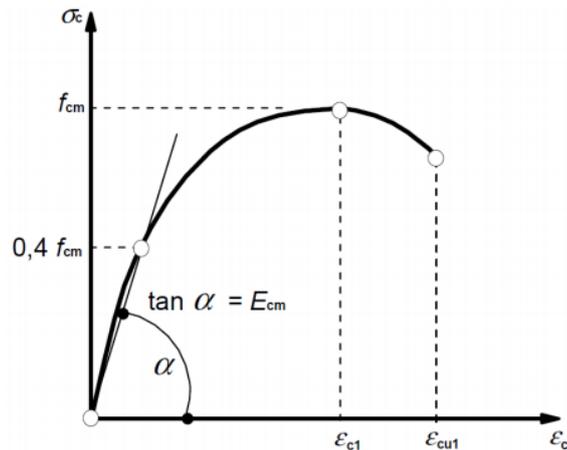


Figura 3.3 – Relação tensões-extensões para a análise estrutural (EC2-1, 2010)

Para análise linear considera-se o módulo de elasticidade secante definido pela origem, para $\sigma_c = 0$, e $\sigma_c = 0.4 f_{cm}$. Para análise não linear, até ao valor de extensão $\epsilon_{cu1} = 3,5 \text{ ‰}$, considera-se a parábola de 2º grau ilustrada na figura 3.4 e traduzida pela equação 3.1:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right) \quad (3.1),$$

onde:

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1};$$

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\epsilon_{c1}| / f_{cm};$$

ϵ_{c1} é a extensão na tensão de compressão máxima;

Quanto ao comportamento do betão à tração após fissuração, este pode ser representado de duas formas alternativas: ou pela relação tensão vs energia de fratura ou pela relação tensão vs deformação do material. No trabalho desenvolvido, optou-se pelo primeiro critério. Com esta abordagem, o comportamento do betão é caracterizado por uma resposta tensão vs deslocamento, sendo este deslocamento referente à abertura da fissura. A área do gráfico tensão vs deslocamento representa a energia de fratura, ou seja a energia necessária para que se forme uma fissura completa de área unitária. O manual do Abaqus sugere valores de energia de fratura, G_F , variando de 40 N/m para betões com f_{cm} de 20 MPa, a 120 N/m para betões com f_{cm} de 40 MPa (Model Code 2010 - volume I, 2010).

No presente trabalho, adotou-se o valor de 60 N/m para energia de fratura, G_f , e assumiu-se um valor de 3 MPa para a resistência do betão à tração (f_{ctm}).

3.3.2.2. Aço

A resistência do aço foi definida com base nos ensaios experimentais. Admitiu-se que o aço tem um comportamento elasto-perfeitamente plástico, com uma tensão de 526 MPa. Definiu-se o valor de 209,5 GPa para o módulo de Elasticidade, o valor de 0,30 para o coeficiente de Poisson e o valor de 7860 Kg/m³ para a massa específica (Júlio E. N., 2001).

3.3.2.3. Validação da relação constitutiva dos materiais

Com o intuito de verificar se a lei constitutiva dos materiais definida no programa consegue reproduzir o comportamento material pretendido, efetuou-se um teste numérico com um cubo de 20 mm de lado, o qual é sujeito a estados de tração e compressão puros. Na definição do modelo a analisar, foram tidas em consideração todas as simplificações de simetria possíveis (em cada face interior impediu-se o deslocamento segundo a normal à mesma). Na face exterior aplicou-se um deslocamento em toda a sua extensão, induzindo primeiro um estado de compressão e de seguida um estado de tração. Na figura 3.4 encontra-se uma representação desse cubo, sujeito a um deslocamento imposto que comprime o mesmo e nas figuras 3.5 a 3.7 apresentam-se os gráficos tensão vs deslocamento para cada um dos casos considerados.

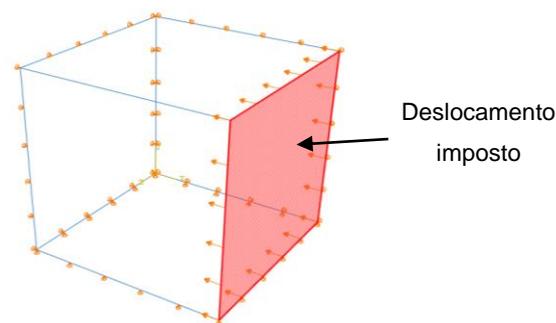


Figura 3.4 – Representação do cubo utilizado para a verificação da lei constitutiva dos materiais

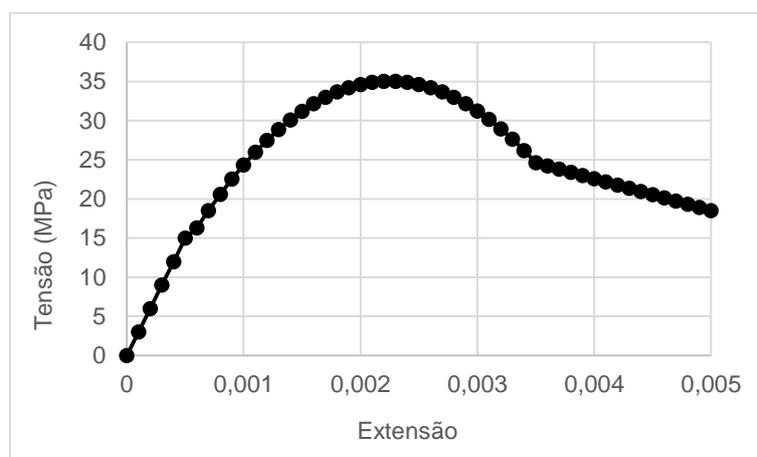


Figura 3.5 – Curva tensão vs extensão total representativa do comportamento do betão à compressão

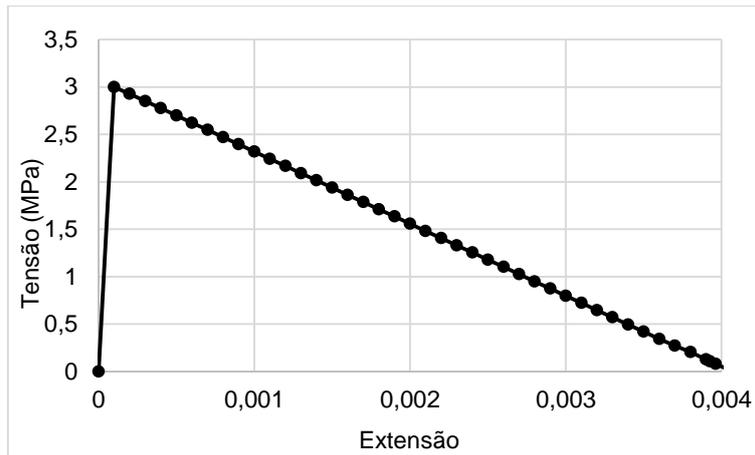


Figura 3.6 – Curva tensão vs extensão total representativa do comportamento do betão à tração

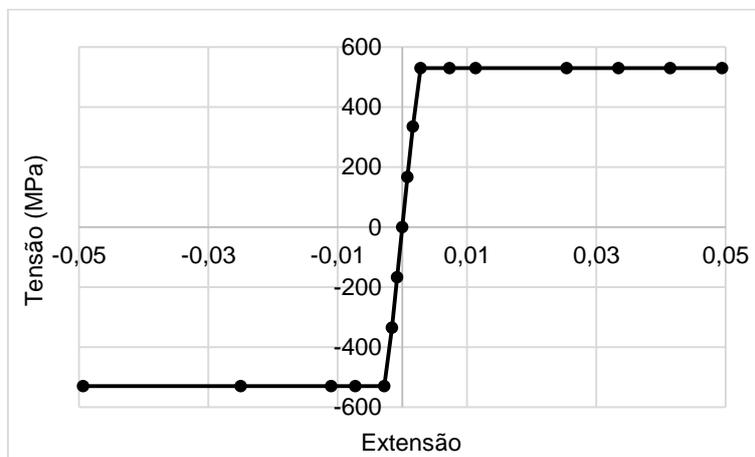


Figura 3.7 – Curva tensão vs extensão total representativa do comportamento do aço à compressão e à tração

3.3.3. Condições de fronteira e de contacto

Nos modelos desenvolvidos, o pilar encontra-se rigidamente ligado na sua face inferior a um elemento paralelepédico de dimensão considerável, o qual tem por finalidade simular o suporte rígido onde se encastram os pilares. Optou-se por considerar a existência deste bloco, por forma a simular, o mais realisticamente possível, os ensaios laboratoriais efetuados. Considera-se que na sua base, o bloco tem os deslocamentos impedidos em todas as direções.

Quanto à definição do contacto entre os elementos, optou-se pelo tipo *tie* para a ligação de todos os elementos de betão. Este tipo de contacto impede a existência de deslocamentos relativos entre as superfícies em contacto, mesmo que os nós na interface dos dois elementos não sejam coincidentes. Para a ligação das armaduras iniciais e de reforço aos respetivos elementos de betão adotou-se um contacto do tipo *embedded region*, que permitiu incorporar os varões e cintas dentro do volume ocupado pelas peças de betão (Abaqus, 2013).

3.3.4. Carregamento

Para a validação dos modelos numéricos, estes foram primeiro sujeitos a um carregamento lento monotónico, através da imposição de um deslocamento horizontal crescente a 1 metro de altura, medido a partir da base do pilar.

A aplicação do deslocamento é pontual. Para evitar uma pouco realista concentração de tensões no betão que poderia originar fissuração indevida, é colocada uma chapa de elevada rigidez entre a face do pilar e o ponto no qual se impõe o deslocamento, o que aliás reproduz mais fielmente o ensaio experimental. Em alternativa, aplicou-se o deslocamento através da consideração de uma variação de temperatura aplicada a uma biela que se encontra numa extremidade fixada ao pilar e encastrada na outra.

Finalmente, resta referir que antes da aplicação do deslocamento, o pilar é submetido a um esforço axial de 170 kN, simulado nesta modelação através de uma pressão no topo do pilar original com o valor de 4250 kPa. A figura 3.8 ilustra o conjunto de carregamentos a que os modelos numéricos se consideram submetidos.

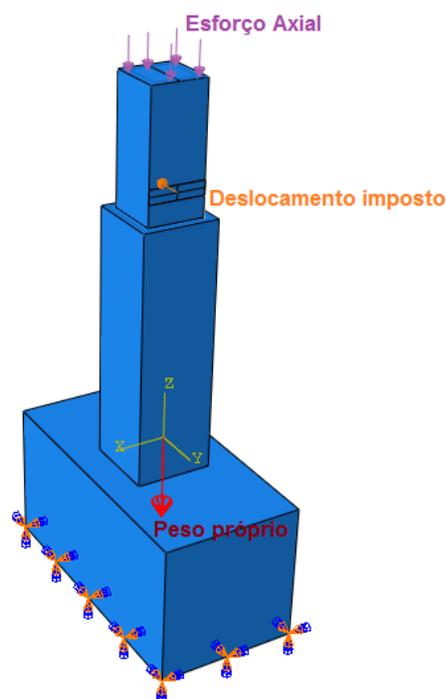


Figura 3.8 – Carregamento aplicado

3.3.5. Tipo de elemento finito e suas dimensões

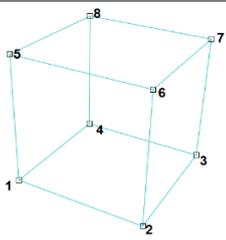
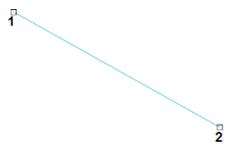
Na modelação dos modelos desenvolvidos, consideraram-se dois tipos de elementos finitos. Para discretizar o pilar original, o bloco de suporte, a camada de reforço e a chapa rígida, consideraram-se elementos finitos tridimensionais paralelepípedicos de 8 nós (C3D8R), (Abaqus, 2013). Para discretizar

as armaduras definiram-se elementos de barra de 2 nós (tabela 3.2). Cada nó tem apenas como graus de liberdade as translações segundo as direções dos eixos coordenados, ou seja cada nó apresenta 3 graus de liberdade.

O pilar inicial encontra-se todo ele discretizado com elementos finitos de dimensão aproximada de 2,5 cm de lado, o que quer dizer que, em cada aresta da secção transversal do pilar, existem 8 elementos. Inicialmente procurou-se garantir a coincidência dos nós na superfície de interface entre as várias zonas da estrutura, embora tal não seja obrigatório no Abaqus, para assegurar a compatibilidade na malha de elementos finitos. A chapa rígida e a camada de reforço também são discretizadas com elementos finitos com 2,5 cm de lado. As armaduras longitudinais e transversais, quer as originais quer as de reforço, são discretizadas com elementos com 2,5 cm de comprimento.

O bloco de suporte encontra-se discretizado em elementos finitos de maior dimensão, na sua maioria com 20 cm de lado, uma vez que não se pretende analisar os seus deslocamentos/esforços pois este elemento estrutural não é condicionante para a análise. Na tabela 3.2 lista-se o número de elementos finitos e de nós considerado na discretização efetuada para cada parte dos modelos numéricos e apresenta-se ainda uma representação do tipo de elemento finito utilizado.

Tabela 3.2 – Síntese do número total de elementos finitos e de nós de cada parte do modelo e representação esquemática do tipo de elemento utilizado

Parte	Número de Elementos	Número de Nós	Tipo de Elemento Finito
Pilar	1476	2058	
Maciço de suporte	45	96	
Chapa rígida	12	42	
Camada de reforço	2592	4070	
Armadura longitudinal do modelo	74	75	
Armadura transversal do modelo	24	24	
Armadura longitudinal do reforço	56	57	
Armadura transversal do reforço	24	24	

3.3.6. Tipo de análise numérica

Nos modelos numéricos desenvolvidos considerou-se uma análise estática incremental, a qual se baseia na determinação de esforços e deformações, não considerando a existência de acelerações ou de forças de inércia.

Para simular os ensaios experimentais utilizou-se o método de controlo de deslocamentos, sendo o deslocamento imposto aplicado em vários incrementos. A análise estática pode ser linear ou não linear.

No primeiro caso, o estado de deformação depende do estado final de tensão. Por sua vez, nas análises não lineares, a deformação ocorrida depende de todo o histórico de carregamento. Nos testes numéricos efetuados, considerou-se tanto a não linearidade física, associada ao comportamento dos materiais estruturais, como a não linearidade geométrica, a qual se relaciona com o facto de se estabelecerem as equações de equilíbrio na configuração deformada da estrutura. Adotou-se o método de Newton-Raphson para a obtenção do equilíbrio em cada incremento (Abaqus, 2013).

3.4. Validação dos modelos numéricos desenvolvidos

3.4.1. Carregamento monotónico

3.4.1.1. Modelo não reforçado

Numa primeira abordagem, desenvolveu-se um modelo numérico para o pilar não reforçado, admitindo um comportamento elástico linear para os materiais (betão e aço). Como referido anteriormente, este modelo tem somente a finalidade de validar as condições de fronteira e de contacto entre as diferentes partes, assim como o carregamento imposto. Neste ensaio, efetuou-se uma análise estática, submetendo-se o pilar a um deslocamento imposto crescente até atingir o valor de 8,75 mm, correspondente ao valor do deslocamento de cedência obtido experimentalmente para o modelo correspondente (Júlio E. N., 2001). Na figura 3.9 apresentam-se os diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos numérico elástico linear e experimental (M1G1). Observa-se que a rigidez do modelo numérico é idêntica à rigidez inicial do modelo experimental, uma vez que a curva do modelo numérico é tangente à curva experimental no instante inicial. Conclui-se que este modelo numérico permitiria recuperar o comportamento do modelo ensaiado, caso o material deste último apresentasse comportamento elástico linear.

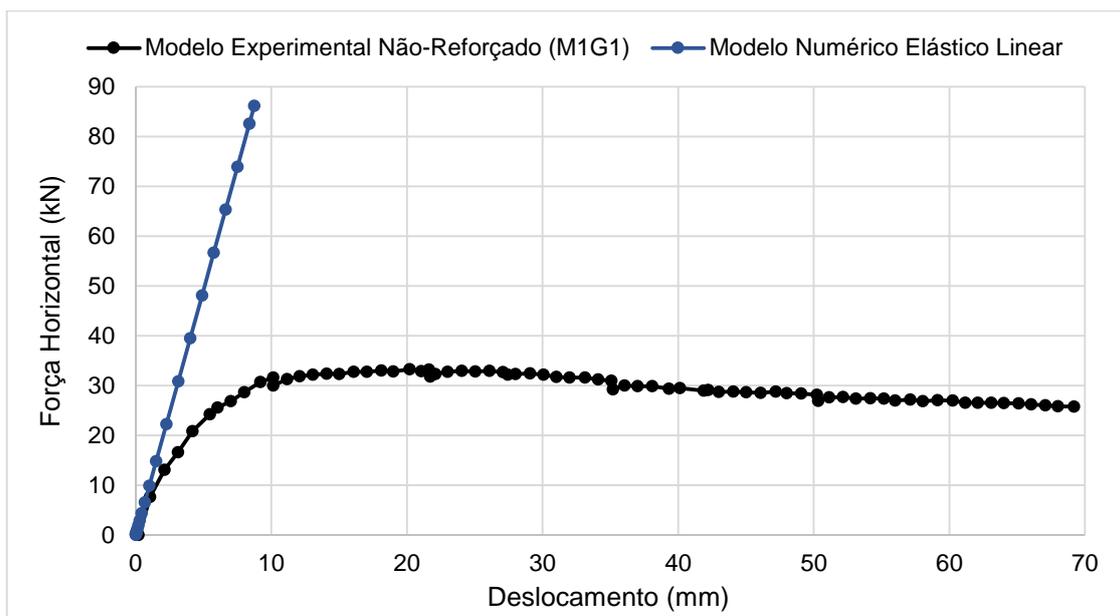


Figura 3.9 – Comparação dos modelos experimental não reforçado M1G1 e numérico elástico linear

Na figura 3.10 representa-se a deformada do elemento, assim como a representação cromática do deslocamento sofrido segundo a direção y. Observa-se que os maiores deslocamentos se verificam no topo do pilar e que os menores deslocamentos (aproximadamente nulos) ocorrem na base do mesmo.

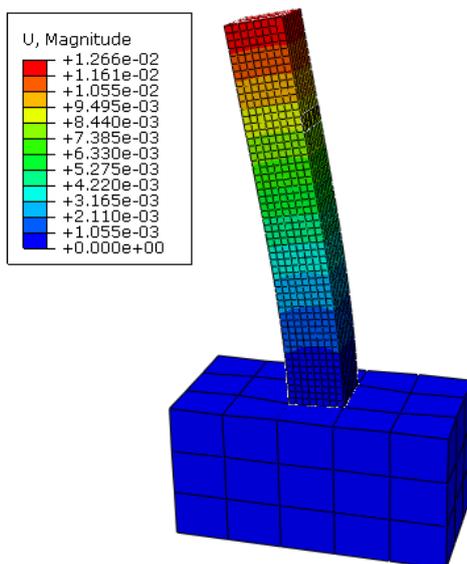


Figura 3.10 – Deformada do modelo numérico elástico linear (m)

Na figura 3.11 apresenta-se a distribuição de tensões normais σ_{zz} (N/m²) no betão. Regista-se que os maiores valores de compressão e de tração surgem na base do pilar, na zona de ligação ao bloco de suporte. Como era expectável, as tensões de tração surgem do mesmo lado onde se aplicou o deslocamento imposto e as tensões de compressão surgem no lado oposto. Face aos resultados obtidos, validaram-se as condições de fronteira e de contacto entre os elementos, o carregamento aplicado e a malha escolhida.

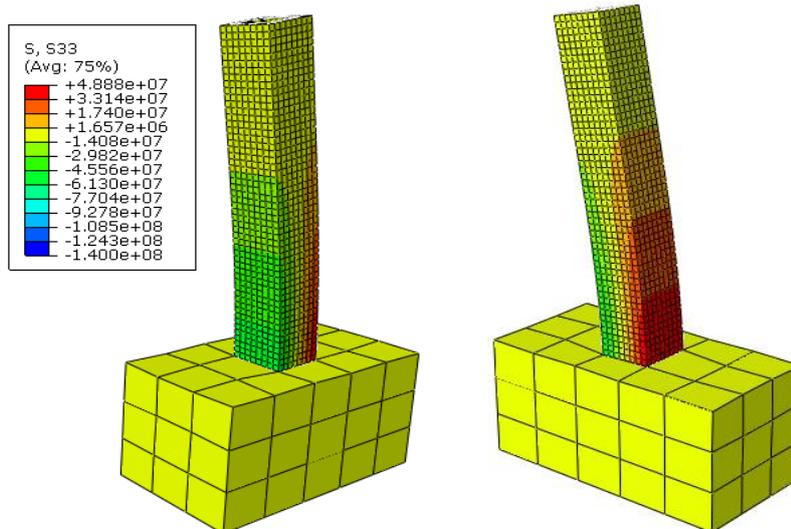


Figura 3.11 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no betão no modelo numérico não reforçado (N/m²)

Numa segunda fase, e para a discretização anterior, considerou-se que os materiais estruturais apresentam comportamento fisicamente não linear. Novamente, submeteu-se o modelo a uma análise estática, agora com a imposição de um deslocamento de 60 mm. Para o betão do pilar adotou-se o modelo CDP, como já referido aquando da descrição do comportamento dos materiais estruturais. Contudo, no caso da sapata, manteve-se o betão com comportamento elástico linear. Esta opção deve-se a que, por um lado, este elemento não é relevante para a análise e, por outro lado, não é necessário obter os valores de deslocamento ou de tensão nessa região. Acresce que esta opção permite reduzir significativamente o tempo de convergência da análise. Na figura 3.12 encontram-se representados os diagramas força horizontal vs deslocamento para o modelo experimental M1G1 e para o modelo numérico não linear.

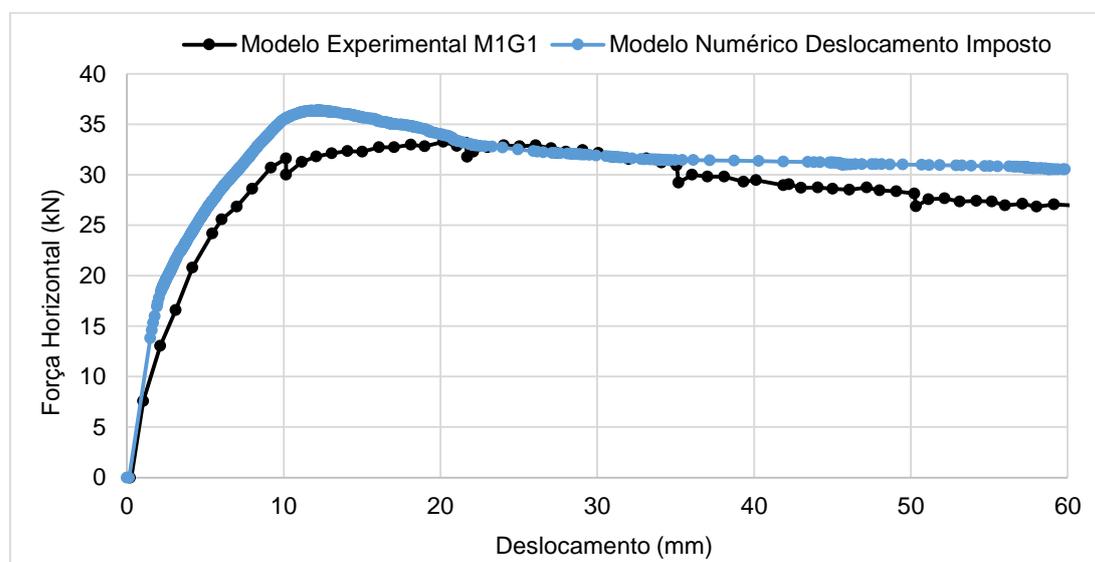


Figura 3.12 – Comparação dos modelos experimental não reforçado (M1G1) e numérico não reforçado

Observa-se que o valor da força horizontal para o modelo numérico atinge o valor máximo de 36,4 kN para um deslocamento de 12,2 mm, em contraste com o valor máximo experimental de 33,3 kN para um deslocamento de 20 mm.

Ao longo da aplicação do processo de carregamento verifica-se que o valor numérico obtido para a carga aplicada é superior à que resulta dos ensaios experimentais. Uma das explicações possíveis prende-se com o facto de o deslocamento imposto estar sempre aplicado segundo a direção y e, à medida que o elemento se deforma, este deslocamento deixa de ser perpendicular à superfície, contrariamente ao que ocorreu em laboratório.

Uma vez que as opções disponíveis no programa de cálculo utilizado não permitem assegurar que o deslocamento imposto seja sempre normal à superfície, definiu-se um formato alternativo para a aplicação do carregamento que visa garantir uma maior proximidade em relação às condições experimentais. Neste sentido, introduziu-se uma biela de aço (sujeita apenas a esforço normal), fixada ao pilar, no local onde se encontra aplicado o deslocamento imposto, e encastrada na extremidade

oposta. A biela tem 100 mm de comprimento e um diâmetro de 32 mm e pretende simular o atuador DARTEC M1000/A utilizado nos ensaios experimentais (Júlio E. N., 2001). Sujeitou-se este elemento a uma variação de temperatura positiva, com o objetivo de o dilatar e, assim, introduzir o deslocamento pretendido no pilar. O valor de temperatura introduzido foi de 5000 °C, o que provoca um deslocamento de aproximadamente 65 mm.

De realçar que, com esta solução, se simula com exatidão o ensaio laboratorial. A figura 3.13 ilustra a geometria do novo modelo numérico.

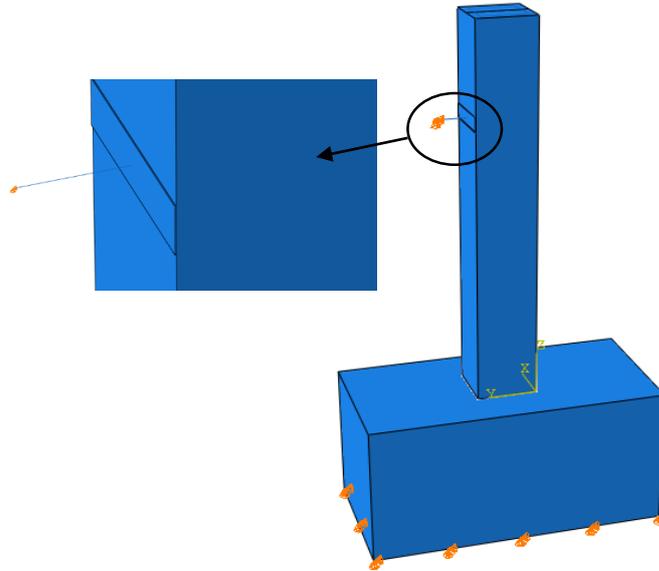


Figura 3.13 – Introdução da biela de aço no modelo numérico reforçado

Na figura 3.14, estão representados os diagramas força axial vs deformação axial no tirante quando sujeito a uma variação de temperatura positiva. Observa-se que este modelo permitiu reproduzir com maior exatidão os resultados experimentais. O modelo numérico testado convergiu com facilidade, verificando-se uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. No modelo numérico, a biela atingiu a força máxima de 35,5 kN, valor este próximo do valor experimental de 33,3 kN (erro de aproximadamente 6,2 %). No entanto, no modelo numérico, a força máxima foi atingida para uma deformação axial de aproximadamente 16 mm, enquanto que no modelo experimental esta foi registada para um deslocamento axial de 20,2 mm. Uma das justificações possíveis para a diferença de resultados entre o modelo numérico e o experimental deve-se ao facto de terem sido admitidas simplificações no modelo numérico, nomeadamente na posição dos varões longitudinais, cujo centro coincide com o centro das cintas. Como consequência de não se considerar recobrimento entre a armadura longitudinal e transversal, temos um maior momento resistente pois o braço entre os varões é maior. Outra explicação possível, prende-se com as folgas existentes nos ensaios experimentais, as quais não são consideradas no modelo numérico.

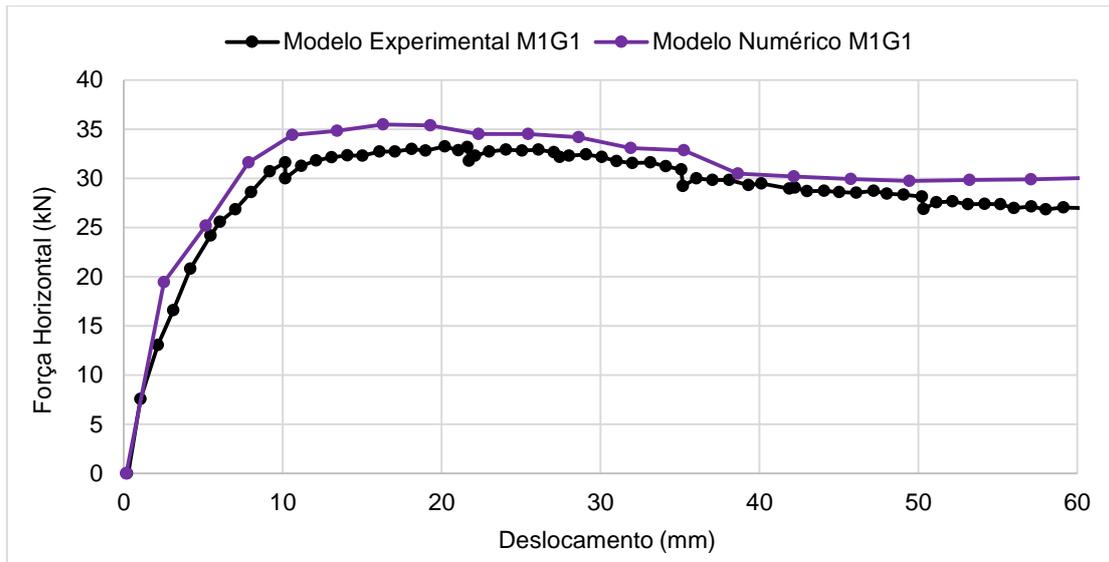


Figura 3.14 – Comparação dos modelos experimental não reforçado (M1G1) e numérico não reforçado com biela sujeita a uma variação de temperatura

De seguida, apresentam-se algumas grandezas consideradas relevantes para a caracterização do comportamento do pilar de betão armado.

O programa Abaqus não permite visualizar diretamente a distribuição de fendas no betão. Em alternativa, é possível saber a localização das mesmas através da representação do valor do dano à tração (na modelação efetuada não se definiu dano) ou da extensão plástica máxima. A figura 3.15 compara a localização da fissuração obtida no modelo numérico, através da representação da deformação plástica, com a que foi registada no ensaio laboratorial. Constata-se que a maior deformação plástica ocorreu na base do pilar, alcançando o valor máximo na zona de encastramento.

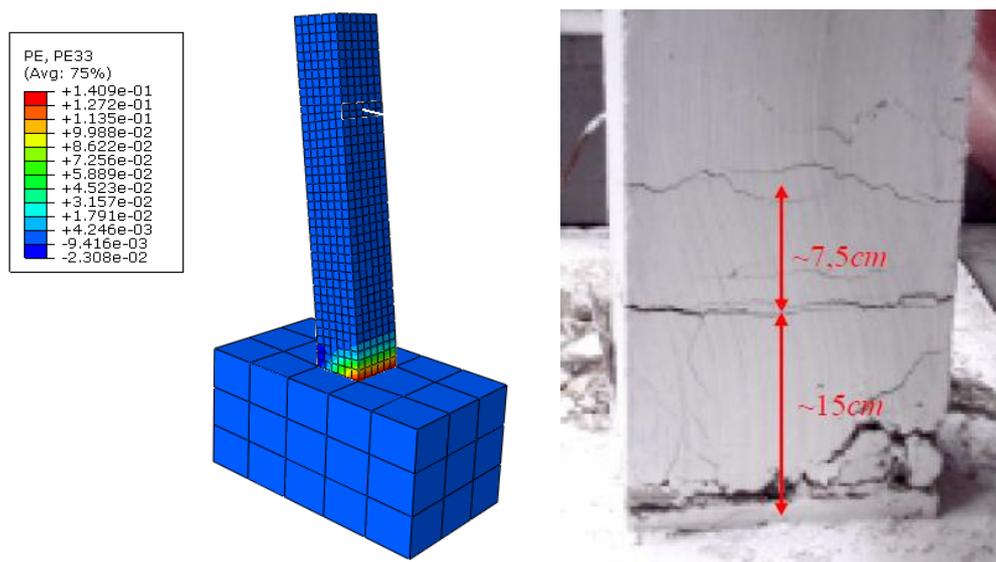


Figura 3.15 – Comparação da localização da fissuração na face tracionada obtida no modelo numérico (esquerda) com a efetivamente ocorrida no ensaio experimental M1G1 (direita)

A figura 3.16 permite confirmar a zona onde ocorreu esmagamento do betão no modelo numérico, novamente através da representação da deformação plástica, e é efetuada a comparação com os resultados obtidos no ensaio experimental M1G1.

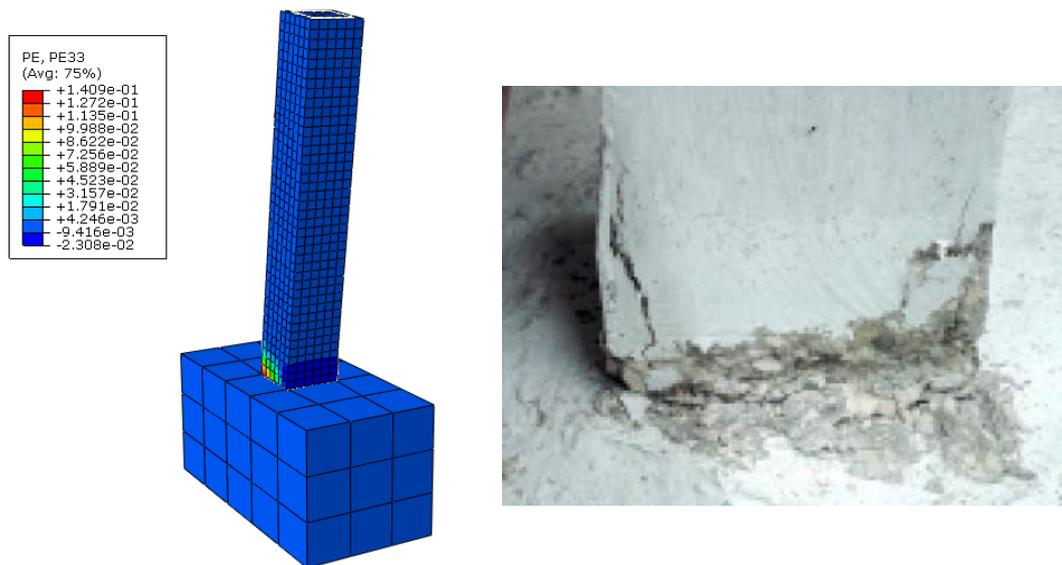


Figura 3.16 – Comparação da localização do esmagamento do betão obtido no modelo numérico (esquerda) com o efetivamente ocorrido no ensaio experimental M1G1 (Júlio E. N., 2001)

Pela observação e análise das figuras anteriores conclui-se que a fissuração e esmagamento do betão ocorreram nas zonas esperadas, respetivamente a mais tracionada e a mais comprimida), o que permite confirmar, também deste modo, a validade do modelo numérico.

Adicionalmente, verificou-se o nível de tensão a que se encontram sujeitas as armaduras do pilar na fase final do ensaio. A figura 3.17 ilustra a distribuição de tensões normais nos varões de aço. Na zona da interface do pilar com o bloco de suporte, os varões situados na face onde se verificou a fendilhação encontram-se tracionados, enquanto que os varões da face oposta (onde se verificou esmagamento do betão) se encontram comprimidos. A tensão máxima de 526 MPa foi atingida quer para os varões tracionados, quer para os comprimidos.

Para finalizar, na figura 3.18 representa-se a distribuição de tensões normais σ_{zz} no betão, à semelhança do ilustrado para o modelo com comportamento elástico linear. Verifica-se, mais uma vez, que as maiores tensões se encontram na base do pilar.

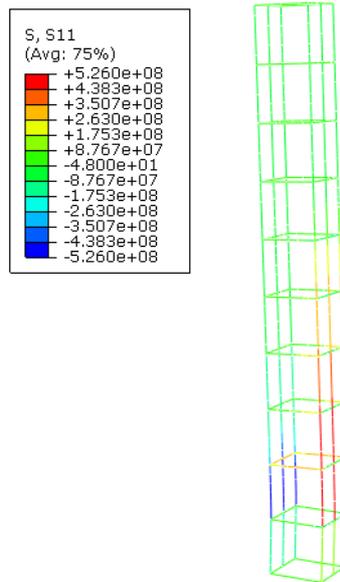


Figura 3.17 – Distribuição de tensões normais nos varões de aço (N/m²)

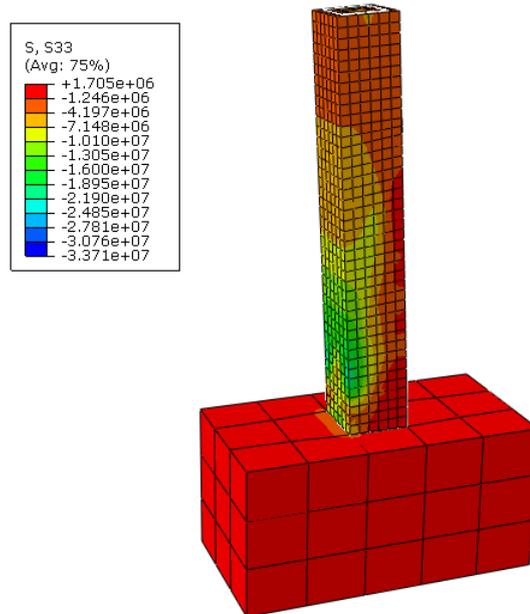


Figura 3.18 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no betão (N/m²)

3.4.1.1. Modelo reforçado com comportamento monolítico

Com a validação das propriedades não lineares dos materiais para o modelo correspondente ao pilar inicial, procedeu-se ao encamisamento do pilar com a nova camada de betão a envolver as armaduras de reforço. Procurou-se reproduzir o modelo M3G1 ensaiado em laboratório, pelo que se adotaram as mesmas características do betão do pilar inicial para a camada de reforço. Para a interface definiu-se uma ligação monolítica entre as duas camadas de betão, funcionando o pilar encamisado como um

todo. Quanto às armaduras de reforço, estas são semelhantes às armaduras iniciais e já foram descritas no subcapítulo referente à geometria dos materiais.

Efetuu-se uma análise estática incremental, desta vez pela imposição de um aumento de temperatura de 8500 °C, o que introduz uma deformação axial na biela de cerca de 130 mm. Verificou-se que o modelo é muito pesado computacionalmente, pelo que se optou por uma discretização menos refinada para o pilar inicial, definindo-se elementos finitos cúbicos de 5 cm de lado. A figura 3.19 apresenta os diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos numérico reforçado e experimental M3G1. Os resultados observados são satisfatórios, embora a curva numérica só acompanhe o comportamento da curva experimental até cerca de 40 mm, uma vez que após este valor de deslocamento a curva numérica permanece com valores praticamente constantes. Consta-se também que os valores numéricos são sempre inferiores aos valores experimentais. No modelo numérico obteve-se um máximo de 65 kN para um deslocamento imposto de 11,3 mm, em comparação com os 70 kN para um deslocamento de 9,2 mm, obtidos experimentalmente (erro de aproximadamente 7 %). Conclui-se mais uma vez que os parâmetros adotados para a definição das propriedades não lineares do betão no modelo numérico não reforçado foram adequados.

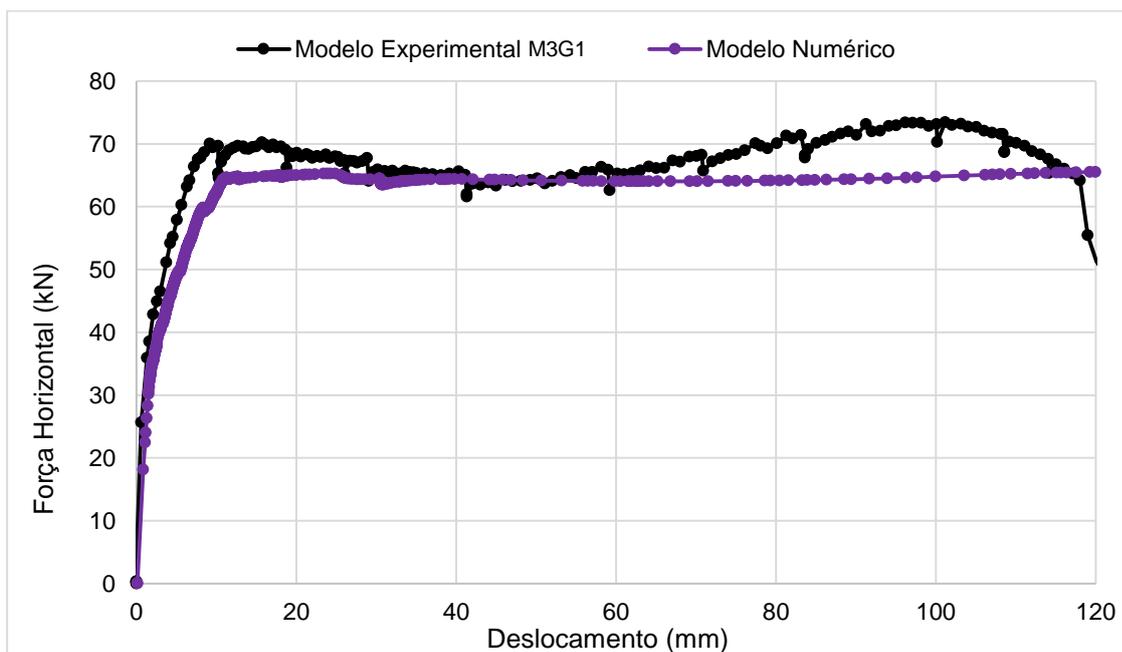


Figura 3.19 – Diagramas carga vs deslocamento dos modelos experimental (M3G1) e numérico (Júlio E. N., 2001)

À semelhança do que foi efetuado para o caso do pilar isolado, apresenta-se agora a distribuição de algumas grandezas que permitem caracterizar de forma mais completa o comportamento do pilar reforçado.

A figura 3.20 compara a localização da fissuração obtida no modelo numérico reforçado, através da representação da deformação plástica, com a que foi registada no ensaio laboratorial M3G1. Constata-se novamente que a maior deformação plástica de tração ocorreu na base do reforço, como esperado (zona onde as tensões de tração no betão são mais elevadas), alcançando o valor máximo junto do encastramento.

O esmagamento do betão ocorreu na face oposta à do aparecimento das fendas. A figura 3.21 mostra a zona onde esse fenómeno ocorreu no ensaio experimental.

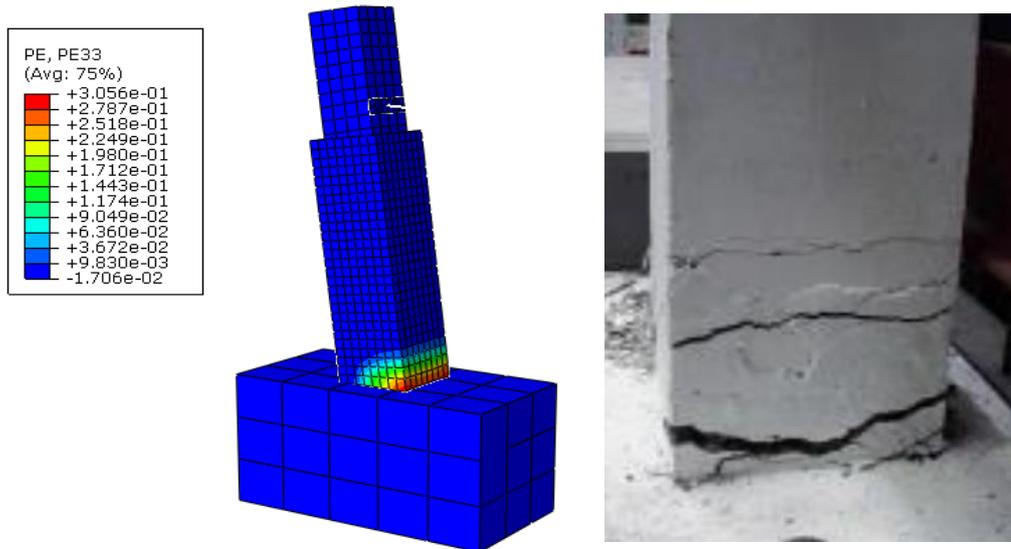


Figura 3.20 – Localização da fissuração no modelo numérico reforçado (esquerda) e no modelo experimental (direita)



Figura 3.21 – Esmagamento do betão no modelo experimental M3G1

Para finalizar, a figura 3.22 mostra a distribuição de tensões axiais nas armaduras originais e de reforço. Verifica-se novamente que a tensão máxima foi atingida, quer para a compressão quer para a tração. A figura 3.23 apresenta a distribuição de tensões normais no betão.

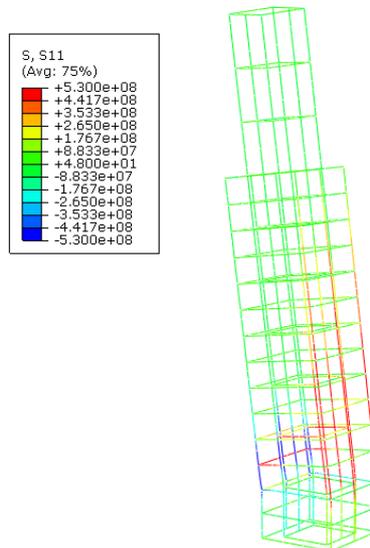


Figura 3.22 – Distribuição de tensões axiais nas armaduras do modelo numérico reforçado

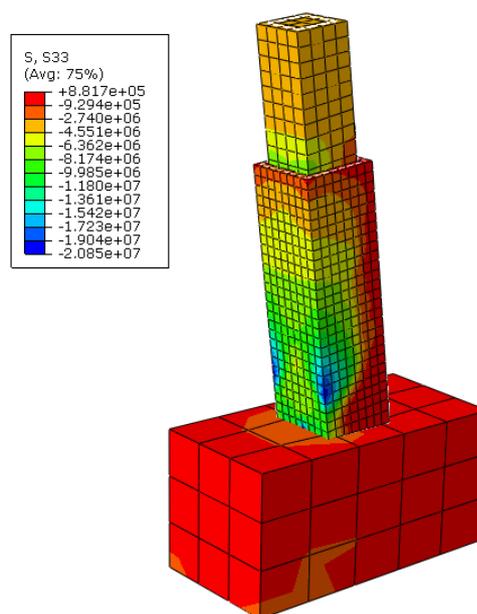


Figura 3.23 – Distribuição de tensões normais no betão do modelo numérico reforçado

3.5. Síntese e discussão dos resultados

Apresenta-se, neste ponto, uma síntese das conclusões gerais obtidas a partir da análise dos resultados da modelação numérica realizada:

- A modelação do pilar não reforçado, assumindo-se um comportamento elástico linear para os materiais aço e betão, permitiu validar as condições de fronteira e de contacto entre as diferentes partes, assim como o carregamento imposto;
- O modelo CDP foi adequado para representar o comportamento não linear do betão, uma vez que os resultados numéricos reproduzem de forma muito satisfatória os resultados experimentais;
- A opção de se aplicar o deslocamento imposto através de uma biela de aço sujeita a uma variação de temperatura positiva permitiu simular com exatidão o ensaio laboratorial, verificando-se uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais quando se comparam os diagramas carga vs deslocamento para o modelo não reforçado;
- Tanto para o pilar não reforçado como para o pilar com reforço monolítico, confirmou-se a distribuição de tensões normais no betão e a distribuição de tensões axiais no aço, assim como a localização das zonas de possível fissuração e esmagamento do betão, o que mais uma vez permite confirmar a correta calibração dos parâmetros dos modelos;
- Por fim, confirmou-se como seria expectável que a resistência do modelo reforçado é bastante superior à do modelo não reforçado, apresentando este o monolitismo pretendido.

4. Estudos paramétricos

O objetivo do presente capítulo é apresentar os resultados obtidos fazendo variar alguns dos parâmetros do modelo numérico com reforço monolítico, sujeito a carregamento lento monotónico, devidamente calibrado com os resultados laboratoriais.

Foram considerados diferentes valores para os seguintes parâmetros:

- Resistência da interface entre o pilar e a camada de reforço;
- Resistência do betão da camada de reforço;
- Coeficiente de atrito;
- Retração do betão da camada de reforço.

De seguida, apresentam-se os resultados obtidos para cada um destes parâmetros.

4.1. Interface entre o pilar e a camada de reforço

No modelo reforçado validado em 3.3.1.1 admitiu-se uma ligação rígida entre o pilar original e a camada de reforço, conseguida através da *constraint tie*, de forma a simular a situação em que o pilar e o reforço são betonados em simultâneo, obtendo-se assim um monolitismo perfeito.

Nesta secção, estuda-se a superfície de interface, por forma a simular o contato entre o pilar original e a camada de reforço. Pretende-se modelar duas situações limite: o caso de aderência perfeita e o caso de não aderência. Para o efeito, adotou-se uma interação do tipo *surface-to-surface contact*. Este tipo de interação é utilizado para definir o contacto entre duas superfícies deformáveis ou entre uma superfície deformável e uma superfície rígida. Antes de se definir a interação entre as duas superfícies, é necessário definir as propriedades da própria interação, mais concretamente a componente tangencial e a componente normal. A componente tangencial refere-se ao movimento relativo de escorregamento entre as duas superfícies. Neste estudo, analisaram-se os resultados para as opções *rough* (aderência perfeita) e *frictionless* (não aderência). A opção *rough* não permite que ocorra deslizamento entre pontos em contato, ou seja, o programa assume um coeficiente de atrito de valor infinito. A opção *frictionless* admite um coeficiente de atrito nulo e, como tal, o deslocamento relativo entre as duas superfícies na direção tangencial é livre. A componente normal relaciona-se com o afastamento entre as superfícies em contacto, tendo-se definido uma pressão de contato do tipo *hard contact*, a qual impede a penetração da camada de reforço no pilar original. Para a opção *rough* é obrigatório que se impeça a separação das superfícies depois de estarem em contato. Já para a opção *frictionless*, essa separação é permitida. Quanto aos restantes parâmetros, adotaram-se os valores que o programa de cálculo define por defeito (Abaqus, 2013).

Na figura 4.1 estão representados os diagramas força horizontal vs deslocamento imposto obtidos com: o modelo de referência monolítico (*tie*), o modelo experimental M3G1, o modelo reforçado com aderência perfeita (*rough*) e o modelo reforçado não aderente (*frictionless*).

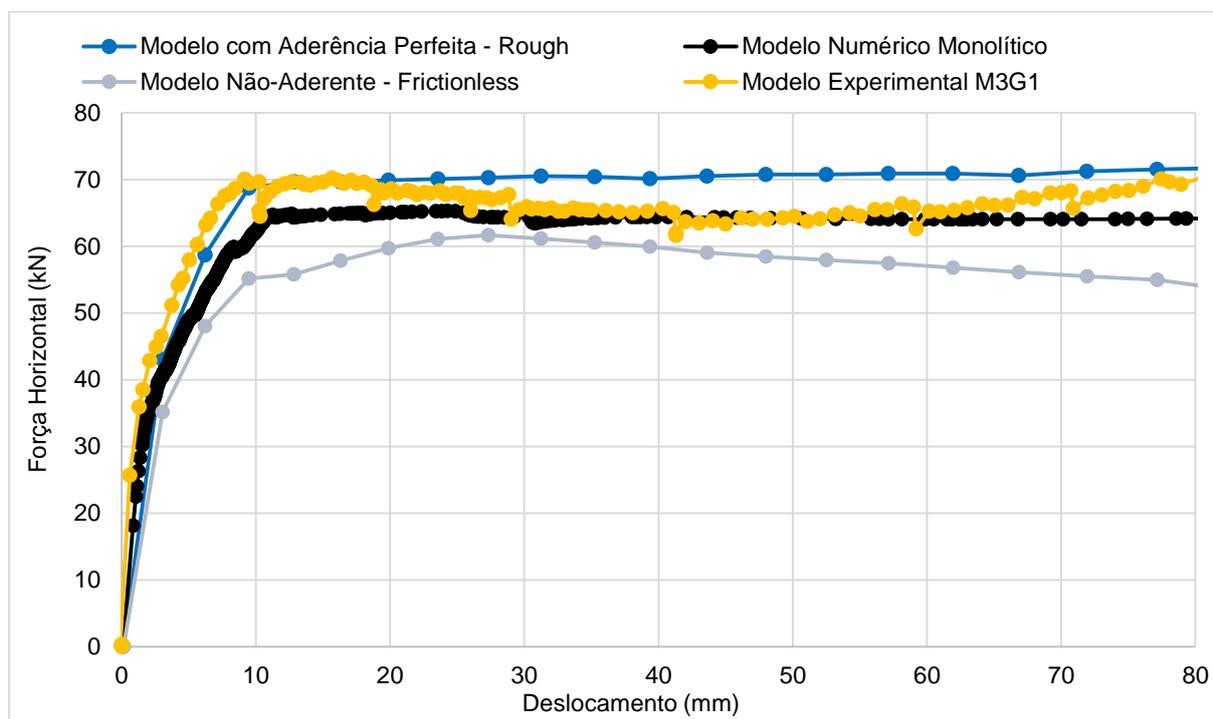


Figura 4.1 – Diagramas carga horizontal vs deslocamento imposto obtidos para o modelo numérico monolítico, para o modelo experimental M3G1 e para os modelos admitindo elementos de interface

Era expectável que os resultados obtidos com o contato *rough* fossem idênticos aos obtidos com o modelo numérico monolítico. No entanto, observando a figura 4.1, verifica-se que a resistência do modelo *rough* é superior à do modelo numérico validado e, curiosamente, parece ajustar-se melhor aos resultados experimentais do modelo M3G1. Não se conseguindo encontrar uma explicação para este facto, parece que a diferença de resultados se deve à forma como o programa modela a ligação da superfície da interface para estas duas situações.

Comparando os modelos numéricos com aderência perfeita e sem aderência, observa-se que os resultados vão de encontro ao esperado. Efetivamente, faz sentido o modelo não aderente ser menos resistente que o modelo com aderência perfeita, uma vez que no segundo caso o reforço pode escorregar relativamente ao pilar original, não funcionando o elemento como um todo.

Nos estudos paramétricos seguintes, são tidos como modelos base: o modelo com aderência perfeita – *rough* e o modelo não aderente – *frictionless*.

4.2. Resistência do betão da camada de reforço

Para este estudo, desenvolveram-se mais quatro modelos de elementos finitos, a partir dos modelos *rough* e *frictionless* apresentados na secção 4.1. Em cada um dos modelos alternativos foi considerado um valor diferente da resistência do betão da camada de reforço. Testaram-se dois valores para a resistência média do betão de reforço à compressão: 50 MPa e 80 MPa. Os valores médios para o módulo de elasticidade e para a resistência à tração foram adaptados do (EC2-1, 2010). Recorda-se que o betão do pilar original apresenta uma capacidade resistente de 35 MPa.

Na figura 4.2, apresentam-se os diagramas força horizontal vs deslocamento imposto obtidos com os modelos de referência e com os novos modelos, nos quais foi alterada a resistência do betão da camada de reforço.

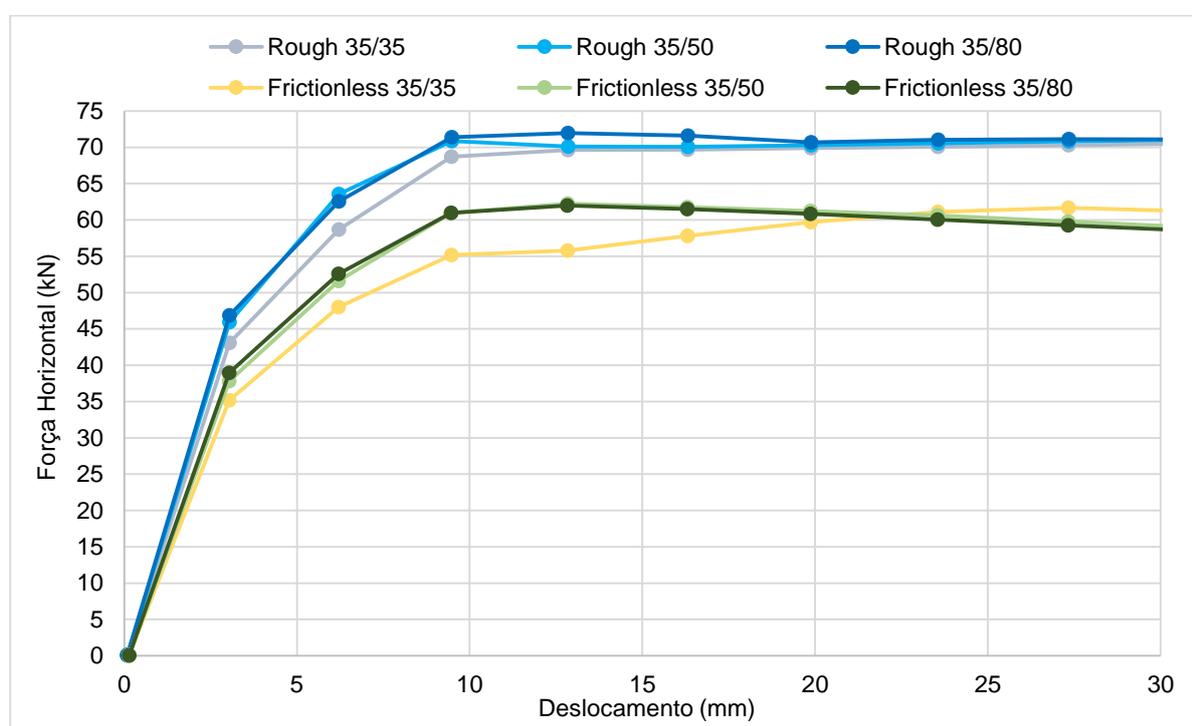


Figura 4.2 – Diagramas carga horizontal vs deslocamento imposto obtidos para os modelos de referência e para os modelos com capacidades resistentes da camada de reforço superiores

Os modelos convergiram com facilidade, mas optou-se por só apresentar os resultados até um deslocamento de 30 mm, uma vez que, por um lado, a partir deste valor as curvas são praticamente coincidentes e, por outro lado, torna-se mais fácil a análise das curvas nas partes onde apresentam maiores diferenças.

Analisando os resultados apresentados na figura 4.2, observa-se que aumentar a capacidade resistente do betão de reforço traduz-se num aumento da resistência global do elemento, uma vez que a força horizontal a aplicar para se obter um mesmo deslocamento tem de ser superior. Contudo, este parâmetro não tem influência muito significativa na capacidade resistente global do elemento reforçado.

A maior diferença de resultados observados ocorre para os modelos *frictionless* 35/50 e *rough* 35/50, em comparação com os modelos *frictionless* 35/35 e *rough* 35/35, respetivamente. O recurso a betões de reforço de resistência média à compressão de 50 MPa ou de 80 MPa, conduziu a resultados muito idênticos. Verifica-se, desta forma, que aumentando um pouco a capacidade resistente do betão de reforço se consegue melhorar ligeiramente a eficácia da técnica de encamisamento, embora para valores muito elevados da resistência média do betão de reforço esta opção já não traga vantagens. Uma explicação possível será que a partir de determinado valor da resistência do betão de reforço, a posição da linha neutra praticamente não se altera e como tal não há alterações significativas da resistência do pilar reforçado. Efetivamente, para que houvesse um acréscimo da capacidade resistente do elemento estrutural, seria necessário aumentar a quantidade de armadura.

4.3. Coeficiente de atrito

Este estudo teve por objetivo averiguar a influência do coeficiente de atrito considerado na simulação do comportamento das superfícies de interface entre o betão inicial e o betão de reforço. Optou-se por testar a importância deste parâmetro no modelo que admite para reforço o betão com resistência média de 50 MPa.

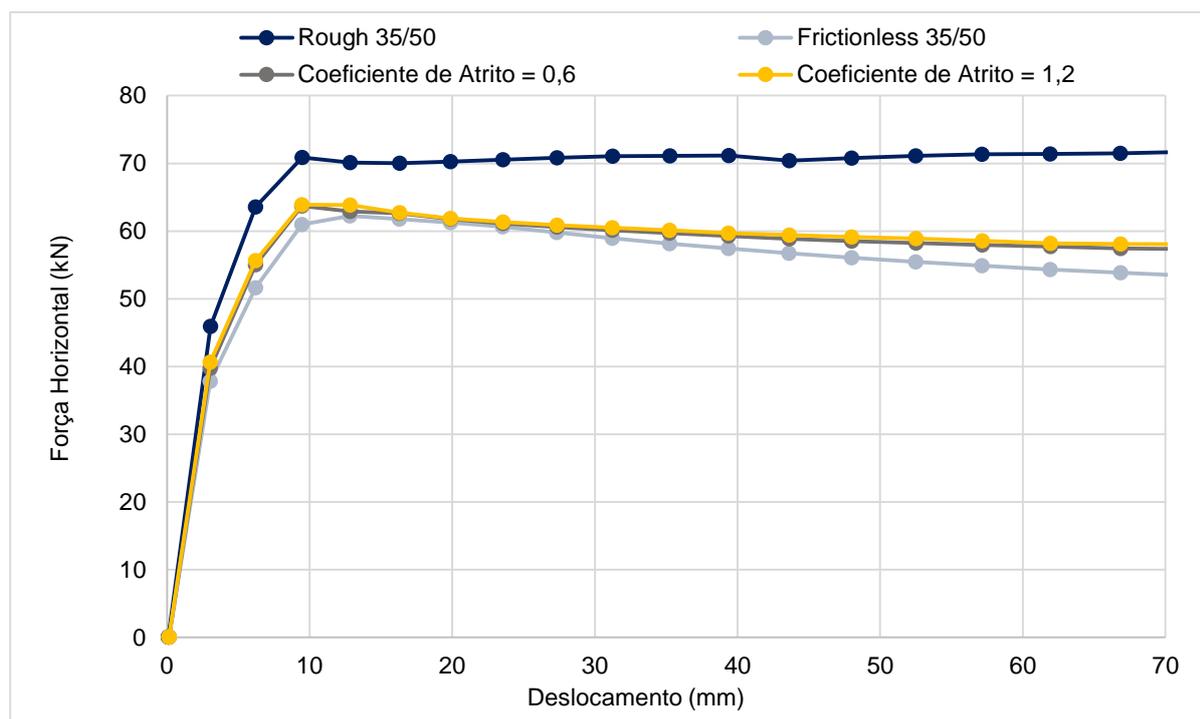


Figura 4.3 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto obtido para os modelos de referência e para diferentes valores de coeficiente de atrito

Tendo já os limites superior (*rough* 35/50) e inferior (*frictionless* 35/50) sido definidos em 4.3, testaram-se alguns valores intermédios para o valor do coeficiente de atrito. Os resultados podem ser observados

na figura 4.3, que apresenta os diagramas carga horizontal vs deslocamento imposto para os modelos de referência e para os modelos com coeficiente de atrito de 0,6 e 1,2.

Conforme esperado, observa-se que, quanto maior o valor do coeficiente de atrito, mais resistente é o elemento reforçado, uma vez que o reforço é mais solicitado. Contudo, verifica-se que para valores elevados de coeficiente de atrito, o modelo tem problemas de convergência, pelo que não foi possível considerar valores mais elevados.

4.4. Retração do betão da camada de reforço

A retração do betão consiste na redução do seu volume ao longo do tempo, na ausência de tensões externas aplicadas. Esta diminuição de volume resulta, essencialmente da perda de água da massa de betão. À semelhança da fluência, a retração depende de vários fatores, tais como a humidade e a temperatura relativa do ambiente, as dimensões do elemento e a relação água-cimento.

Se a retração livre de uma peça de betão for impedida, por restrições ao nível da secção ou da estrutura, surgem tensões de tração que podem contribuir para a fendilhação do elemento. Por esta razão, é importante garantir uma cura adequada do betão para minimizar a retração.

Numericamente, a retração pode ser simulada como o efeito de uma diminuição de temperatura. O valor da variação de temperatura equivalente à retração pode ser obtido através da expressão 4.1:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha} \quad (4.1)$$

onde:

ΔT_{eq} é a variação de temperatura equivalente, em °C

ε_{cs} é a extensão estimada de retração em valor absoluto

α é o coeficiente de dilatação térmica do betão, igual a 10^{-5} /°C

Usualmente, admite-se que o valor da extensão de retração se encontra na gama de valores compreendidos entre -200×10^{-6} e -400×10^{-6} , o que equivale a uma variação de temperatura de -20 °C e -40 °C, respetivamente. Assumiu-se neste trabalho um valor de -300×10^{-6} para a retração a longo prazo, o que corresponde a uma variação de temperatura equivalente - ΔT_{eq} - de -30 °C.

Neste subcapítulo pretende-se avaliar a influência da retração da camada de reforço de betão no comportamento dos modelos numéricos *rough* e *frictionless*. Nas figuras 4.4. a 4.6 comparam-se os diagramas carga horizontal vs deslocamento imposto obtidos os modelos numéricos *rough* e *frictionless*, quando se consideram betões de reforço com resistência média de 35 MPa, 50 MPa e 80 MPa e que a camada de betão de reforço sofre retração antes da imposição do deslocamento horizontal.

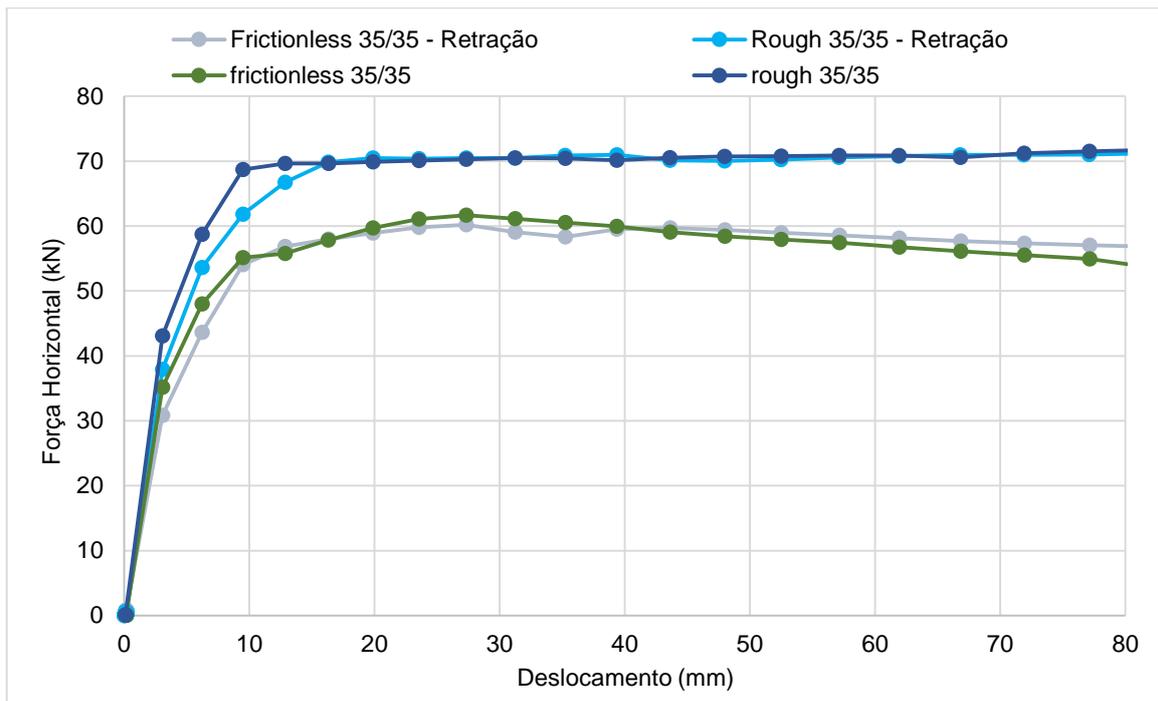


Figura 4.4 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos de referência com betão de reforço com 35 MPa e para os mesmos modelos considerando o efeito da retração

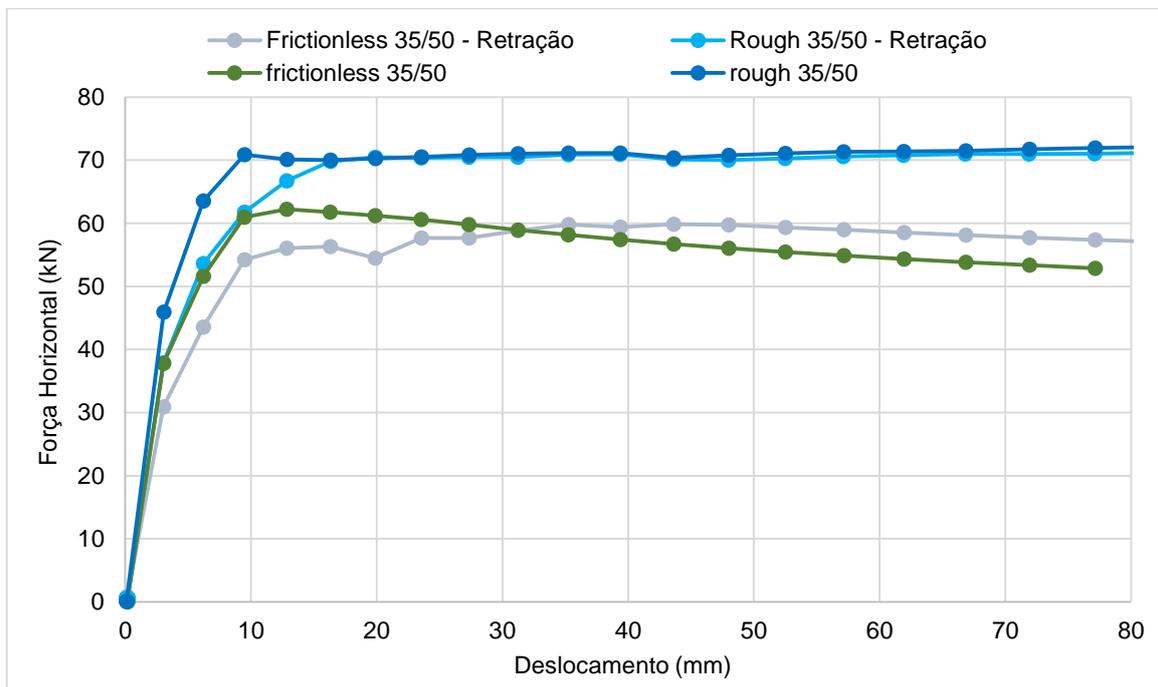


Figura 4.5 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos de referência com betão de reforço com 50 MPa e para os mesmos modelos considerando o efeito da retração

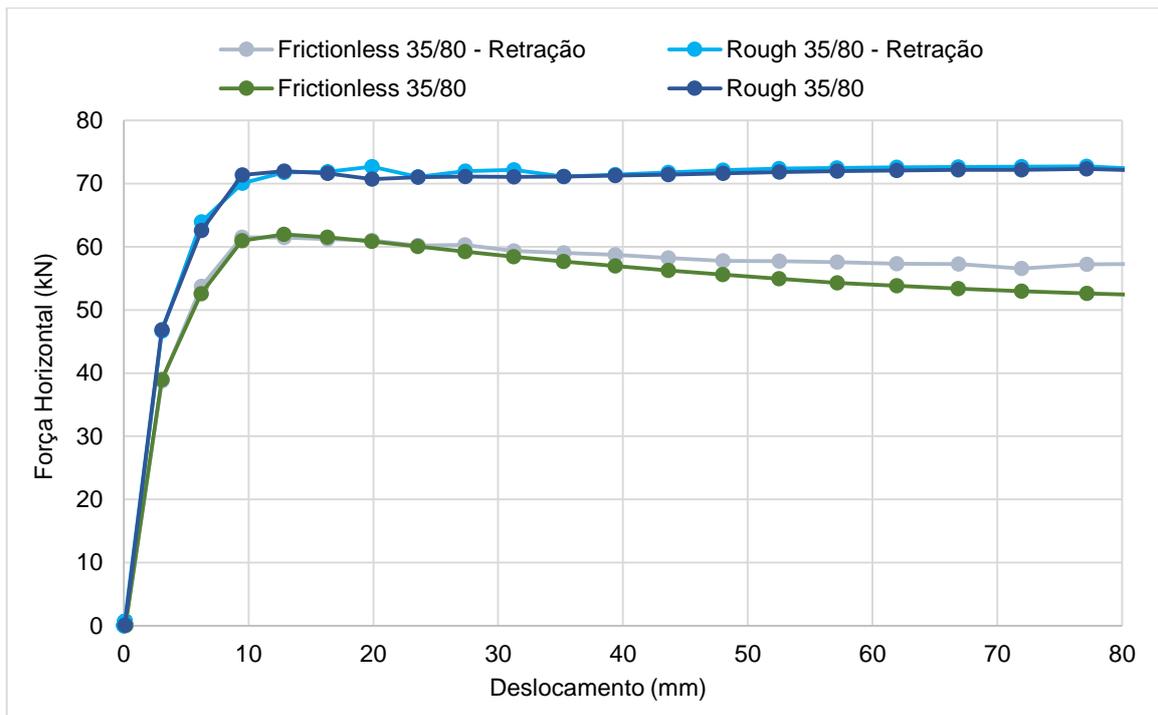


Figura 4.6 – Diagramas força horizontal vs deslocamento imposto para os modelos de referência com betão de reforço com 80 MPa e para os mesmos modelos considerando o efeito da retração

Analisando os diagramas anteriores, constata-se que, globalmente, não houve uma alteração significativa da resistência máxima do pilar reforçado quando o betão de reforço foi sujeito a retração. Contudo, a diferença mais significativa observa-se para os modelos *frictionless*, notando-se que, com a existência de retração, e para deslocamentos superiores a 30-40 mm, é necessário exercer uma maior força horizontal para se obter um mesmo deslocamento.

Pretende-se agora caracterizar a distribuição de tensões normais no elemento reforçado à medida que vão sendo aplicadas as diferentes etapas de carregamento.

- Inicialmente, é aplicada uma carga axial com valor de 170 kN no topo do pilar original. No modelo *rough*, a aplicação desta carga axial provoca um estado de compressão em toda a estrutura, uma vez que o esforço normal se distribui pelo pilar original e pelo reforço. Já no modelo *frictionless*, uma vez que não existe aderência entre o pilar original e a camada de reforço, a carga axial vai toda para o pilar original que fica comprimido, permanecendo a camada de reforço com tensões longitudinais nulas.
- Na etapa seguinte, a camada de reforço é sujeita a uma variação de temperatura de -30 °C para simular o efeito da retração. No modelo *frictionless*, a retração não é totalmente livre, visto que os varões longitudinais restringem o encolhimento longitudinal da camada de reforço, uma vez que os mesmos não sofrem retração. Assim, surgem algumas forças de tração na camada de reforço. Por sua vez, no modelo *rough*, a retração não é livre, sendo restringida tanto pelos varões longitudinais do reforço como pelo pilar original. A camada de reforço comprime o pilar original que por sua vez a traciona.

- Na última etapa considerada, o pilar reforçado foi sujeito à ação de um deslocamento horizontal imposto. No modelo *frictionless*, o pilar original ficou mais tracionado do lado onde foi imposto o deslocamento, ficando mais comprimido na face oposta. Contudo, na camada de reforço verificou-se o contrário. Este facto pode ser explicado pela não existência de continuidade no campo de extensões longitudinais entre o pilar original e a camada de reforço. No modelo *rough*, como existe continuidade do campo de extensões longitudinais, tanto no pilar original como no reforço verificou-se um aumento das tensões de tração do lado onde foi imposto o deslocamento e um aumento das tensões de compressão no lado oposto.

As figuras 4.7 a 4.10 ilustram a distribuição de tensões normais σ_{zz} , na camada de reforço e no pilar original, para as diferentes fases atrás descritas para o modelo *frictionless* com um betão de reforço de resistência média à compressão de 50 MPa. Analogamente, as figuras 4.11 a 4.14 ilustram a distribuição de tensões normais σ_{zz} , na camada de reforço e no pilar original, para as diferentes fases atrás descritas e para o modelo *rough* considerando um betão de reforço com resistência média à compressão de 50 MPa.

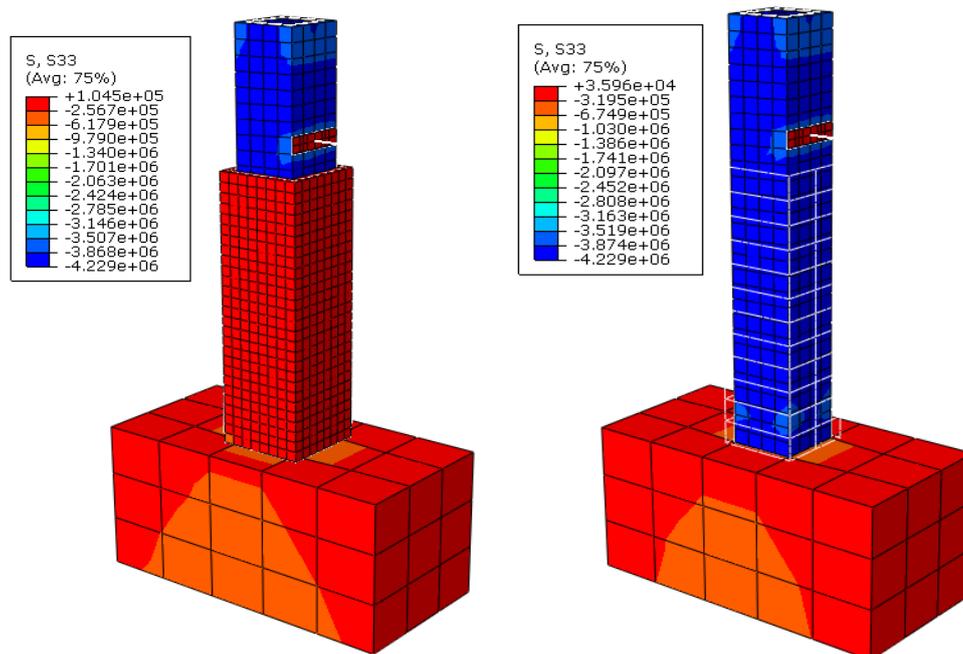


Figura 4.7 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo *frictionless* 35/50, após a aplicação do esforço axial de 170 kN

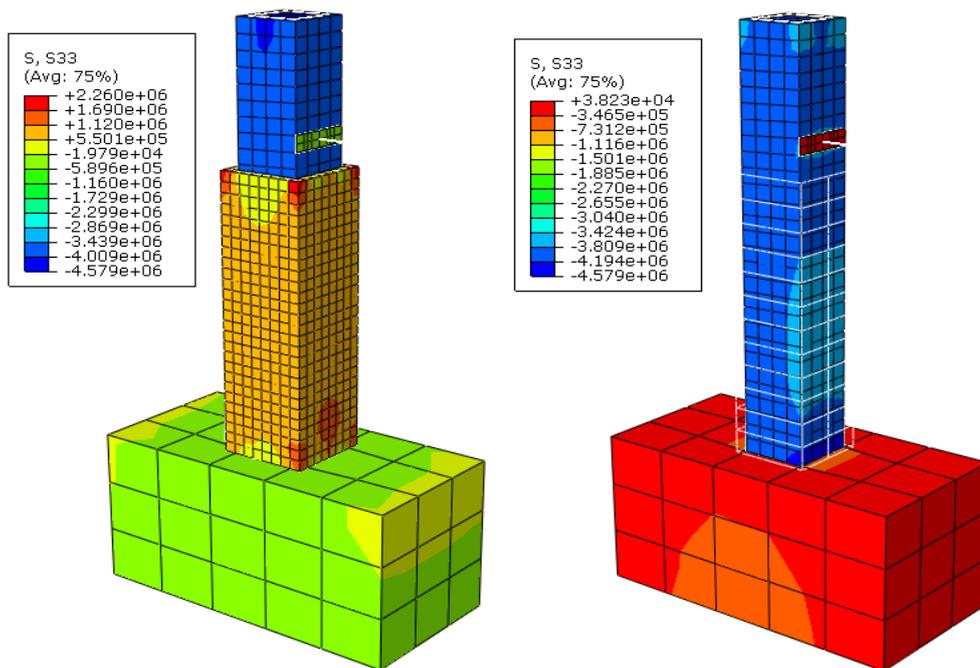


Figura 4.8 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo *frictionless* 35/50, imediatamente após a retração do betão de reforço

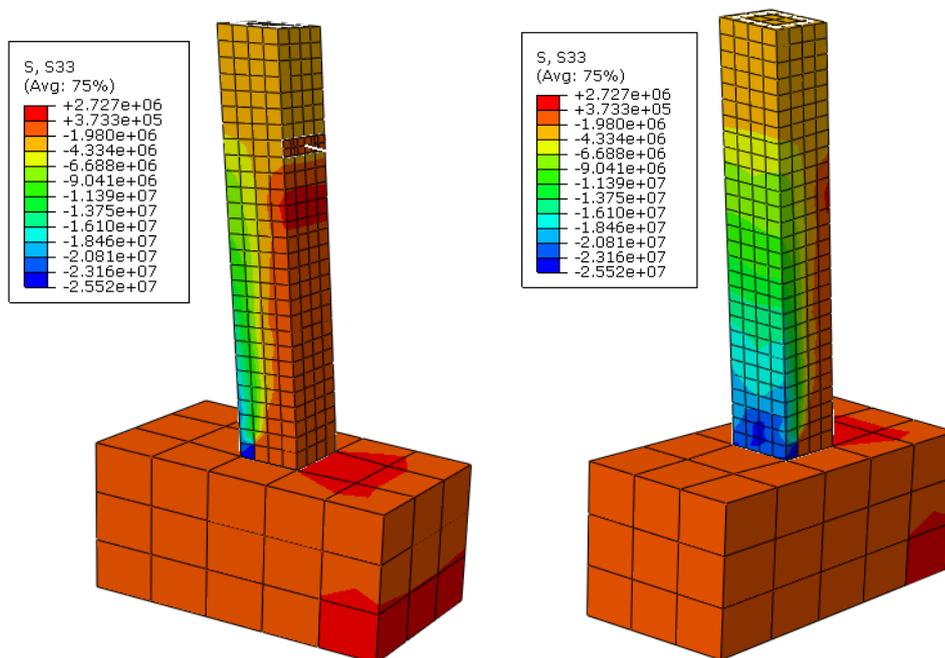


Figura 4.9 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no pilar original do modelo *frictionless* 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita)

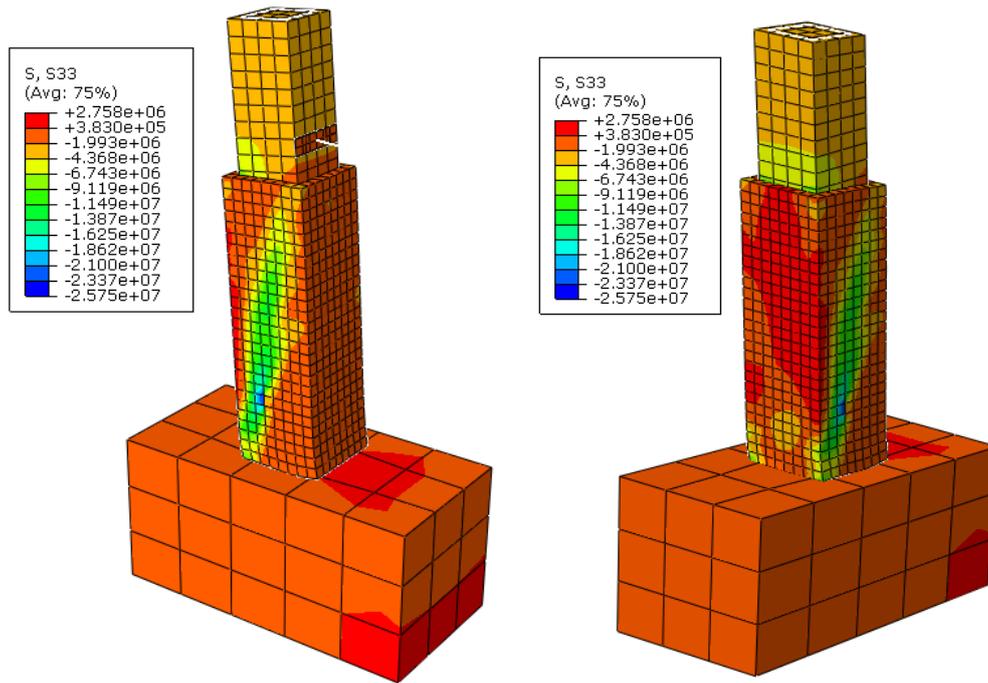


Figura 4.10 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço do modelo *frictionless* 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita)

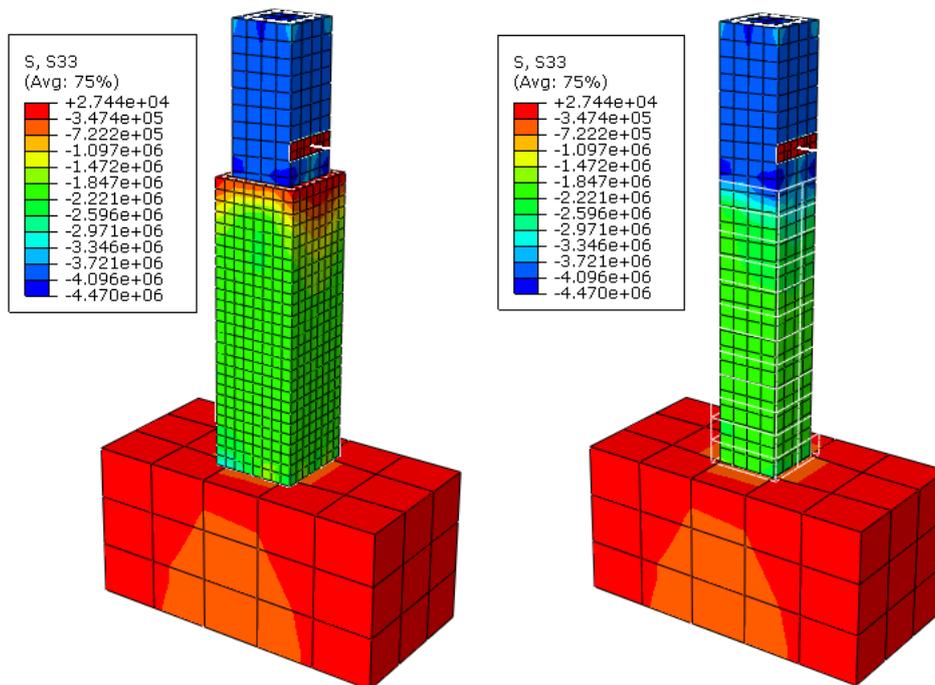


Figura 4.11 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo *rough* 35/50, após a aplicação do esforço axial de 170 kN

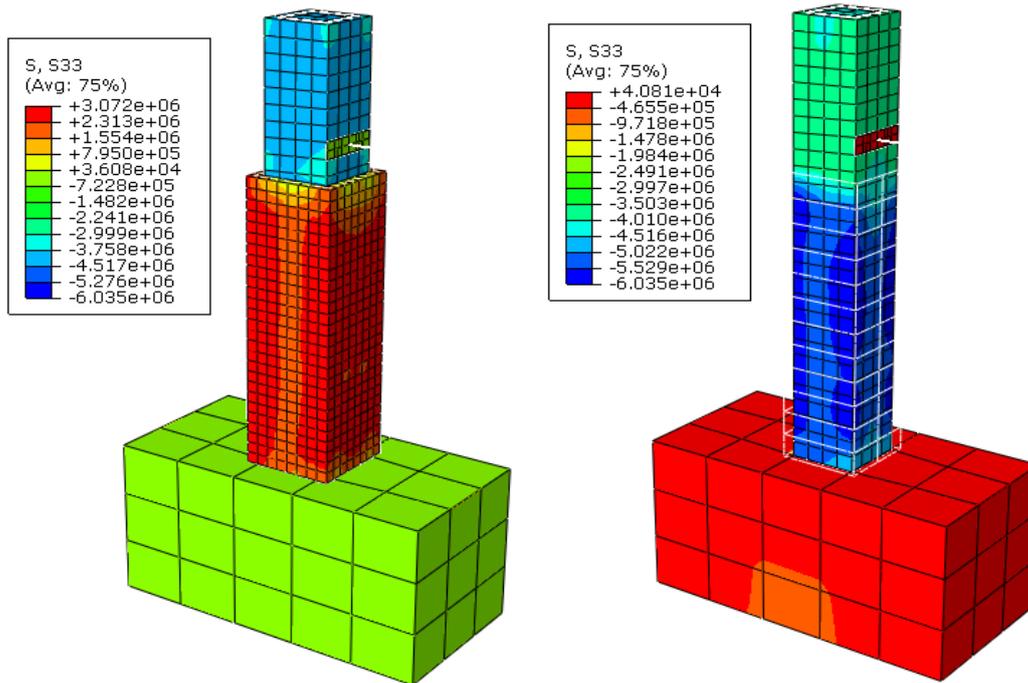


Figura 4.12 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço (esquerda) e no pilar original (direita) do modelo *rough* 35/50, imediatamente após a retração do betão de reforço

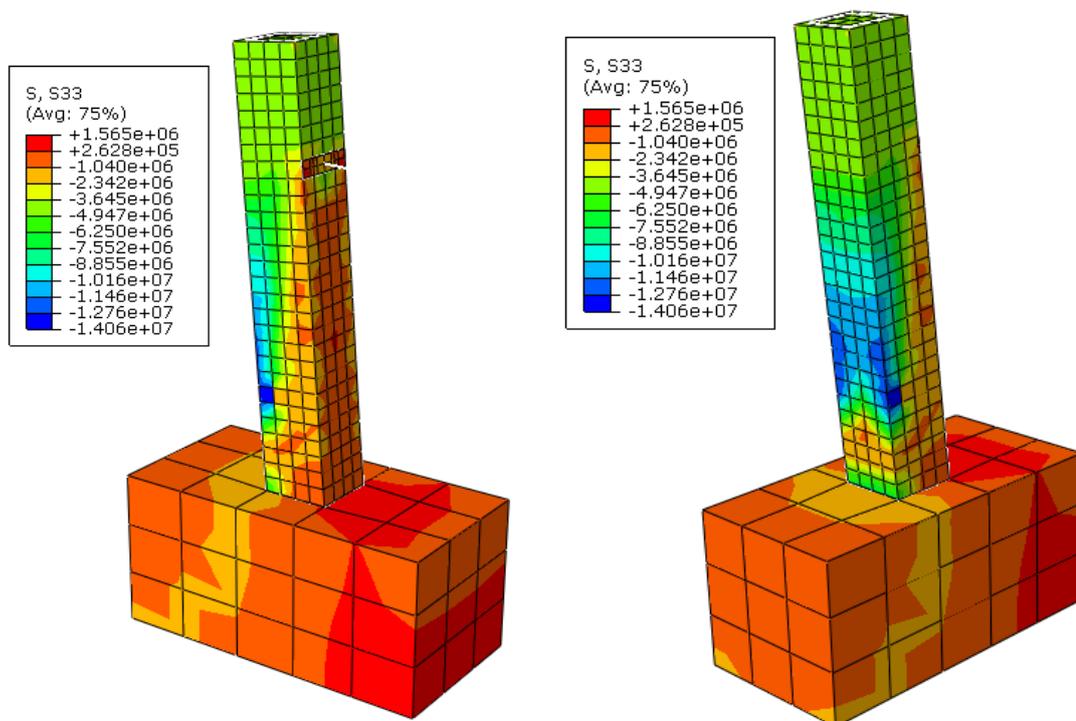


Figura 4.13 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} no pilar original do modelo *rough* 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita)

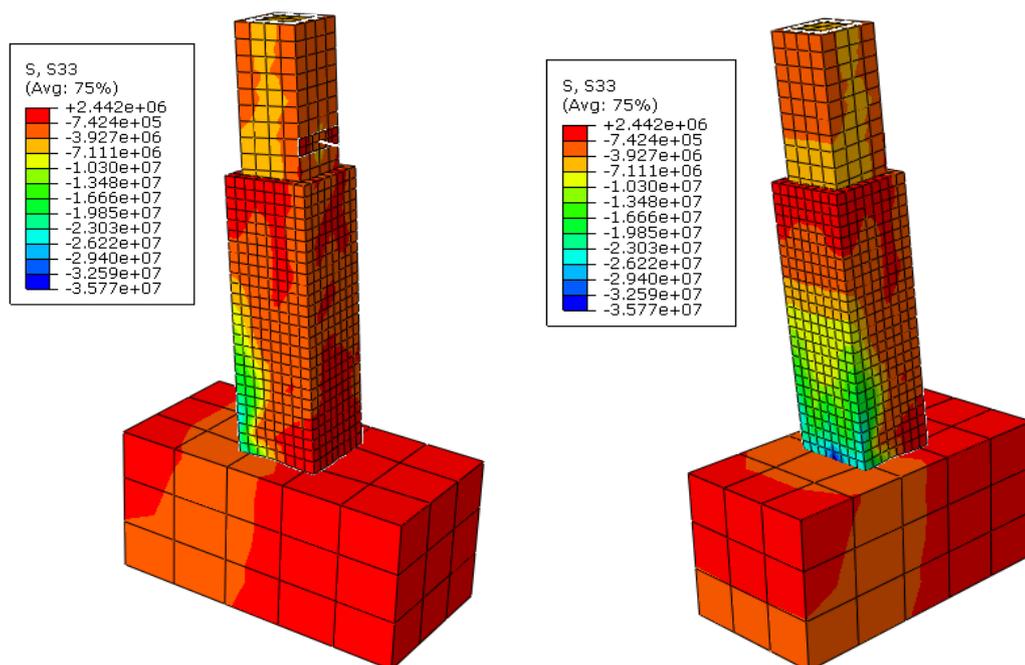


Figura 4.14 – Distribuição de tensões normais σ_{zz} na camada de reforço do modelo rough 35/50, após a imposição do deslocamento horizontal, no lado onde foi imposto o deslocamento (esquerda) e no lado oposto (direita)

4.5. Síntese e discussão dos resultados apresentados

- O primeiro estudo paramétrico consistiu no estudo da superfície de interface. Constatou-se que o modelo numérico com aderência perfeita (*rough*) é mais resistente que o modelo não aderente (*frictionless*). Observou-se ainda que a resistência do modelo *rough* é superior à do modelo numérico reforçado monolítico validado.
- O segundo estudo consistiu em estudar a influência da capacidade resistente do betão de reforço, tendo sido testados dois valores para a resistência média do betão de reforço à compressão: 50 MPa e 80 MPa. Pela análise dos resultados, percebe-se que aumentando um pouco a resistência do betão de reforço (50 MPa) se consegue melhorar ligeiramente a eficácia da técnica de encamisamento, embora para valores muito elevados da resistência do betão (80 MPa) esta opção já não traz vantagens notórias.
- Outro estudo realizado consistiu em averiguar a influência do valor assumido para coeficiente de atrito no caso do modelo que utiliza um betão de reforço com resistência média de 50 MPa. Tal como esperado, constata-se que quanto maior for o valor do coeficiente de atrito, mais resistente é o elemento reforçado.
- O último estudo paramétrico consistiu em averiguar a influência que a retração da camada de reforço de betão tem no comportamento dos modelos numéricos *rough* e *frictionless*, para uma resistência do betão da camada de reforço de 35 MPa, 50 MPa e 80 MPa. Verifica-se não haver um acréscimo da resistência máxima do pilar reforçado quando se consideram os efeitos da retração no betão de reforço.

5. Modelação numérica dos ensaios cíclicos

A metodologia seguida para a construção e calibração dos modelos numéricos para a simulação dos ensaios cíclicos consistiu na mesma sequência de procedimentos utilizada no caso da simulação dos ensaios monotónicos. Assim, numa primeira etapa, assumiu-se para os dois materiais estruturais (betão e aço) um comportamento elástico linear. Tal como referido no capítulo 2, para a definição da história de deslocamentos impostos nos ensaios cíclicos consideraram-se quatro ciclos de amplitude crescente, $0,25\delta_y$, $0,5\delta_y$, $0,75\delta_y$ e δ_y , seguidos de três ciclos de amplitude igualmente crescente, $2\delta_y$, $4\delta_y$, $6\delta_y$ e $8\delta_y$. De relembrar que δ_y corresponde ao valor do deslocamento de cedência obtido para cada um dos modelos testados nos ensaios lentos monotónicos. A figura 5.1 mostra a história de deslocamentos impostos associada ao modelo não reforçado e a figura 5.2 representa o diagrama histerético força horizontal vs deslocamento para esse mesmo modelo.

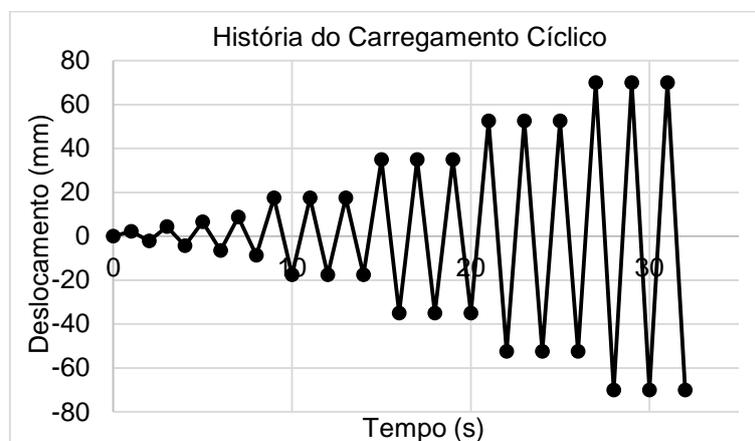


Figura 5.1 – História do carregamento cíclico para o modelo não reforçado

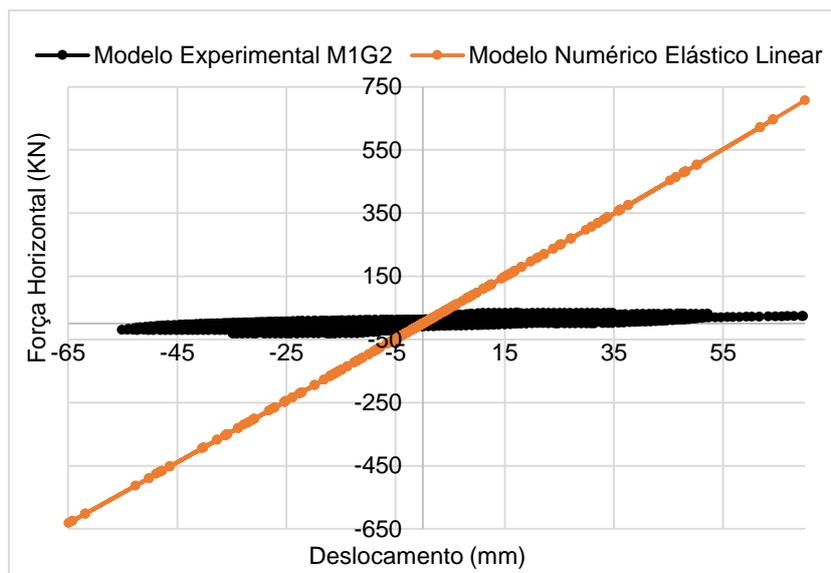


Figura 5.2 – Diagramas histeréticos força horizontal vs deslocamento para o modelo numérico elástico linear e para o modelo experimental M1G2

Observa-se que o modelo se comporta como previsto no domínio elástico, prevendo uma resistência muito superior em relação ao modelo experimental que apresenta comportamento não linear.

De seguida, consideram-se os materiais com comportamento fisicamente não linear, tendo-se adotado os parâmetros finais calibrados para o modelo não reforçado submetido a carregamento monotónico. Como o modelo é computacionalmente pesado, efetuou-se a análise da resposta da estrutura apenas até à amplitude de pico correspondente ao deslocamento de cedência. A figura 5.3 compara os diagramas hysteréticos força horizontal vs deslocamento para o modelo numérico e para o modelo experimental M1G2, para uma amplitude máxima de pico de aproximadamente 8,75 mm.

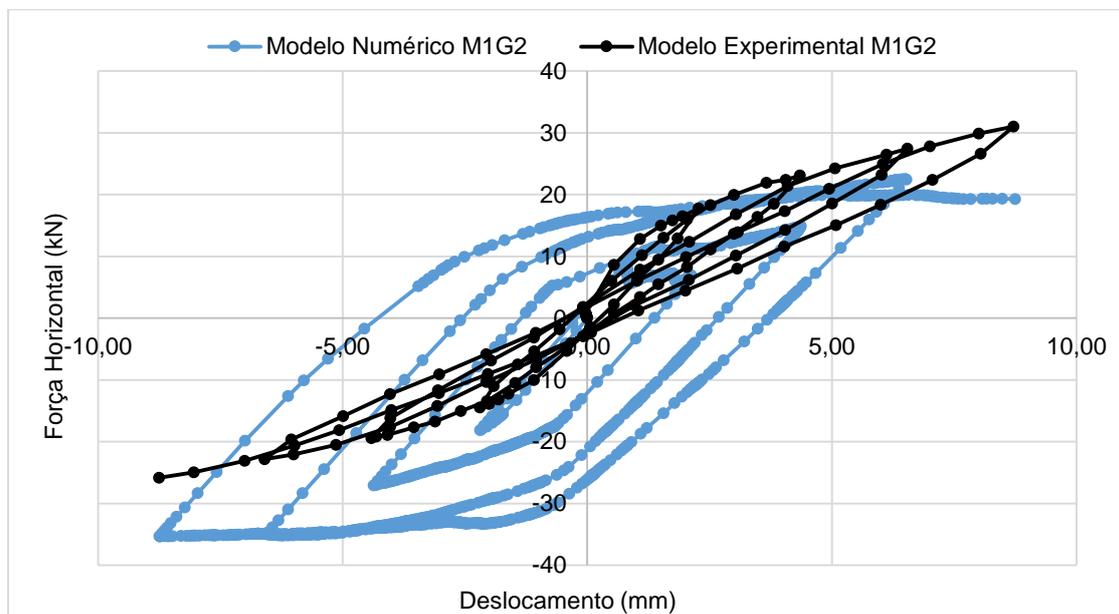


Figura 5.3 – Diagrama hysterético força horizontal vs deslocamento para o modelo numérico e para o modelo experimental M1G2

Conforme referido na seção 3.2.2., o manual do programa Abaqus afirma que o modelo CDP permite simular a degradação progressiva das propriedades mecânicas do betão, sendo o que corresponde à modelação correta dos ensaios cíclicos. É dito ainda que este modelo permite simular de forma adequada a recuperação de rigidez após as reversões de sentido de carregamento.

Contudo, analisando a figura 5.3, observa-se que não houve degradação da rigidez com a evolução do carregamento. Este facto é facilmente observável tendo em conta que o declive dos sucessivos ramos de carga/descarga são sempre praticamente paralelos.

Com o intuito de perceber a forma como o programa aplica o conceito de dano e conseqüentemente trata a degradação de rigidez do material estrutural, realizaram-se diversos testes numéricos com base na consideração do modelo muito simples, referido na subsecção 3.2.2.3. Considerou-se que o cubo

está sujeito a um carregamento cíclico através da imposição de quatro ciclos de amplitude crescente, $0,25\bar{\delta}_y$, $0,5\bar{\delta}_y$, $0,75\bar{\delta}_y$ e $\bar{\delta}_y$ (assumiu-se um deslocamento imposto $\bar{\delta}_y = 0,01$ mm).

A figura 5.4 ilustra o diagrama histerético força horizontal vs deslocamento da secção de aplicação da força para o modelo descrito.

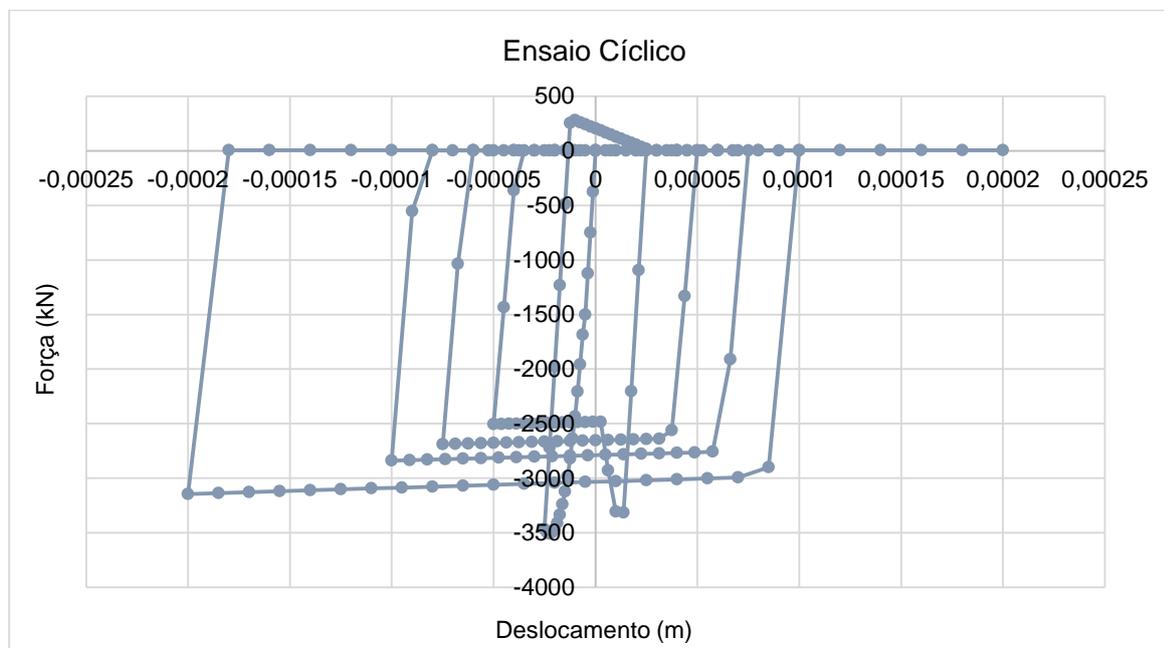


Figura 5.4 – Diagrama histerético força horizontal vs deslocamento da secção de aplicação da força para o ensaio cíclico no cubo

Observa-se que o modelo não é capaz de representar a perda gradual de rigidez com o decorrer da história de carregamento cíclico.

Conclui-se desta forma que o modelo constitutivo CDP não é capaz de simular de forma adequada o comportamento de elementos de betão sujeitos a carregamento cíclicos.

Outros autores tentaram simular ensaios cíclicos no Abaqus, nomeadamente (Shastri, 2010) num estudo que inclui a modelação numérica de vigas de betão reforçadas. Este autor, à semelhança do presente trabalho, fez uso do modelo de dano CDP e concluiu que, embora o modelo consiga reproduzir o comportamento elástico linear, falha ao reproduzir o comportamento do material após a cedência do aço.

Outros autores (Aslani & Jowkarmeimandi, 2012) afirmam que para se conseguir reproduzir no Abaqus o comportamento fisicamente não linear do betão armado quando submetido a carregamentos cíclicos é necessário programar diretamente na sub-rotina UMAT o modelo constitutivo pretendido. Segundo estes autores esta sub-rotina permite ao utilizador definir as propriedades mecânicas dos materiais no formato desejado.

Uma vez que, o tempo associado ao desenvolvimento da presente dissertação não era compatível com a programação de um modelo constitutivo no Abaqus, não foi possível efetuar a simulação numérica do comportamento dos pilares reforçados quando sujeitos a carregamentos cíclicos. Esta análise ficou, por esta razão, identificada como proposta de estudo a realizar no futuro.

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar a influência que determinados parâmetros têm no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado. Como tal, construíram-se modelos numéricos que, após calibrados e validados com resultados experimentais, permitiram conduzir um estudo paramétrico com a finalidade pretendida.

Os modelos numéricos desenvolvidos recorrem a uma alternativa para simular o comportamento não linear do betão (*Concrete Damaged Plasticity*), disponível no programa comercial de elementos finitos Abaqus. A geometria do elemento, as propriedades dos materiais e o tipo de carregamento foram calibrados após revisão dos resultados laboratoriais (Júlio E. N., 2001).

A modelação pode considerar-se dividida em três partes: ensaios lentos monotónicos, estudos paramétricos e ensaios lentos cíclicos. O estudo numérico iniciou-se com a modelação dos ensaios monotónicos, mais concretamente do pilar não reforçado M1G1 e do pilar com reforço monolítico M3G1. De seguida, realizou-se um conjunto de estudos paramétricos com base nos modelos calibrados. Como objetivo adicional, procedeu-se à modelação dos ensaios cíclicos, somente do pilar não reforçado M1G2. No entanto, devido às limitações dos modelos constitutivos presentes no Abaqus, a simulação dos ensaios cíclicos foi bastante limitada.

Neste capítulo, apresenta-se uma síntese das conclusões mais relevantes obtidas ao longo do estudo conduzido e são avançadas propostas para trabalhos de investigação futuros.

6.1. Conclusões gerais

O estudo realizado possibilitou obter as conclusões gerais que se passam a descrever.

1) Ensaios lentos monotónicos:

- Globalmente, verificou-se que os objetivos propostos para o caso do carregamento monotónico foram alcançados para o pilar não reforçado e para o pilar com reforço monolítico. Confirmou-se o monolitismo do modelo reforçado, assim como a distribuição de tensões normais no betão, a distribuição de tensões axiais no aço e a localização das zonas de possível fissuração e esmagamento do betão para ambos os modelos;
- O modelo escolhido para representar o comportamento não linear do betão foi adequado, uma vez que os resultados numéricos reproduzem de forma muito satisfatória os resultados experimentais.

2) Estudos paramétricos:

- O primeiro estudo paramétrico consistiu no estudo da superfície de interface. Comparando o modelo numérico com aderência perfeita (*rough*) com o de não aderência (*frictionless*), observou-se que o primeiro foi mais resistente do que o segundo, uma vez que o pilar e o

reforço funcionaram como um todo e está impedido o escorregamento. Conclui-se também que os parâmetros utilizados na calibração do contato foram adequados;

- O segundo estudo centrou-se na influência que a capacidade resistente do betão de reforço tem na resistência global do elemento reforçado. Concluiu-se que, aumentando um pouco a capacidade resistente do betão de reforço (50 MPa) consegue-se melhorar ligeiramente a eficácia da técnica de encamisamento, embora para valores muito elevados da resistência média do betão (80 MPa) esta opção já não tenha vantagens. Uma explicação possível será que, a partir de determinado valor da resistência do betão de reforço, a posição da linha neutra praticamente não se altera com o aumento desta resistência e, como tal, não há alterações significativas da resistência do pilar reforçado. Efetivamente, para que houvesse um acréscimo da capacidade resistente do elemento estrutural, seria necessário aumentar a quantidade de armadura;
- Outro estudo realizado consistiu em averiguar a influência do coeficiente de atrito no modelo que utiliza um betão de reforço com resistência média de 50 MPa. Os modelos *rough* 35/50 e *frictionless* 35/50 foram, respetivamente, os limites superior e inferior. Constatou-se que quanto maior for o valor do coeficiente de atrito mais resistente é o elemento reforçado;
- O último estudo paramétrico consistiu em averiguar a influência que a retração da camada de reforço de betão tem no comportamento dos modelos *rough* e *frictionless*, para uma resistência do betão da camada de reforço de 35 MPa, 50 MPa e 80 MPa. Concluiu-se que não houve uma alteração significativa da resistência máxima do pilar reforçado quando foram incluídos na modelação os efeitos da retração do betão de reforço.

3) Ensaios lentos cíclicos:

- Surgiram várias dificuldades na calibração dos ensaios cíclicos, verificando-se que os modelos constitutivos disponíveis no Abaqus não são capazes de simular de forma adequada o comportamento fisicamente não linear de elementos de betão armado quando sujeitos a carregamentos cíclicos;
- A consideração de modelos constitutivos adequados para a simulação do comportamento de estruturas de betão simples sujeitas a carregamentos cíclicos pressupõe a programação de relações constitutivas adequadas nas rotinas que o programa Abaqus permite que sejam alteradas pelo utilizador.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Apresentam-se algumas propostas de trabalhos a desenvolver no futuro, por forma a dar continuidade ao que foi realizado no presente trabalho:

- Modelação numérica do reforço de pilares de betão armado por encamisamento sujeitos a carregamentos lentos monotónicos, utilizando para a caracterização do betão o modelo *Smearred Crack Concrete Model*;

- Modelação numérica da interface entre o pilar inicial e a camada de reforço para diferentes tipos de tratamento da mesma;
- Modelação numérica da aplicação de conetores na superfície de interface;
- Desenvolvimento de uma sub-rotina que permita simular corretamente o comportamento fisicamente não linear de peças de betão armado quando submetidas a carregamentos lentos cíclicos.

Bibliografia

- Abaqus. (2013). *Abaqus Analysis User's Manual - v6.13-4*.
- Appleton, J. (2010). *VI ENEEC - Encontro Nacional de Estudantes de Engenharia Civil*. Évora 2010.
- Araújo, J. M. (2001). A resistência à tração e energia de fratura do concreto. Em *Estruturas de Concreto*. Rio Grande: Dunas.
- Aslani, F., & Jowkarmeimandi, R. (2012). Stress-strain model for concrete under cyclic loading. *Magazine of Concrete Research*, 64 (8), 673-685.
- Bousias, S., Fardis, M., Spathis, A.-L., & Biskinis, D. (2005). Em *Shotcrete or FRP Jacketing of concrete columns for seismic retrofitting: Seismic assessment and rehabilitation of existing buildings*. International closing workshop Istanbul, 30 May-June 1, 2005.
- Caeiro, J. D. (2015). *Modelação numérica de reforço de pilares de betão*. Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico: Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.
- Casal, B. B. (2011). *Ligações entre betões de idades diferentes aplicações diversas; Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil*. Universidade Nova de Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Costa, S. (09 de Abril de 2014). *Reabilitação-Edifício*. Obtido de Anteprojectos: <http://www.anteprojectos.com.pt/2014/04/09/nova-lei-torna-mais-facil-a-reabilitacao/reabilitacao-edificio/>
- Cruz, J. S. (2011). Folhas de apoio à cadeira de Reabilitação de Estruturas; Reabilitação e Reforço de Estruturas - Aula 17: Projecto de Reforço com FRP. Instituto Superior Técnico.
- Dutra, C. M. (2014). *Estudo do Comportamento Estrutural do Conector Crestbond*. Minas Gerais - Brasil: Dissertação para Pós-Graduação em Engenharia Civil; Universidade Federal de Viçosa.
- EC2-1. (2010). *Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. NP EN 1992-1-1, CEN.
- Emmons, P. H. (1994 *Repair*). Em *Concrete Repair and Maintenance, R.S. Means Company, MA, Part three: Surface, Section 6: Bonding Repair Materials to Existing Concrete* (pp. 154-163).
- Engenharia Civil*. (24 de Fevereiro de 2011). Obtido de <http://www.engenhariacivil.com/reforco-estruturas-compositos-fibras-carbono-frp>
- Fardis, M. N. (2009). *seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer.
- Gomes, A., & Appleton, J. (1997). Reforço de estruturas de betão armado por encamisamento das secções. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) Nº42*, 7-9.

- Júlio, E. N. (2001). *A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado*. Coimbra: Tese de doutoramento, Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Júlio, E. S. (2011). *Folhas de apoio à cadeira de Reabilitação e Reforço de Estruturas; Aula 09.2: Técnicas de Reforço de estruturas de betão armado*. Instituto Superior Técnico.
- Júlio, E. S., Branco, F., & Silva, V. D. (2003). *Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing*. Prog. Struct. Engng Mater.
- Luz, M. F. (2013). *Modelos Híbridos-Mistos de Tensão para a Análise de Estruturas de Betão*. Instituto Superior Técnico: Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.
- Mander, J. B. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, 1804-1826.
- Model Code 2010 - volume I*. (2010).
- Neville, A. (2012). *Properties of concrete* (5th ed.). Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Reis, N. F. (2009). *Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários - aplicação a um pavimento reforçado com malha de aço*. Instituto Superior Técnico: Dissertação de mestrado em Engenharia Civil.
- Revista "Ingenium". (2014). *Numero 140 - Março/Abril de 2014*.
- Shastri, A. S. (2010). *Computacional modeling of conventionally reinforced concrete coupling beams*. Texas A&M University: Degree of Master of Science.
- Site da empresa Y.H.H. Engineering Pte Ltd. (s.d.). Obtido de <http://appic.stridec.com/yhhengrg/column-strengthening-steel-plates.html>
- Sousa, Á. F. (2008). *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*. Porto: Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Waghmare, S. P. (2011). Materials and jacketing technique for retrofitting of structures. *International Journal of Advanced Engineering Research and Studies*.