



André Morais Cunha Malhó da Fonseca

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Método dos Elementos Aplicados na simulação
numérica do arrancamento de armaduras**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – perfil de Estruturas

Orientador: Corneliu Cismasiu, Professor Associado da FCT-
UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Válder Lúcio
Arguente(s): Prof. Doutor José Noronha da Câmara
Vogal(ais): Prof. Doutor Corneliu Cismasiu



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

[09/2014]



Método dos Elementos Aplicados na simulação numérica do arrancamento de armaduras
André Morais Cunha Malhó da Fonseca

2014

Método dos Elementos Aplicados na simulação numérica do arrancamento de armaduras

© André Morais Cunha Malhó da Fonseca

Faculdade de Ciências e Tecnologia

Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer em primeiro lugar ao Professor Corneliu Cismasiu, não só pela sua orientação nesta dissertação, como por toda a simpatia, por todo o conhecimento que partilhou comigo e todo o tempo disposto ao longo do curso.

Ao meu pai e à minha mãe, por todo o apoio e dedicação para a minha formação como homem. Sem vocês não era ninguém... OBRIGADO!

Aos meus irmãos, Rita, Patricia e Nuno, que sempre me apoiaram em todas as minhas decisões e sempre me escutaram, e deram na cabeça, quando foi preciso. E sem nunca esquecer ao meu cunhado Pedro, por todas as conversas e pelos grandes e sábios concelhos. Ao David, “um bota abaixo” e à Sushi.

Aos meus sobrinhos e afilhados que adoram o tio e o tio os adora todos, como sabem...

Ao tio João Morais Sarmiento, tia Ya, tia Nela, tio João e tia Joia, tia Paula, que sempre me aturaram.

Ao Eng^o José Câmara por todo o tempo disponibilizado ao longo do curso (sabendo eu da constante falta de tempo), um grande obrigado por poder ter partilhado comigo o seu vasto saber no nosso ramo, a Engenharia Civil.

A todos os meus amigos e compinchas, o Chiquinho, o Mentos, o Txapa, o Tantinhas, o Manel, o Camilo, o Henrique, o Dudu, o Tavares, o Chiló, o Ortigas, o Chino, o Imps e o grande Clode (que nos acompanha a todos lá de cima), um grande “bem-hajam”.

E por último, às pessoas mais importantes na minha vida: a Inês e o Francisco, que me dão as maiores alegrias do meu dia-a-dia, todos os dias...

Obrigado a todos e Saudações Leoninas!

RESUMO

Uma das propriedades do betão armado que foi alvo de maior número de estudos, ao longo dos tempos, é a aderência. Esta é uma das propriedades mais importantes a considerar na construção, pois dela depende o desempenho e estabilidade de uma estrutura. Dada a sua importância, a aderência é a propriedade do betão armado mais estudada ao longo do tempo. A complexidade inerente a esta propriedade torna difícil de compreender e prever o comportamento estrutural.

Esta dissertação pretende analisar a capacidade do Método dos Elementos Aplicados em simular o ensaio de arrancamento directo e de reproduzir modos de rotura. Este ensaio, denominado de *pull-out test*, estuda a aderência entre três materiais: o aço, o betão e o *grout*. Vários tipos de ligações, com diferentes modos de rotura, são simulados e comparados com um ensaio experimental referido na revisão bibliográfica. Assim, recorrer-se-á ao programa *Extreme Loading for Structures*, que tem como base o Método dos Elementos Aplicados. Através de uma análise de sensibilidade foi possível calibrar as propriedades dos diferentes elementos e das interfaces entre o betão, aço e *grout*, de modo a viabilizar o cálculo da força crítica das ligações e reproduzir os modos de rotura observados experimentalmente.

Este trabalho pretende dar uma contribuição ao conhecimento no âmbito da simulação numérica, em relação a este tipo de ligações, e ajudar à criação de modelos numéricos fiáveis e eficientes de fácil e rápida execução.

Esta dissertação permite concluir que o Método dos Elementos Aplicados, apresenta-se como uma boa solução para o estudo deste tipo de ligações. Os resultados numéricos tiveram uma boa aproximação dos resultados experimentais. Em conformidade com a análise experimental, as ligações com bainha de pré-esforço e comprimento de embebimento a partir de 15 cm são as que melhor desempenho têm ao nível da resistência.

PALAVRAS-CHAVE: aderência; *pull-out test*; modelação numérica; Método dos Elementos Aplicados.

ABSTRACT

The bond properties between the concrete and the reinforcement bars is one of the utmost properties of the reinforced concrete elements, being responsible for their structural performance and stability. A literature review reveals that, because of its importance, this is the reinforced concrete property that was the most studied over the time. However, the complex mechanisms involved are difficult to understand and to predict, justifying the continuous research on this topic even nowadays.

The present thesis analyzes the ability of the *Applied Element Method* to simulate experimental *pull-out* tests and to reproduce the complex failure modes, that are highly dependent on the bond between three materials involved: steel, concrete and grout. Several types of connections, each emphasizing a different failure mode, are simulated and compared with experimental tests reported in the literature. The numerical simulations, performed using *Extreme Loading for Structures*, a commercial program based on the *Applied Element Method*, yield encouraging results, when compared with the experimental data. A sensitivity analysis allows the calibration of the material properties of the simulated interface between the steel, concrete and the grout, in order to be able to reproduce both the critical load of the connections and the distinct failure modes observed in the experimental tests.

The present work aims to contribute to the accumulated knowledge regarding the numerical simulations of these types of connections, and helping practitioner engineers to create reliable and efficient numerical models easier and faster.

This thesis shows that *Applied Element Method* is a good technique for the study of such connections. The numerical results were similar to the experimental ones. In accordance with the experimental analysis, the connections with strip of pre stressing and length of embedment from 15 cm are those that have better performance in terms of resistance.

KEYWORDS: bond; *pull-out* test; numerical modeling; Applied Element Method.

ÍNDICE DE MATÉRIAS

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	1
1.2.	ORGANIZAÇÃO	2
2.	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO – <i>PULL-OUT TEST</i>	3
2.1.	INTRODUÇÃO	3
2.2.	ADERÊNCIA ENTRE OS MATERIAIS	4
2.2.1.	MATERIAIS	6
2.3.	OUTROS TRABALHOS NUMÉRICOS.....	8
3.	MODOS DE ROTURA DE ANCORAGENS PÓS-INSTALADAS EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS... 15	
3.1.	ANCORAGENS PÓS-INSTALADAS EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS.....	15
3.1.1.	ANCORAGENS COM VARÕES EMBEBIDOS EM BETÃO NÃO FENDILHADO.....	15
3.1.2.	ANCORAGENS COM VARÕES SELADOS COM <i>GROUT</i> EM BETÃO NÃO FENDILHADO... 15	
3.1.3.	ANCORAGENS COM BAINHAS METÁLICAS EM BETÃO NÃO FENDILHADO	16
3.2.	LIGAÇÕES EM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS.....	17
4.	MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS LIGAÇÕES COM RECURSO AO PROGRAMA “ <i>EXTREME LOADING FOR STRUCTURES</i> ”.....	23
4.1.	ANÁLISE NUMÉRICA	23
4.2.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	27
4.2.1.	BETÃO	27
4.2.2.	<i>GROUT</i>	31
4.2.3.	AÇO.....	33
4.3.	CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS	34
4.3.1.	GEOMETRIA DOS ELEMENTOS	34
4.3.2.	CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS DE LIGAÇÃO.....	36
4.4.	MODELAÇÃO DOS ENSAIOS.....	38
5.	RESULTADOS.....	41
5.1.	LIGAÇÃO V20	41
5.2.	LIGAÇÃO P10	43
5.3.	LIGAÇÃO P15	44
5.4.	LIGAÇÃO P20	46
5.5.	LIGAÇÃO P25	48
5.6.	LIGAÇÃO PC20	49

5.7.	LIGAÇÃO CM20.....	51
5.8.	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	53
6.	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	57
	BIBLIOGRAFIA	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Escorregamento	3
Figura 2.2. Componentes da resistência por aderência	4
Figura 2.3. Fases características das curvas de aderência.	5
Figura 2.4. Diagrama tensão-deformação do betão para carregamentos monotónicos.....	6
Figura 2.5. Diagrama do aço laminado a quente para carregamentos monotónicos.....	7
Figura 2.6. Dimensões do provete utilizado.....	8
Figura 2.7. <i>Pull-out</i> test.	9
Figura 2.8. Elementos do modelo analítico.....	10
Figura 2.9. Comparação dos ensaios do autor com o MC 90 CEB-FIP: a) Aço galvanizado + epoxy; b) Aço galvanizado; c) Aço convencional.....	11
Figura 2.10. Variação da distribuição de tensões. a) Varão de $\Phi 12$; b) Varão de $\Phi 16$; c) Comprimento de embebimento 10Φ ; d) Comprimento de embebimento 15Φ	12
Figura 2.11. Comparação dos resultados numéricos e experimentais. a) <i>Pull-out test</i> ; b) APULOT	13
Figura 2.12. Diagrama força-deslocamento para a análise experimental (ST) e numérica (FEA). a) parafuso de 100mm; b) parafuso de 200mm; c) parafuso de 300mm; d) parafuso de 400mm	14
Figura 3.1. Modos de rotura.....	15
Figura 3.2. Modos de rotura.....	16
Figura 3.3. Modos de rotura.....	16
Figura 3.4. Estrutura reticulada de um edifício	17
Figura 3.5. Construção de habitação com parede resistente	17
Figura 3.6. Ligação pilar-fundação	18
Figura 3.7. Ligação pilar-pilar	19
Figura 3.8. Ligação parede – parede	19
Figura 3.9. Ligação viga-pilar	20
Figura 3.10. Ligação laje-viga	20
Figura 4.1. Comportamento elástico linear e não-linear	24
Figura 4.2. Separação de elementos	24
Figura 4.3. Colisão e colapso	24
Figura 4.4. Transição de elementos da malha.....	25
Figura 4.5. Conectividade entre os elementos.....	25
Figura 4.6. Molas distribuídas que simulam o material	26
Figura 4.7. Molas de reforço	26
Figura 4.8. Molas de contacto	26
Figura 4.9. Substituição da armadura por molas.	27
Figura 4.10. Ensaio de compressão do betão.....	28
Figura 4.11. Ensaio numérico de caracterização do betão.	29
Figura 4.12. Diagrama força-deslocamento betão utilizado nas ligações P15 e P25.....	30
Figura 4.13. Ensaio numérico de caracterização do <i>grout</i>	31
Figura 4.14. Diagrama força-deslocamento do <i>grout</i> ensaiado numericamente.	32
Figura 4.15. Ensaio de tracção do aço.....	33
Figura 4.16. Ensaio numérico de tracção do aço.	33
Figura 4.17. Diagrama força-deslocamento do aço ensaiado numericamente.	34
Figura 4.18. Elementos modelados. a) maciço de betão; b) varão de aço; c) <i>grout</i>	35

Figura 4.19. Modelo final.	36
Figura 4.20. Encastramento da base do maciço e aplicação de cargas.	39
Figura 5.1. Diagrama força-deslocamento da ligação V20.	42
Figura 5.2. Modo de rotura da ligação V20.	42
Figura 5.3. Diagrama força-deslocamento da ligação P10.	44
Figura 5.4. Modo de rotura da ligação P10.	44
Figura 5.5. Diagrama força-deslocamento da ligação P15.	45
Figura 5.6. Modo de rotura da ligação P15.	46
Figura 5.7. Diagrama força-deslocamento da ligação P20.	47
Figura 5.8. Modo de rotura da ligação P20.	47
Figura 5.9. Diagrama força-deslocamento da ligação P25.	49
Figura 5.10. Modo de rotura da ligação P25.	49
Figura 5.11. Diagrama força-deslocamento da ligação PC20.	51
Figura 5.12. Modo de rotura da ligação PC20.	51
Figura 5.13. Diagrama força-deslocamento da ligação CM20.	52
Figura 5.14. Modo de rotura da ligação CM20.	53
Figura 5.15. Valores de força máxima nos ensaios experimentais e numérico.	54
Figura 5.16. Valores dos deslocamentos máximos dos ensaios experimentais e numérico.	56

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. Classes de ductilidade do aço	7
Tabela 4.1. Caracterização dos betões.....	28
Tabela 4.2. Caracterização do <i>grout</i>	31
Tabela 4.3. Caracterização do aço.....	34
Tabela 4.4. Designação dos modelos de ligação	37
Tabela 4.5. Propriedades da interface betão- <i>grout</i> das diferentes ligações.	38
Tabela 5.1. Propriedades da interface aço-betão da ligação V20.....	41
Tabela 5.2. Propriedades da interface <i>grout</i> -betão da ligação P10.....	43
Tabela 5.3. Propriedades da interface <i>grout</i> -betão da ligação P15.....	45
Tabela 5.4. Propriedades da interface <i>grout</i> -betão da ligação P20.....	46
Tabela 5.5. Propriedades da interface <i>grout</i> -betão da ligação P25.....	48
Tabela 5.6. Propriedades da interface <i>grout</i> -betão da ligação PC20.....	50
Tabela 5.7. Propriedades da interface <i>grout</i> -betão da ligação CM20.	52
Tabela 5.8. Força máxima dos ensaios experimentais e numérico.....	53
Tabela 5.9. Deslocamento máximo dos ensaios experimentais e numérico.	55

LISTA DE ACRÓNIMOS E SIGLAS

ACRÓNIMOS E SIGLAS

ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CEB-FIP	<i>Comite Euro-International du Beton</i>
EC	Eurocódigo
ELS	<i>Extreme Loading for Structures</i>
EN	<i>European Norm</i>
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MC	<i>Model Code</i>
MEA	Método dos Elementos Aplicados
MEF	Método dos Elementos Finitos
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RILEM	<i>Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux</i>
RSA	Regulamento de Segurança e Acções

LETRAS LATINAS

A	Área
A_s	Área da secção transversal do varão
E	Módulo de Young
F	Força
F_{ced}	Força de cedência
$F_{máx}$	Força máxima
F_{rotura}	Força de rotura
f_{cm}	Resistência à compressão do betão aos 28 dias
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão em cilindros
f_{ctm}	Resistência à tracção do betão
f_t	Resistência à tracção
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
h	Espessura

k	Razão entre tensão de rotura e a tensão de cedência
L	Comprimento do varão

LETRAS GREGAS

δ	Deslocamento equivalente
$\delta_{\text{máx}}$	Deslocamento máximo
ϵ	Extensão
ϵ_{uk}	Extensão à força máxima
σ	Tensão
σ_{ced}	Tensão de cedência
$\tau_{\text{adm, med}}$	Tensão admissível média

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A construção com elementos de betão armado teve origem em França e remonta ao final do séc. XIX, sendo até aos dias de hoje, um dos materiais mais utilizados no ramo da Engenharia Civil. O betão armado distingue-se do betão normal por possuir uma armadura metálica que ajuda a resistir aos esforços de tracção, enquanto o betão simples tem uma fraca resistência a esses esforços e uma boa resistência aos esforços de compressão.

Uma das propriedades do betão armado que foi alvo de maior número de estudos, ao longo dos tempos, é a aderência. Esta é uma das propriedades mais importantes a considerar na construção, pois ela influi no desempenho e estabilidade de uma estrutura. A aderência dificulta o escorregamento entre um varão de aço e o betão envolvente, permitindo que os dois materiais actuem conjuntamente, fazendo com que as estruturas possam suportar uma maior carga.

Para o estudo da aderência existem diversos tipos de ensaios. Destaca-se o de arrancamento directo, denominado de *pull-out test*, por ser largamente utilizado devido à sua simplicidade de aplicação e de interpretação dos resultados.

A princípio os ensaios de aderência eram realizados *in situ*, no entanto, com o tempo, para além dos ensaios experimentais, também se começaram a introduzir as análises numéricas. A análise numérica veio dar um forte contributo para a compreensão dos fenómenos físicos.

Durante o seu período de vida, as estruturas podem ser submetidas a cargas anormais que excedam as previstas no projecto. A sua ocorrência, principalmente ao nível da execução das ligações, pode ter consequências desastrosas. Os métodos de análise aproximados funcionam bem quando o objectivo é projectar elementos que suportem cargas tradicionais, no entanto quando se trata de cargas extremas é necessária uma análise mais detalhada e pormenorizada dos elementos, para que estes não colapsem.

Geralmente a análise estrutural tem como base o Método dos Elementos Finitos (MEF). Na maioria dos casos, é utilizada uma análise elástica linear para o cálculo das forças internas da estrutura. Para o dimensionamento de estruturas consideram-se também coeficientes de segurança, reforçando a garantia da estrutura uso pretendido. Um dimensionamento adequado da estrutura é essencial para garantir o seu comportamento futuro.

A simulação computacional é uma chave importante para a determinação do desempenho das estruturas em situações de cargas extremas, como referido anteriormente. No entanto é mais inexacto prever o comportamento de estruturas durante o seu colapso utilizando uma análise linear com base no MEF.

No Método dos Elementos Aplicados (MEA), durante o colapso, as estruturas passam por dois estados distintos: um estado contínuo, seguido por um estado discreto, ou seja, um não contínuo. A análise e simulação têm de considerar os dois estados. Para isto, desenvolveu-se um novo método capaz de prever com elevado grau de fiabilidade o comportamento das estruturas: o Método dos Elementos Aplicados (MEA) (Tagel-Din e Rahman, 2006).

Neste trabalho pretende-se estudar numericamente a aderência e o comportamento estrutural de algumas ligações, através de armaduras salientes, utilizadas na pré-fabricação (como adiante se verá), com diferentes propriedades. Para tal, utilizar-se-á o programa *Extreme Loading for Structures* (ELS), que tem como base o MEA, no qual se irão simular tipos de ligações, baseadas num trabalho experimental. Mais concretamente pretende-se comparar os resultados obtidos numericamente com os da solução experimental de modo a verificar se este programa obtém uma resposta fiável face ao comportamento estrutural.

1.2. ORGANIZAÇÃO

Esta tese encontra-se organizada em 6 capítulos. No primeiro capítulo apresenta-se o âmbito do tema de modo a contextualizar o problema, definem-se os objectivos a que se propõe este estudo e é apresentada a estrutura do trabalho.

No segundo capítulo faz-se uma revisão bibliográfica sobre os ensaios de arrancamento e a importância da aderência nos materiais. São abordadas as características específicas dos materiais em estudo, o betão e o aço. Por último focam-se alguns trabalhos numéricos realizados anteriormente, no âmbito da aderência entre os materiais.

No terceiro capítulo referem-se os modos de rotura de ancoragens pós-instaladas em estruturas pré-fabricadas, bem como algumas ligações utilizadas neste tipo de estruturas, de interesse para a dissertação.

No quarto capítulo apresentam-se considerações elementares na análise numérica, mais concretamente em relação à modelação numérica das ligações em estudo, com recurso ao programa *Extreme Loading for Structures* (ELS). Caracterizam-se também os materiais e os modelos de ligação, bem como os métodos de cálculo subjacentes ao modelo.

O quinto capítulo é constituído pela exposição dos resultados da simulação e da análise experimental.

No sexto capítulo é feita uma síntese dos principais resultados decorridos desta dissertação. Tiram-se conclusões, avaliam-se os objectivos atingidos e as suas limitações. Propõem-se trabalhos futuros a realizar.

Finalmente, seguem-se as referências bibliográficas que sustentaram este estudo.

2. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO – *PULL-OUT TEST*

Neste capítulo serão abordados os ensaios de arrancamento e a sua importância na Engenharia Civil. Também se analisarão as propriedades de aderência dos materiais, bem como os principais modos de rotura e as suas características específicas, quer do betão quer do aço.

2.1. INTRODUÇÃO

O desempenho de uma estrutura depende da qualidade dos seus elementos integrantes. Assim, é importante efectuar o controlo de qualidade dos materiais constituintes das estruturas, bem como da aderência entre o betão e o aço, sendo considerado esta um indicador do desempenho estrutural. Os estudos de aderência têm sido largamente utilizados ao longo dos tempos dada a sua importância na construção.

Um dos ensaios mais conhecidos e utilizados no estudo da quantificação da aderência entre varões de aço e betão é o ensaio de arrancamento directo, mais conhecido por *pull-out test*. Este ensaio consiste no carregamento de um varão com uma das extremidades embebidas num bloco de betão, ao longo de um comprimento pré-definido, através de uma força de tracção aplicada na extremidade saliente do varão, ficando a outra livre de tensões. Posteriormente mede-se a força aplicada, bem como o deslocamento na extremidade livre de tensões. Assim, o *pull-out test* possibilita que se estabeleça uma relação entre o escorregamento (deslocamento relativo entre o aço e o betão) e a força de tracção aplicada ao varão, até à rotura. (Camões *et. al*, 2008)

Segundo Lúcio e Marreiros (2005) o deslocamento deve-se não só a um real escorregamento entre os dois materiais, mas também devido a deformações muito localizadas na camada de betão junto ao aço, ou seja na interface, podendo-se então afirmar que o escorregamento é o deslocamento relativo entre o aço e o betão não perturbado e afastado do aço, como ilustra a Figura 2.1.

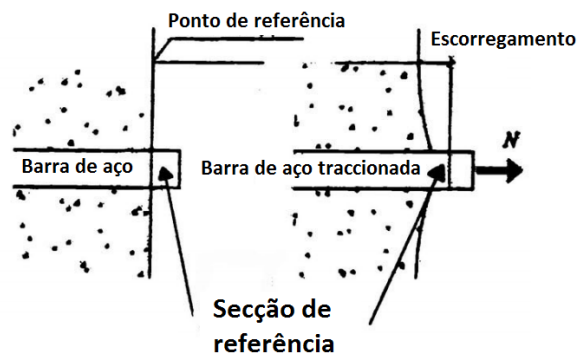


Figura 2.1. Escorregamento. Adaptado: Lúcio e Marreiros (2005).

De acordo com Tavares *et. al* (2014) estes ensaios foram normalizados pelo RILEM/CEB/FIP RC6 (1983) e pelo ASTM (1991). Nos E.U.A., no que se refere a ensaios de arrancamento, estes regem-se pelo documento ACI 228.1R do American Concrete Institute (2003). No que respeita à regulamentação nacional, os ensaios de arrancamento guiam-se pela NP EN 12504-3 (2005).

2.2. ADERÊNCIA ENTRE OS MATERIAIS

As forças de interacção entre o aço e o betão ocorrem na superfície de contacto entre eles. Segundo Camões *et. al* (2008) a transmissão de tensões efectua-se através de forças superficiais envolvendo fenómenos de aderência presentes ao longo da superfície de contacto. Esta propriedade depende de diversos factores, dos quais se enumeram: tipo, velocidade e duração do carregamento; escorregamento das armaduras; resistência do betão; classe do aço; recobrimento e espaçamento das armaduras; diâmetro das armaduras; comprimento de ancoragem; tipo e geometria das nervuras da armadura (no caso de armadura rugosa); efeitos de confinamento; quantidade e posição da armadura transversal; posição da armadura em relação à betonagem; e, distância às fendas (*Model Code CEB-FIP, 1990*).

A resistência por aderência tem origem em três componentes: a resistência por adesão química, a resistência mecânica e a resistência por atrito, como se pode observar na Figura 2.2.

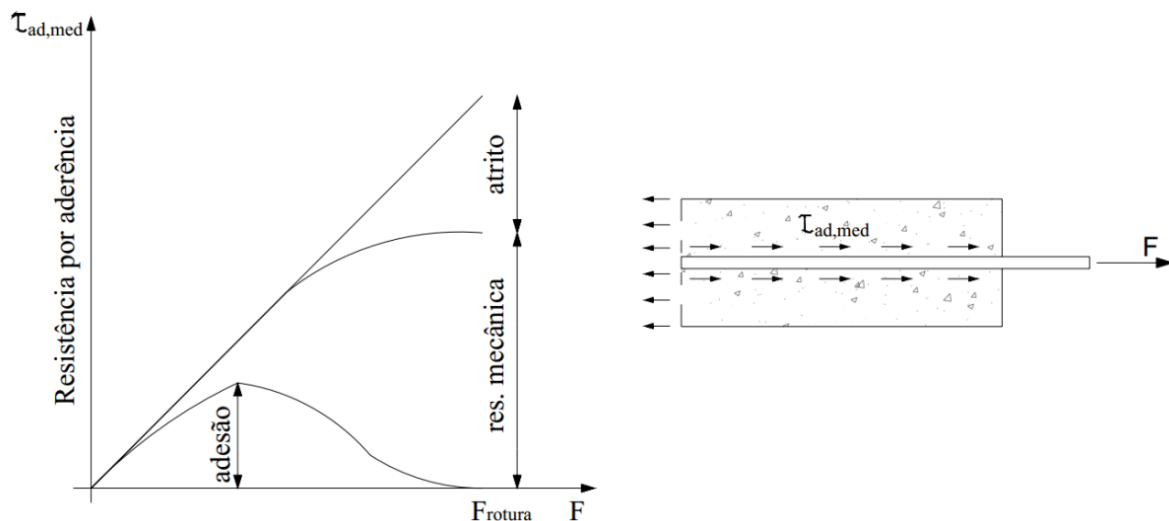


Figura 2.2. Componentes da resistência por aderência. Fonte: Camões *et. al* (2008).

A resistência por adesão química, que é a componente da resistência ao corte existente na interface, forma-se quando a pasta de cimento endurece. Ao criar-se a presa de betão, os dois materiais unem-se formando ligações entre eles. Estas ligações são quebradas numa primeira fase de transmissão de esforços, logo que se verifiquem micro-deslocamentos entre o varão e o betão envolvente (Camões *et. al*, 2008 e Fernandes *et. al*, 2008).

A resistência mecânica deve-se ao efeito de ancoragem provocado pelas nervuras existentes na superfície do varão. A transferência de forças que resulta deste efeito é a principal responsável pelas tensões que surgem na superfície de contacto entre os dois materiais.

A resistência por atrito ocorre devido aos deslocamentos entre duas superfícies causado pela rugosidade das mesmas. Nos varões nervurados, a influência da resistência por atrito só tem expressão significativa após vencido o efeito da resistência mecânica. (Camões *et. al*, 2008).

O estudo apresentado por Lúcio e Marreiros (2005) mostra que o comportamento das amostras nos ensaios por arrancamento, nos quais se tracciona um varão de aço embebido num bloco de betão, exercendo a força de reacção por compressão contra o bloco de betão, é um dos aspectos mais importantes a estudar. Segundo *Bulletin 10* da Fédération International du Béton (Fib) (Fib, 2000), as curvas padrão que representam a aderência são definidas por quatro fases, como se pode verificar na Figura 2.3.

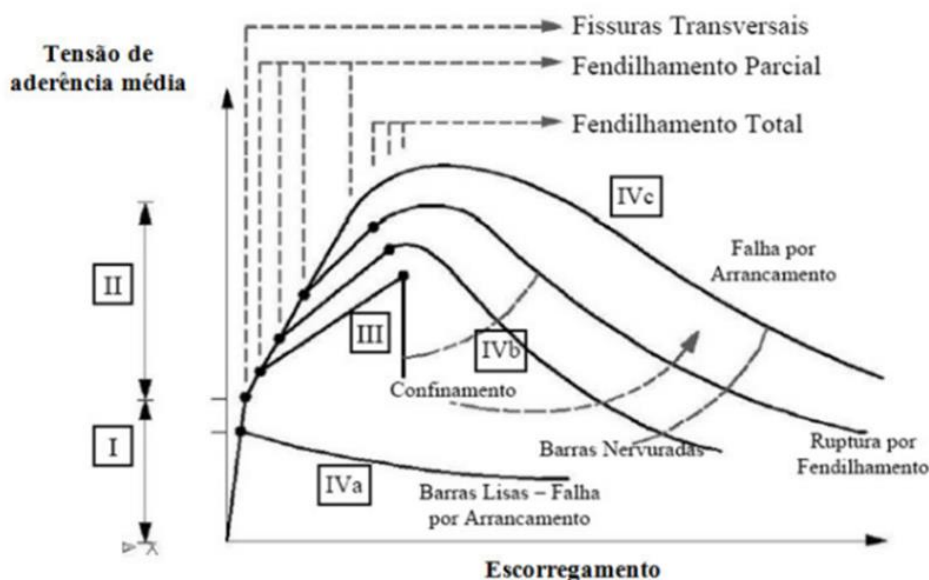


Figura 2.3. Fases características das curvas de aderência. Adaptado: Fib (2000).

A primeira fase (I) caracteriza-se pela não existência de fendas, nem de escorregamento da armadura. A componente de adesão química garante a aderência, embora possa ocorrer uma interacção mecânica quase nula, devida à rugosidade superficial do varão de aço, podendo esta ser desprezada. A deformação do betão poderá provocar pequenos escorregamentos entre a interface dos dois materiais, por acção da carga transmitida pela armadura.

Na segunda fase (II), a adesão química diminui, surgindo então o aparecimento de fendas, devidas já à tensão que as nervuras do varão induzem no betão.

Na terceira fase (III), que antecede a rotura da aderência, pela continuação da acção das nervuras do varão, as fendas longitudinais espalham-se radialmente ao longo do perímetro de betão à volta do aço e as fendas transversais ficam mais longas.

Na última fase (IV), conforme a configuração inicial da armadura, o grau de confinamento, ou a resistência do betão, entre outros factores, a aderência perde-se bruscamente. Nesta última fase subsiste até à rotura da peça a componente da resistência por atrito.

A aderência pode ser influenciada por uma série de factores físicos e mecânicos, que se referem unicamente à armadura, ao betão e ao estado de tensão entre os dois. São estes factores que influenciam a ductilidade e a resistência das ancoragens, quer em estado limite último, quer em estado limite de utilização (Castro, 2002).

2.2.1. MATERIAIS

Neste estudo, tal como referido anteriormente, os materiais a abordar são o betão e o aço. Desta forma, é importante conhecer o comportamento destes componentes dado que a aderência entre os materiais dita a segurança e a viabilidade de uma estrutura. Esta propriedade (aderência) desenvolve-se através da existência de tensões, conforme abordado de seguida.

BETÃO

Para carregamentos de compressão monotónicos, os diagramas de tensão – deformação dos diversos tipos de betões são mostrados na Figura 2.4.

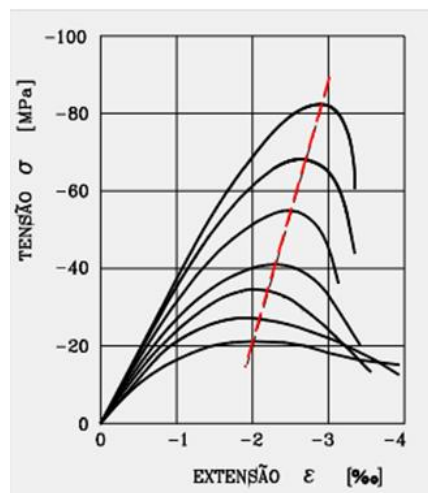


Figura 2.4. Diagrama tensão-deformação do betão para carregamentos monotónicos. Adaptado: Appleton (2010).

Aqui identificam-se três fases do comportamento mecânico do betão. A primeira com um comportamento elástico do betão; a segunda (entre os 70% e os 100% da tensão máxima) onde começam a surgir microfendas entre o cimento e os inertes reduzindo a rigidez do betão; e a terceira fase correspondente à pós-rotura, na qual o aparecimento de fendas é visível, provocando a diminuição da tensão do betão até à sua destruição. Pode-se concluir também que betões com baixa resistência têm maior ductilidade e betões com elevadas resistências apresentam-se mais frágeis.

AÇO

O comportamento característico à tracção do aço laminado a quente, usado nas armaduras, é exposto na Figura 2.5.

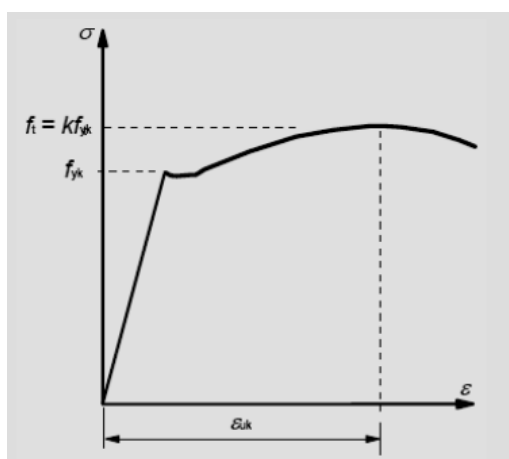


Figura 2.5. Diagrama do aço laminado a quente para carregamentos monotónicos. f_t = resistência à tracção; k = razão entre a tensão de rotura e a tensão de cedência; f_{yk} = tensão de cedência; ϵ_{uk} = extensão à força máxima. Adaptado: Appleton (2010).

Pode-se verificar que existem dois comportamentos distintos no aço, um elástico e um plástico. Na fase elástica, a tensão é aproximadamente proporcional à deformação e a relação entre estas é denominada como módulo de elasticidade, ou módulo de Young. Nesta fase o material, quando deixa de ser carregado, volta à sua forma inicial. Na fase plástica o material não volta a recuperar a forma inicial.

A Figura 2.5 e a Tabela 2.1 mostram que aços com menor resistência são menos dúcteis e os com maior resistência mais dúcteis. O comportamento do aço quer à tracção, quer à compressão é muito semelhante.

Tabela 2.1. Classes de ductilidade do aço. Adaptado: Appleton (2010).

Classe	A	B	C
k	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35
$\epsilon_{uk} (\%)$	≥ 2.5	≥ 5	≥ 7.5

2.3. TRABALHOS NUMÉRICOS ANTERIORES

Em “*Modelling Of Bond Between Galvanized Steel Rebars And Concrete*”, Sena-Cruz *et. al* (2009) propôs-se a comparar o desempenho do aço galvanizado face ao aço convencional, recorrendo a ensaios *pull-out*. Neste estudo, os ensaios de arrancamento foram divididos em três grupos de acordo com o tipo de varões utilizados: varões convencionais, varões de aço galvanizado e varões de aço galvanizado com revestimento epoxy. Para cada tipo de varão, também se teve em conta a idade do betão (3, 7 e 28 dias).

A composição de betão utilizado nos ensaios experimentais foi obtida pelo método de Faury, o aço foi o A500NR com 20 mm de diâmetro e de acordo com a especificação do LNEC E460-2002. Foram realizados testes para avaliar a qualidade do aço, nos quais se demonstrou que o aço galvanizado reduziu a tensão de cedência e de rotura em aproximadamente 7% e aumentou a extensão de rotura em 25%. Nos varões galvanizados os resultados não se alteraram significativamente quando comparados com os convencionais. Os provetes cúbicos do betão foram preparados com 200 mm de aresta de acordo com as recomendações do Rilem-RC6. Posicionou-se o varão no centro do molde de betão de forma a que as duas pontas ficassem salientes, como ilustrado na Figura 2.6.

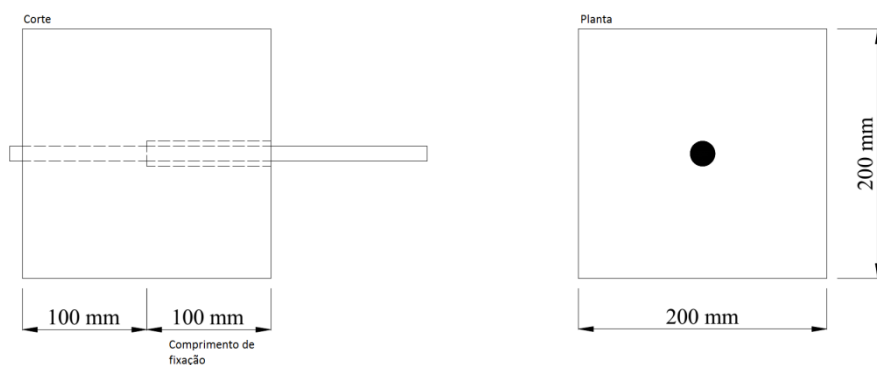


Figura 2.6. Dimensões do provete utilizado. Adaptado: Sena-Cruz *et. al* (2009).

De seguida fixou-se o varão em apenas metade do comprimento do cubo, para que não houvesse um eventual confinamento do betão envolvente, devido à distribuição de tensões entre a superfície de contacto dos elementos e o equipamento, como demonstrado na Figura 2.7. Por fim, aplicou-se a força na face inferior do varão e com o auxílio de um extensómetro mediu-se o deslocamento.

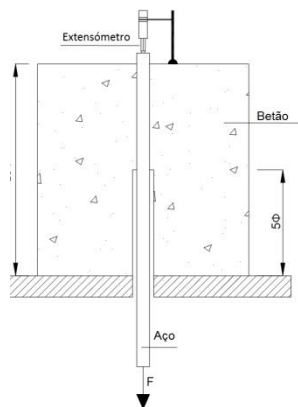


Figura 2.7. Pull-out test. Adaptado: Sena-Cruz *et. al* (2009).

Deste trabalho, concluiu-se que o aço convencional e o galvanizado, ao fim de 3 dias, têm um comportamento similar quanto à relação força-deslocamento, tendo-se verificado uma diferença de apenas 2%. Por outro lado, os varões galvanizados e revestidos a epoxy apresentaram uma força de *pull-out* significativamente menor (cerca de 40%). Quanto aos ensaios com betão de 7 dias, a força máxima para os varões galvanizados e para os galvanizados com revestimento epoxy foi, respectivamente, 25% e 55% menor que os convencionais. Finalmente para betão com 28 dias de cura os varões galvanizados, com ou sem epoxy, apresentaram uma força de 15% e 42%, respectivamente, menor que os convencionais.

Geralmente, neste tipo de estudos não se considera o deslocamento provocado pelo aumento de volume do betão na interface e o escorregamento é obtido por ensaios experimentais. Assim, o autor optou por formular o seu modelo analítico baseando-se em trabalhos efectuados por Russo *et. al* (1990) e Sena-Cruz e Barros (2004).

Na Figura 2.8 mostra-se o diagrama de escorregamento ao longo dos varões, $s(x)$. Esta grandeza pode ser calculada com a soma de duas componentes: uma constante s_f e $s_d(x)$. A constante produz um deslocamento de corpo rígido do varão. Já $s_d(x)$ resulta da deformação do varão. s_f e s_l representam, respectivamente, a extremidade livre e a com carregamento. Quando o varão se desloca devido a uma força aplicada (\bar{N}), as seguintes grandezas podem ser estimadas ao longo do comprimento da ligação (L_b): escorregamento ao longo da barra, $s(x)$; tensão de aderência na interface ao longo do comprimento de embebição, $\tau(x)$; extensão da barra, $\epsilon_f(x)$; e a força axial, $N(x)$.

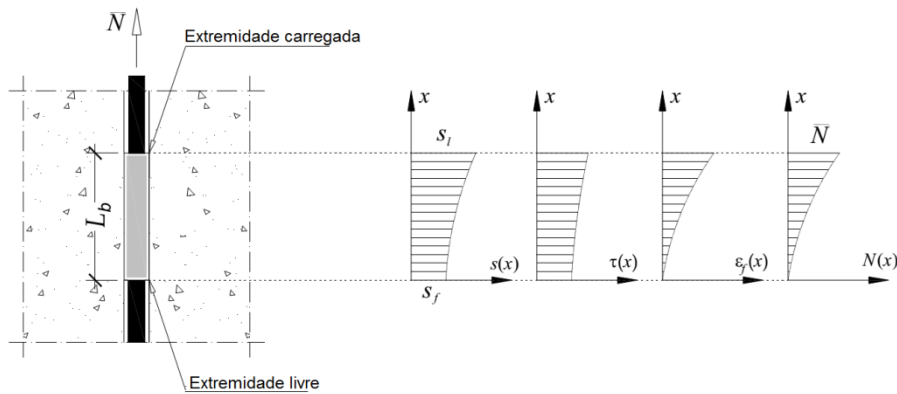


Figura 2.8. Elementos do modelo analítico. Adaptado: Sena-Cruz *et. al* (2009).

Foi desenvolvido e implementado um modelo computacional para a determinação de parâmetros desconhecidos a definir na relação tensão de aderência-escorregamento, de forma a que a diferença entre as curvas força-deslocamento obtidas numérica e experimentalmente tenham um erro mínimo.

Finalmente, neste trabalho o autor utilizou o modelo da tensão de aderência-escorregamento proposto pelo MC CEB-FIP de 1990, de forma a comparar com os seus resultados experimentais e numéricos, como ilustrado na Figura 2.9.

Concluiu-se que a simulação numérica dos ensaios experimentais utilizando um modelo aderência-escorregamento proposta pelo MC CEB-FIP de 1990 não foi preciso, especialmente no caso dos varões galvanizados e nos galvanizados com revestimento epoxy. De facto, neste último, a força máxima foi claramente sobrestimada. No entanto, verificou-se que poderão simular com precisão os ensaios experimentais, se alguns parâmetros forem devidamente ajustados.

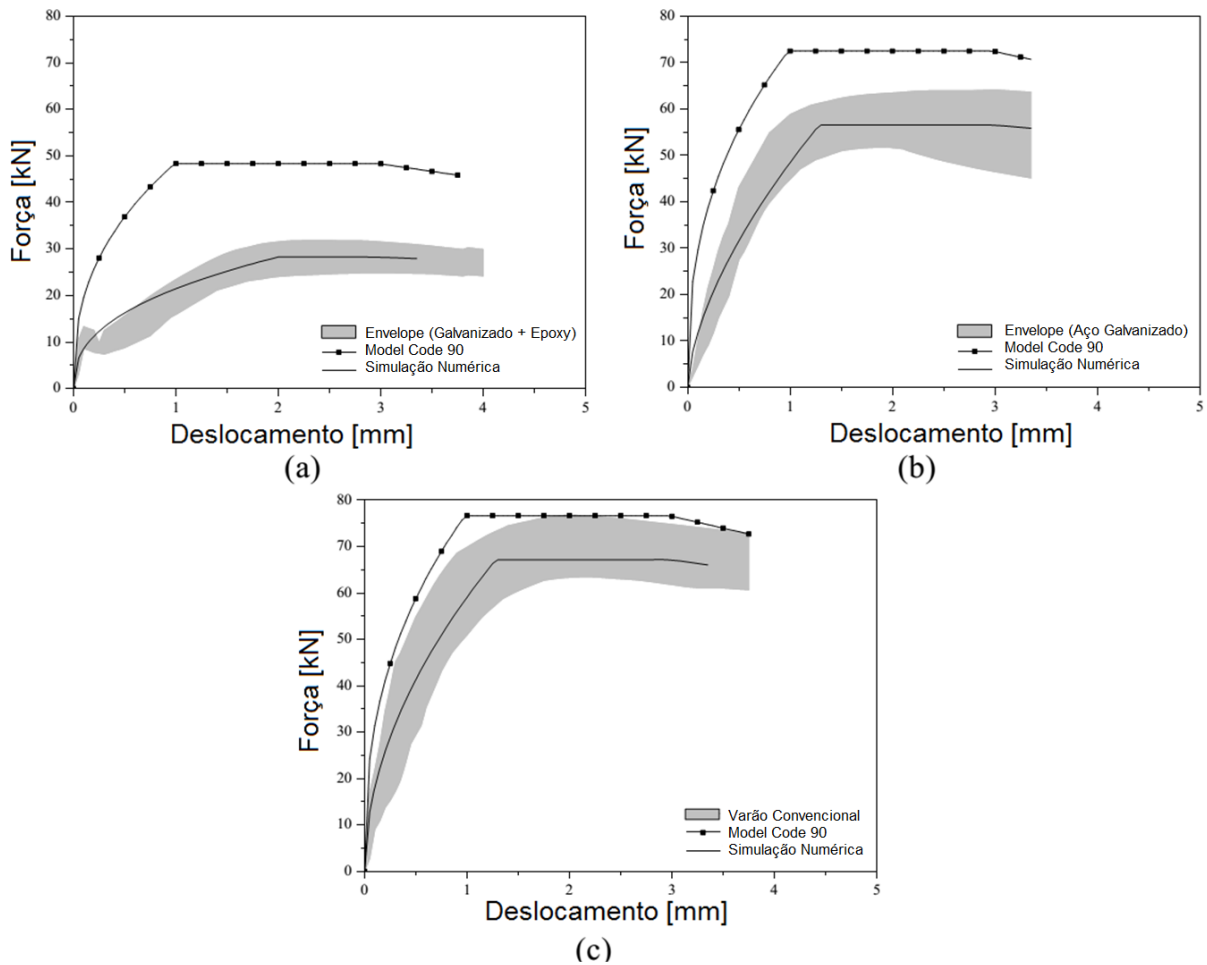


Figura 2.9. Comparação dos ensaios do autor com o MC 90 CEB-FIP: a) Aço galvanizado + epoxy; b) Aço galvanizado; c) Aço convencional. Adaptado: Sena-Cruz *et. al* (2009).

Guerra (2013) pretendeu estudar a aderência entre varões de aço e quatro tipos de betão (resultantes incorporação de agregados grossos reciclados de betão em betões estruturais). Os diferentes tipos de betão distinguem-se por diferentes percentagens de substituição de agregados grossos primários. Para o estudo da aderência recorreu a ensaios experimentais de arrancamento e por outro lado desenvolveu modelos numéricos para um estudo mais detalhado das distribuições de tensões nos ensaios de arrancamento. Posteriormente tentou estabelecer uma relação entre o ensaio experimental e o numérico.

Os modelos considerados neste trabalho basearam-se no método dos elementos finitos para simular os fenómenos mecânicos durante os ensaios de arrancamento. Para o desenvolvimento dos modelos, Guerra (2013) recorreu ao *software* Abaqus.

Quanto à geometria, o provete de betão utilizado tinha um raio de 100 mm e uma altura em função do comprimento de embebimento do varão. Neste estudo, foram consideradas as seguintes variáveis: 1) taxa de substituição de Agregados Grossos Primários (AGP) por Agregados Grossos Reciclados de Betão (AGRP) (0; 20; 50 e 100%); 2) diâmetro do varão de aço (12 e 16 mm) e comprimento de embebimento do varão de aço (5 ϕ , 10 ϕ e 15 ϕ).

Para a análise das tensões máximas do ensaio, foi assumido um modelo com as propriedades elástico-lineares, aplicando-se a força máxima utilizada nos ensaios experimentais. Por outro lado, na modelação distribuiu-se a força de arrancamento pela superfície circular da ponta livre do varão.

Guerra (2013) observou que a fendilhação obtida no modelo analítico correspondeu às mesmas zonas e mesmas proporções que os ensaios experimentais para os diferentes tipos de betão. Desta forma, obteve-se coerência entre os modos de rotura nos dois tipos de ensaios.

Deste trabalho, concluiu-se que o diâmetro do varão é importante na distribuição das tensões no interior e na superfície do provete, tal como ilustram as Figura 2.10 a) e b). Quanto ao comprimento de embecimento, não foi verificado qualquer efeito na distribuição de tensões dos modelos analíticos (vidé Figura 2.10 c) e d)), apenas se verificando diferença na força de aderência que aumenta em função do aumento do comprimento de embecimento.

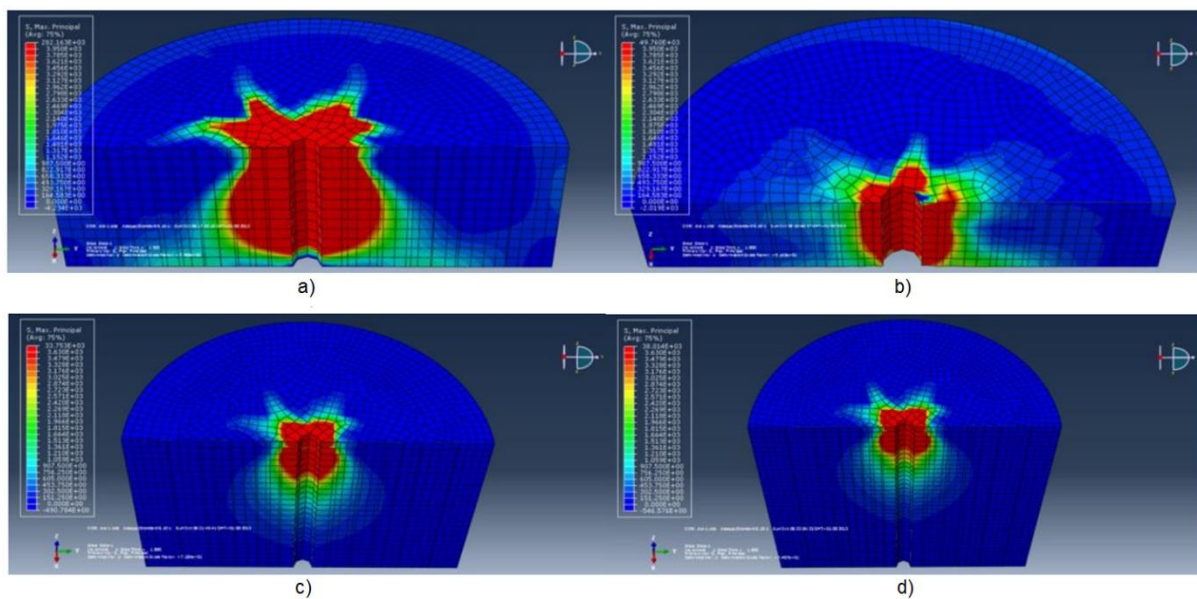


Figura 2.10. Variação da distribuição de tensões. a) Varão de $\Phi 12$; b) Varão de $\Phi 16$; c) Comprimento de embecimento 10Φ ; d) Comprimento de embecimento 15Φ . Adaptado: Guerra (2013).

Com o estudo “Aderência Aço-Concreto: Análise Numérica dos Ensaios *Pull-out* e APULOT”, Tavares (2012) propôs-se avaliar a distribuição de tensões e a fendilhação no betão através de ensaios de arrancamento *pull-out* e APULOT, recorrendo ao *software* ATENA baseado no método dos elementos finitos. Neste trabalho a interface é baseada no modelo de Mohr-Coulomb. Tavares (2012), com este estudo também pretendia compreender a influência de alguns parâmetros, como a resistência à compressão do betão, o diâmetro de armadura e o comprimento de ancoragem na aderência.

O modelo de cálculo escolhido para a simulação da aderência entre o betão e o aço foi um modelo de rotura plástica que combina modelos constitutivos de tracção e um comportamento plástico à compressão. Os resultados numéricos obtidos por Tavares (2012) foram comparados com resultados experimentais obtidos por outros autores, para os dois ensaios (*pull-out* e APULOT).

Neste estudo verificou-se que as curvas numéricas aproximam-se dos resultados experimentais até ao ponto de força máxima, no qual ocorre escorregamento do aço no betão. A partir deste ponto, os resultados numéricos apresentam-se diferentes da curva obtida experimentalmente, embora permaneçam na faixa de resultados experimentais, como se pode verificar na Figura 2.11, a título de exemplo para um betão com resistência à compressão de 49,3 MPa, aos 28 dias. Tal como nos restantes estudos, verificou-se também um aumento de tensões na zona envolvente da interface aço-betão.

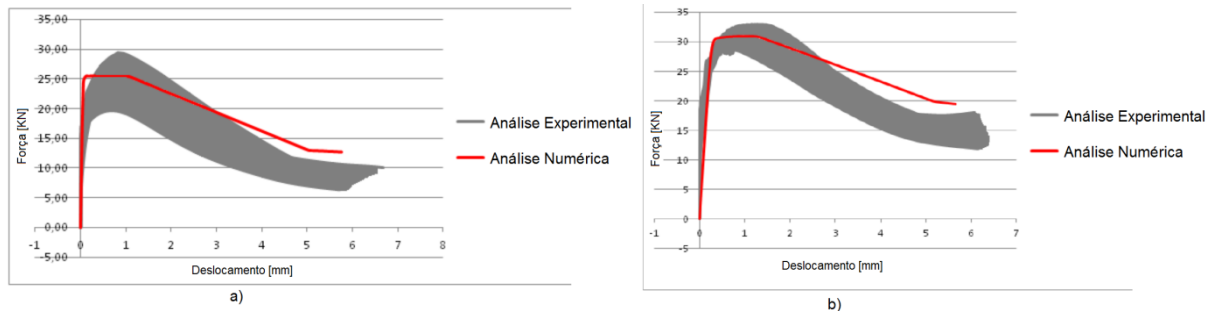


Figura 2.11. Comparação dos resultados numéricos e experimentais. a) *Pull-out test*; b) APULOT. Adaptado: Tavares (2012)

Tanto nos ensaios *pull-out* como nos ensaios APULOT, verificou-se que o aumento do diâmetro do varão para um betão com a mesma resistência, resultou num acréscimo de tensões no betão na zona junto à interface. Por outro lado, concluiu-se também que de um aumento da resistência do betão, para o mesmo diâmetro do varão, resulta um aumento de tensões no betão.

Pelo ensaio APULOT, constata-se que ao aumentar o comprimento de ancoragem o valor da tensão de aderência e a distribuição de tensões no betão aumentam, por efeito do aumento da superfície de escorregamento. Com este estudo numérico verifica-se que o ensaio APULOT tem um bom desempenho no controlo da qualidade do betão.

Liu *et. al* (2009) propuseram-se analisar numérica e experimentalmente a força máxima, rigidez, ductilidade e modos de rotura de parafusos embebidos em betão de alta resistência. Assim, realizaram um ensaio de *pull-out* a doze peças de modo a determinar as curvas força-deslocamento sujeitas a carregamentos monotónicos e cíclicos. Para determinar numericamente os modos de rotura e a força de *pull-out* recorreram ao *software* DIANA, que tem como base o método dos elementos finitos.

Experimentalmente, as doze peças foram concebidas de modo idêntico, variando apenas o comprimento dos parafusos. As peças eram compostas por uma laje de betão e uma viga de aço a ela fixada com parafusos de 22 mm de diâmetro e comprimentos variáveis de 100, 200, 300 e 400 mm. Aplicou-se a força de *pull-out* através de dois macacos hidráulicos e de forma a medir o deslocamento vertical foram colocados dois extensómetros. Para analisarem a influência da variação do comprimento dos parafusos no comportamento da ligação, analisaram quatro modelos de elementos finitos, de acordo com as categorias de comprimento referidas.

Deste estudo Liu *et. al* (2009), concluíram que, sobre as mesmas condições, o modo de rotura, força de *pull-out* e ductilidade de um parafuso são grandemente influenciados pelo seu comprimento.

Observaram também dois tipos diferentes de modos de rotura nos ensaios: pelo cone de betão, nos casos em que o parafuso é mais curto e por quebra do parafuso, quando este é mais comprido.

A rotura pelo parafuso atingiu maiores valores de força máxima e ductilidade quando comparada com a rotura pelo cone de betão. As peças que continham parafusos de maior comprimento revelaram-se com maior resistência e maior ductilidade do que as de parafusos menores.

A relação força-deslocamento obtida nos modelos numéricos vai de encontro aos resultados experimentais, como se pode verificar na Figura 2.12.

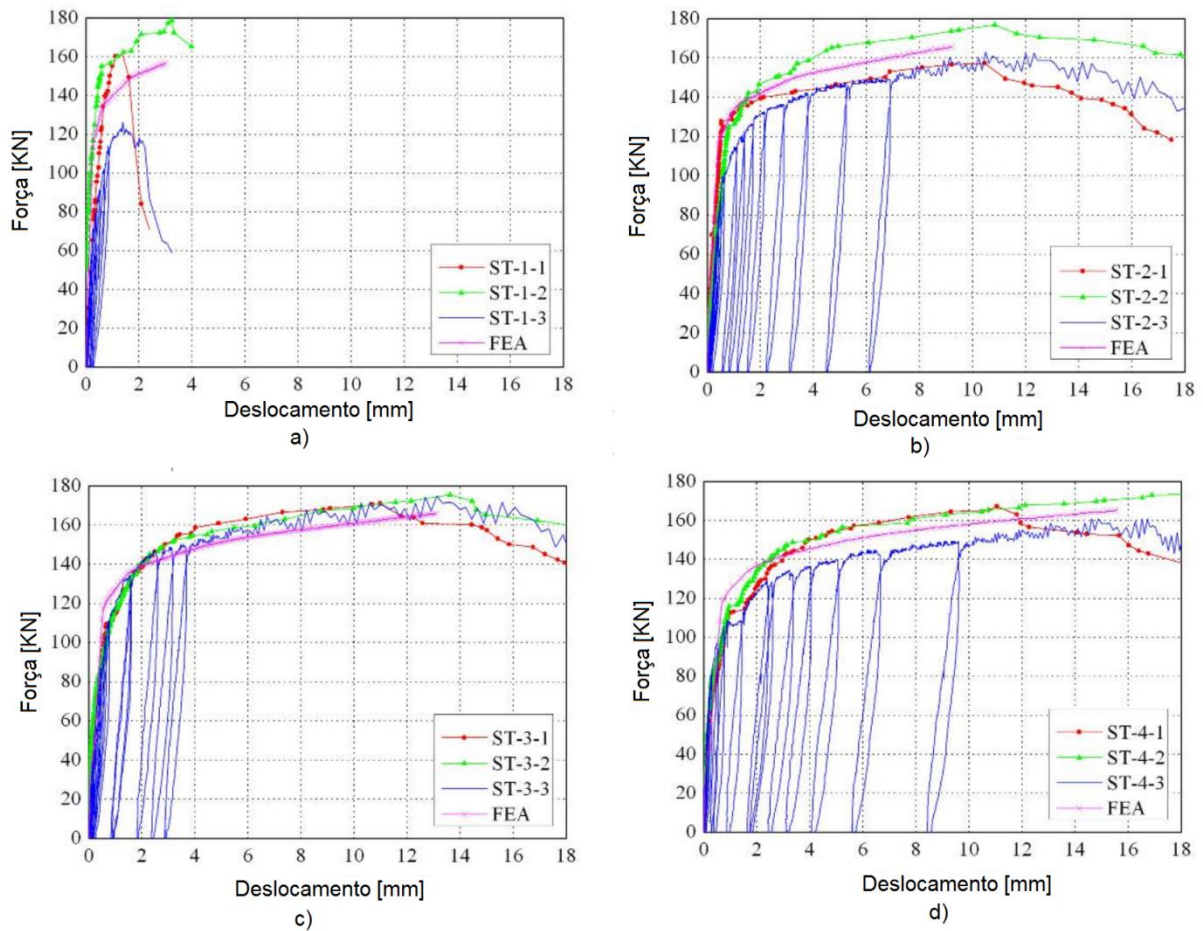


Figura 2.12. Diagrama força-deslocamento para a análise experimental (ST) e numérica (FEA). a) parafuso de 100mm; b) parafuso de 200mm; c) parafuso de 300mm; d) parafuso de 400mm. Adaptado: Liu *et. al* (2009).

3. MODOS DE ROTURA DE ANCORAGENS PÓS-INSTALADAS EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS

Nesta dissertação será efectuado um estudo ao arrancamento em certos tipos de ligações comumente utilizadas em estruturas pré-fabricadas. Desta forma, neste capítulo pretende-se apresentar ancoragens pós-instaladas em estruturas pré-fabricadas bem como os respectivos modos de rotura. Referem-se ainda alguns tipos de ligações utilizadas neste tipo de estruturas (ligações através de armaduras salientes), os processos de execução e o comportamento estrutural das ligações nos elementos pré-fabricados.

3.1. ANCORAGENS PÓS-INSTALADAS EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS

3.1.1. ANCORAGENS COM VARÕES EMBEBIDOS EM BETÃO NÃO FENDILHADO

Inquestionavelmente, nas ancoragens nas quais os varões se encontram embebidos em betão não fendilhado, os elementos constituintes e a aderência são as condicionantes da ligação. Assim, na Figura 3.1 podem-se observar os modos de rotura possíveis.

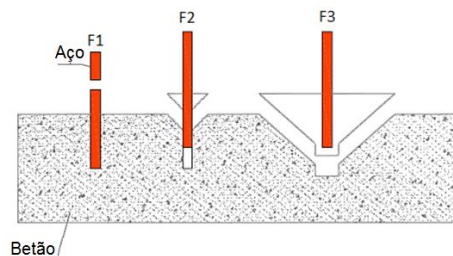


Figura 3.1. Modos de rotura. Adaptado: Miltenberger (2001).

Desta forma, a rotura pode ocorrer por cedência do aço do varão (F1), por rotura da ligação entre o aço e o betão (F2) ou rotura com forma cônica pelo betão (F3).

3.1.2. ANCORAGENS COM VARÕES SELADOS COM *GROUT* EM BETÃO NÃO FENDILHADO

O dimensionamento das ancoragens nas quais os varões se encontram selados com *grout* em betão não fendilhado é análogo ao dimensionamento das ligações embebidas no betão. O dimensionamento desta ligação depende essencialmente do Estado Limite Último, visto que este tipo de ligações são simplesmente apoiadas (New Zealand Concrete Society, 1992).

De acordo com Miltenberger (2001), a rotura desta ligação pode ocorrer de quatro modos, como mostra a Figura 3.2.

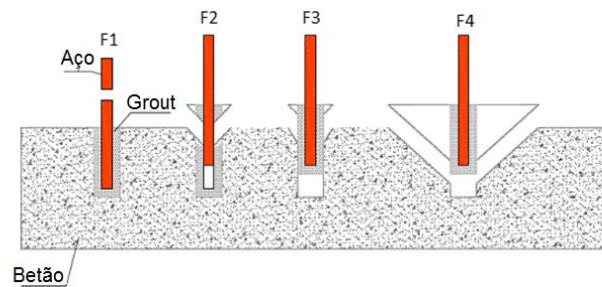


Figura 3.2. Modos de rotura. Adaptado: Miltenberger (2001).

Estas podem ocorrer por cedência do aço do varão (F1), por rotura da ligação entre o aço e o *grout* (F2) e entre o *grout* e o betão (F3), ou por fim, por rotura com forma cónica pelo betão (F4).

3.1.3. ANCORAGENS COM BAINHAS METÁLICAS EM BETÃO NÃO FENDILHADO

Em ancoragens com bainhas metálicas em betão não fendilhado a rotura pode ocorrer de cinco modos distintos, como se pode observar na Figura 3.3.

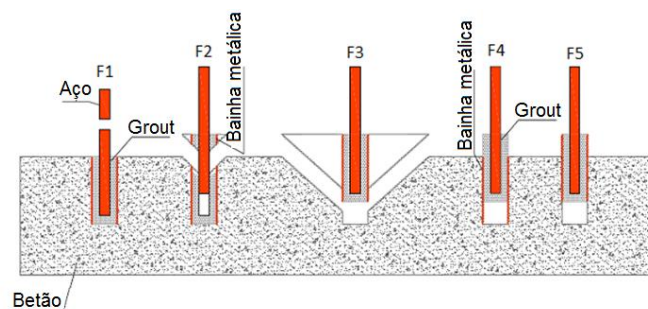


Figura 3.3. Modos de rotura. Adaptado: Miltenberger (2001).

A rotura pode ocorrer por cedência do aço do varão (F1) ou por rotura da ligação entre o aço e o *grout* (F2), entre o *grout* e a bainha metálica (F4) e entre a bainha e o betão (F5), ou por rotura com forma cónica pelo betão (F3).

3.2. LIGAÇÕES EM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

O desempenho das estruturas pré-fabricadas depende essencialmente dos tipos de ligações entre os elementos. Para facilitar o transporte e manuseamento de grandes elementos, é necessário proceder-se a uma divisão e posterior dimensionamento das ligações entre os mesmos, de modo a que continue possível a transferência dos esforços aplicados em toda a estrutura.

Os sistemas pré-fabricados em betão armado podem ser utilizados em todos os ramos da construção civil. Segundo Proença (2012) as estruturas reticuladas e as estruturas constituídas por painéis de paredes resistentes são as de maior utilização na construção de edifícios.

As estruturas reticuladas, como se pode ver na Figura 3.4, são constituídas por vigas e pilares pré-fabricados, podendo estes ser parcialmente betonados e unidos em obra, e na maioria dos casos os pilares são encastrados na base e têm consolas curtas onde vão assentar as vigas.



Figura 3.4. Estrutura reticulada de um edifício. Fonte: <http://www.trenenge.com/>.

Os painéis de paredes resistentes são painéis feitos em fábrica e unidos em obra através de juntas verticais e horizontais. Estas paredes podem ser simultaneamente elementos estruturais ou não, pois podem servir de paredes exteriores ou interiores dos edifícios, tendo unicamente de ter aberturas para as janelas e portas, como se verifica na Figura 3.5. É possível a colocação de isolamento térmico e/ou acústico, dando ao edifício melhores características de conforto. Estes painéis têm também um bom comportamento face ao fogo.



Figura 3.5. Construção de habitação com parede resistente. Fonte: <http://www.casasprefabricadas.net.br/>.

Dado que o comportamento das estruturas é condicionado pelo dimensionamento e execução das suas ligações, torna-se importante que estas sejam simples e que assegurem a segurança estrutural durante a montagem de todos os elementos.

Como se pode verificar na secção 5.4 do Fib, “Planning and Design Handbook on Precast Building Structures” (Fib, 2014), existe uma grande diversidade de soluções entre os elementos pré-fabricados. É sempre aconselhada a utilização de ligações com encaixes e/ou aparafusamentos, dada a sua simplicidade de execução. Como foi anteriormente referido, o objectivo desta dissertação é estudar o comportamento estrutural de ligações através de ensaios de arrancamento de armaduras salientes, ensaiadas monotonicamente.

Assim, as ligações que esta dissertação pretende destacar são:

- Pilar – fundação: Efectuada através de armaduras de espera, posicionadas ou na base do pilar (e posterior encaixe na sapata), ou no topo da sapata (e posterior encaixe no pilar), como mostra a Figura 3.6, selando-se a ligação com *grout*. Esta ligação é muito utilizada pois existe alguma facilidade na sua execução, apesar de ser necessária precisão na colocação das armaduras de espera. Estas ligações possibilitam o uso de sapatas iguais às das soluções *in situ*.

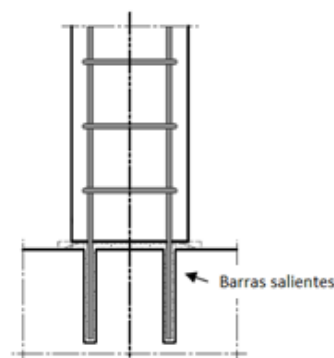


Figura 3.6. Ligação pilar-fundação. Adaptado: Fib (2014).

- Pilar – pilar: Solução efectuada na zona de ligação com as vigas ou a meia altura entre pisos. Nesta última, deixam-se armaduras de espera de modo a encaixar ou as vigas ou a continuação do pilar, procedendo-se posteriormente à sua selagem com *grout*. Na solução efectuada na zona de ligação com as vigas, diminui-se o número de ligações em obra, no entanto aumenta-se a dificuldade de execução. Já na solução efectuada na zona de ligação a meia altura entre pisos, ilustrada na Figura 3.7, é feita numa zona onde os momentos são baixos, aumentando a sua eficácia face ao comportamento da estrutura.

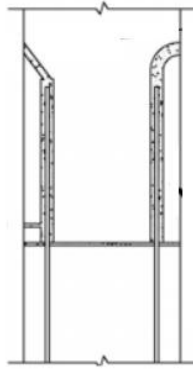


Figura 3.7. Ligação pilar-pilar. Adaptado: Fib (2014).

- Parede resistente – parede resistente: Juntas de interface de dois tipos, plana ou indentada, representada na Figura 3.8. Neste tipo de ligação procede-se à colocação de armaduras de reforço nas juntas, soldando-as posteriormente, de modo a que fiquem bem ancoradas no interior dos painéis. A junta indentada é preferencialmente utilizada face à plana, pois resiste a maiores tensões de corte.

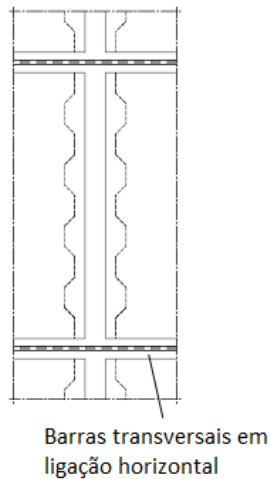


Figura 3.8. Ligação parede – parede. Adaptado: Fib (2014).

- Viga – pilar: Ligação que dissipa a energia nas estruturas em pórtico, sendo uma ligação de extrema importância na concepção estrutural. A execução é efectuada através de armaduras de espera no pilar, onde se vai encaixar a extremidade da viga, ficando esta assente em neoprene, posteriormente procede-se à selagem entre os elementos com *grout*. Na Figura 3.9 encontra-se ilustrada este tipo de ligação.

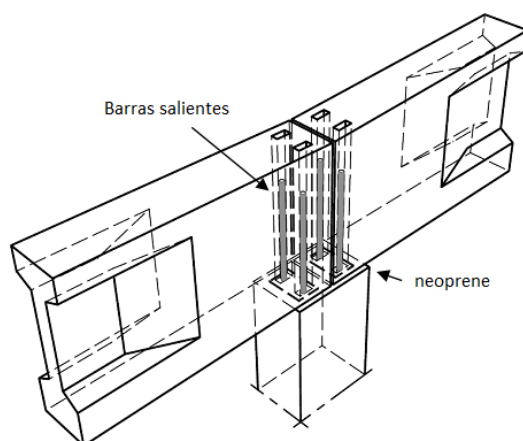


Figura 3.9. Ligação viga-pilar. Adaptado: Fib (2014).

- Viga – viga: esta ligação pode ser efectuada de duas formas: entre vigas do mesmo eixo e entre vigas principais e vigas secundárias. A primeira solução utiliza-se para que o nó da ligação entre a viga e o pilar e a zona crítica não sejam coincidentes. Nesta ligação, normalmente, apenas existe continuidade das armaduras superiores. Já na segunda solução, a continuidade da armadura superior é feita com betonagem em obra da parte superior da viga, enquanto na armadura inferior a continuidade é feita através de negativos perdidos no interior da viga principal.
- Viga - laje: nesta ligação, as superfícies de contacto entre os diferentes elementos (pré-laje e pré-viga) e o betão complementar têm de ser rugosas de modo a haver um melhor desempenho da ligação entre os elementos. Esta ligação fica sujeita tanto aos processos construtivos da laje e da viga, como à continuidade desejada na viga de apoio. Na Figura 3.10 podem-se observar os estribos da pré-viga e as armaduras de reforço na laje, onde os primeiros servem para resistir ao esforço transversal e ao corte na junta entre o betão complementar e a viga, enquanto que o reforço pretende assegurar a não abertura de fendas quer durante a fase de construção quer devido a efeitos térmicos.

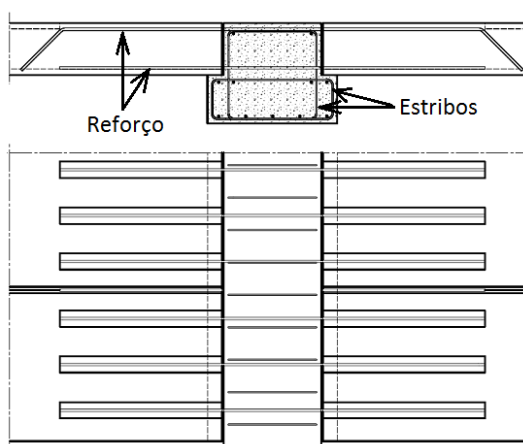


Figura 3.10. Ligação laje-viga. Adaptado: Fib (2014).

- Laje – laje: nesta ligação, as juntas longitudinais entre os painéis destinam-se a resistir fundamentalmente à força de corte. Neste caso há possibilidade de obtenção de continuidade de flexão recorrendo a armaduras transversais entre painéis. A armadura superior é contínua entre lajes adjacentes e na armadura inferior a quantidade de aço utilizado deverá ser o dobro da da armadura superior.

No que se refere à regulamentação na Europa, as estruturas pré-fabricadas em betão regem-se pelos Eurocódigos (EC), de onde se destacam o EC2 (2004), referente à construção em betão, e o EC8 (2004) relativo ao dimensionamento das estruturas para que resistam a acções sísmicas. Existem também algumas publicações internacionais tais como o *bulletin 10* (Fib, 2000) e “*Planning and Design Handbook on Precast Building Structures*” (Fib, 2014) da Fib que focam o dimensionamento das ligações nas estruturas pré-fabricadas.

No que respeita à legislação nacional, as estruturas de betão armado, guiam-se pelos regulamentos REBAP (1983) e RSA (1983). No entanto, nenhum destes regulamentos referencia as estruturas pré-fabricadas de betão armado, existindo, unicamente documentos de homologação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS LIGAÇÕES COM RECURSO AO PROGRAMA “EXTREME LOADING FOR STRUCTURES”

Neste capítulo aborda-se a análise numérica, e expõem-se o método utilizado pelo programa *Extreme Loading for Structures*. Caracterizam-se os materiais utilizados no estudo, mais concretamente o betão, *grout* e aço. De seguida abordam-se os modelos utilizados, bem como os diferentes tipos de ligações.

4.1. ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica tem um papel preponderante na Engenharia Civil, tendo a vantagem de se poderem utilizar meios informáticos, com a consequente redução de tempos de projecção duma estrutura.

Este trabalho pretende realizar uma modelação numérica de um ensaio de arrancamento a ligações através de armaduras salientes, ensaiadas monotonicamente. Desta forma optou-se por modelar uma armadura saliente na base do pilar tendo sido introduzida num negativo efectuado na fundação, com diferentes comprimentos de embebimento.

O programa utilizado foi o *Extreme Loading for Structures* (ELS) que, ao contrário da maioria dos programas convencionais de cálculo estrutural, utiliza como método de análise o Método dos Elementos Aplicados (MEA) em vez do Método dos Elementos Finitos (MEF).

O MEF tem um bom desempenho para análises numéricas até ao início do colapso estrutural, no entanto o MEA, além de possuir elevada precisão neste tipo de análise, também permite examinar com rigor o comportamento do colapso estrutural, até à sua total destruição. (ASI, 2013)

Além do MEA, o SPH (Smoothed-Particle Hydrodynamics), por exemplo, também é capaz de prever este comportamento, no entanto a principal vantagem do MEA reside no facto de ser menos moroso na sua análise dinâmica.

O MEA é capaz de analisar com precisão o comportamento estrutural através dos três estados de carregamentos:

- Pequenos deslocamentos (elástico linear e não-linear), Figura 4.1;
- Grandes deslocamentos (geometricamente não linear e com diferentes tipos de materiais e separação de elementos), Figura 4.2;
- Colisão e Colapso, Figura 4.3.

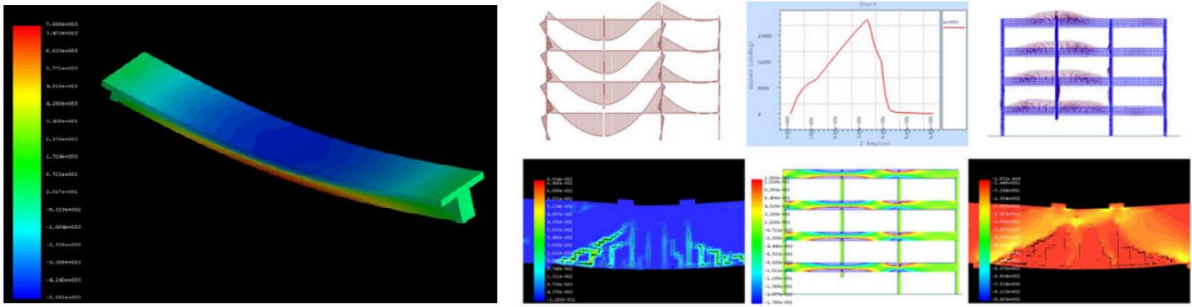


Figura 4.1. Comportamento elástico linear e não-linear. Adaptado: <http://appliedelementmethod.org/>.



Figura 4.2. Separação de elementos. Adaptado: <http://appliedelementmethod.org/>.

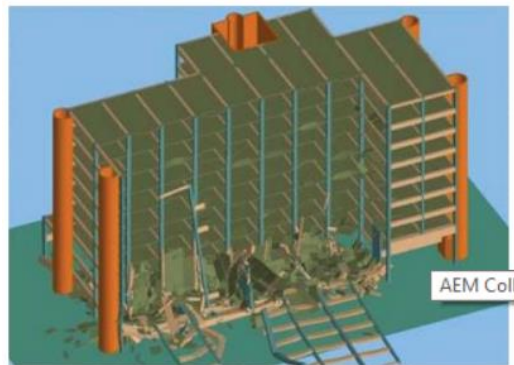


Figura 4.3. Colisão e colapso. Adaptado: <http://appliedelementmethod.org/>.

A modelação de qualquer objecto pelo MEA é muito semelhante ao MEF, devendo em ambos a malha deve ser refinada nas zonas de maior concentração de tensões. Porém no MEF a transição dos elementos da malha de maior tamanho para elementos de menor tamanho é feita através de técnicas especiais, de forma a assegurar a conectividade entre os elementos, enquanto que no MEA, apesar de ter de se refinar a malha para que os resultados não fiquem comprometidos, a conectividade entre os elementos não tem de ser assegurada, como se pode observar na Figura 4.4.

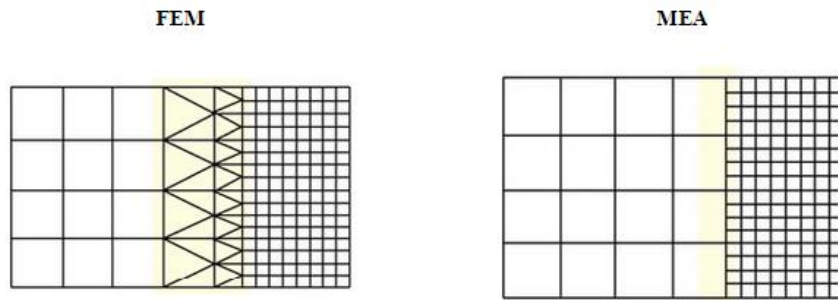


Figura 4.4. Transição de elementos da malha. Adaptado: <http://www.applielementmethod.org/>.

No MEF todos os elementos estão ligados através de nós, ocorrendo as deformações dentro destes elementos. Para que o carregamento possa continuar mesmo depois dos elementos estarem separados tem de se recorrer a técnicas especiais. No MEA, a ligação não é feita através de nós mas sim de elementos independentes. Neste método os elementos estão ligados através de molas que representam o comportamento dos materiais, como podemos verificar na Figura 4.5, sendo esta a principal diferença entre os dois métodos (Tagel-Din e Rahman, 2006).

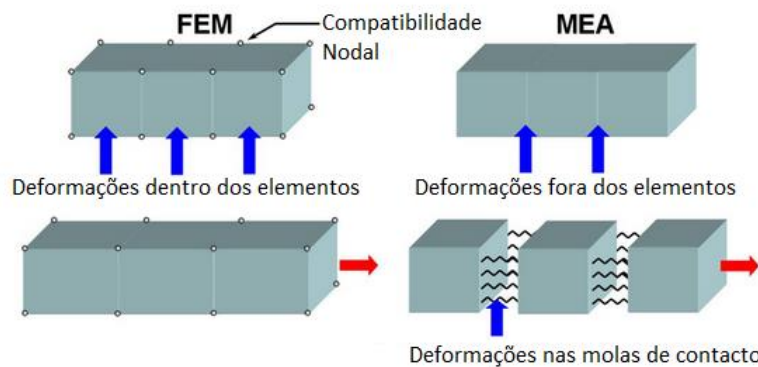


Figura 4.5. Conectividade entre os elementos. Adaptado: <http://www.applielementmethod.org/>.

Na verdade existem três molas de conectividade entre os elementos, uma para as deformações axiais e duas para as tangenciais, e podem ser de três tipos diferentes (ASI, 2013):

- Molas distribuídas que simulam o material;
- Molas de reforço;
- Molas de contacto.

As molas distribuídas que simulam o material são as que ligam dois elementos adjacentes e representam o material estrutural principal. Estas molas estão presentes nas três direcções do espaço, como se pode verificar na Figura 4.6. Estas adoptam as propriedades do material.

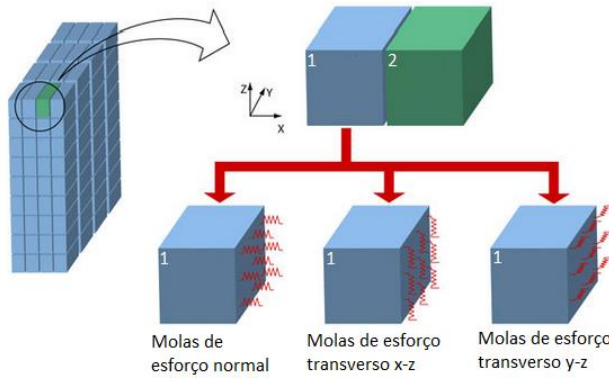


Figura 4.6. Molas distribuídas que simulam o material. Adaptado: <http://www.appliedelementmethod.org/>.

As molas de reforço são as que representam as barras de reforço, como mostra a Figura 4.7. Estas molas têm as propriedades do material de reforço. Como nas molas distribuídas que simulam o material também estas podem adoptar as três direcções espaciais.

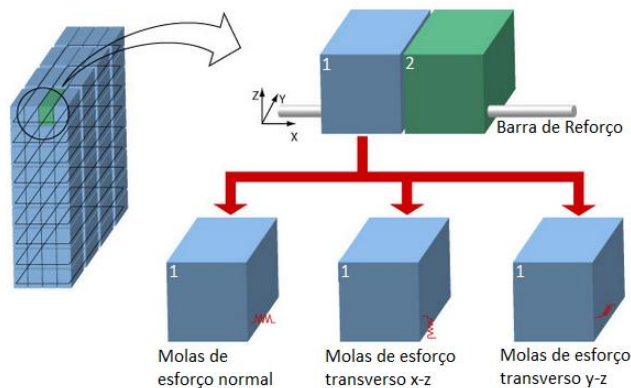


Figura 4.7. Molas de reforço. Adaptado: <http://www.appliedelementmethod.org/>.

As molas de contacto surgem no caso de diferentes tipos de materiais estarem ligados, como se pode verificar na Figura 4.8, ou no caso de haver uma colisão entre materiais. Desta forma são geradas três tipos de molas de contacto, uma de esforço normal e duas de esforço transversal, ajudando a determinar o comportamento resultante. Assim, estas molas surgem em cada ponto de contacto dos materiais (Tagel-Din e Rahman, 2006).



Figura 4.8. Molas de contacto. Adaptado: <http://www.appliedelementmethod.org/>.

Existem alguns problemas com o MEA, tais como a simulação das armaduras, pois este substitui-as por molas entre as células de betão, ou seja, na realidade não se encontra uma secção de aço dentro do betão, mas um conjunto de molas com as propriedades do aço utilizado (ASI, 2013), tal como ilustrado na Figura 4.9. Desta forma, não se pode aplicar uma carga directamente numa armadura de aço, pois o programa “transforma” a armadura em molas, não assumindo uma superfície de aplicação de carga.

Outro dos problemas é não considerar a evolução da perda de aderência do varão no meio da peça de betão armado. Este problema pode ser contornado alterando as propriedades da interface aço-betão, como ficará mais explícito na secção 4.3. deste estudo.

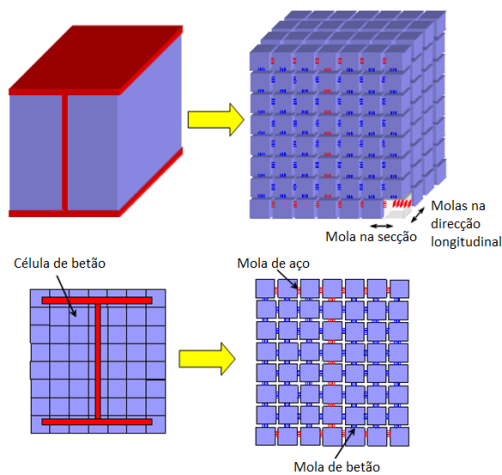


Figura 4.9. Substituição da armadura por molas. Adaptado: <http://www.appliedelementmethod.org/>.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados neste trabalho são o betão, o *grout* e o aço. Assumiram-se as características dos materiais referidos como no trabalho experimental efectuado por Reguengo (2010). De salientar que as unidades utilizadas nesta dissertação são tonf ao invés de KN.

4.2.1. BETÃO

A classe do betão é C25/30 e os seus valores de resistência à compressão (f_{cm}) e de resistência à tracção (f_{ctm}) são apresentados na Tabela 4.1. Estes valores foram obtidos por Reguengo (2010) através de ensaios experimentais.

Tabela 4.1. Caracterização dos betões.

Tipo de ligação	f_{cm} [tonf/m²]	f_{ctm} [tonf/m²]
P20 e PC20	3490	300
V20 e P10	3300	280
P15 e P25	3180	280
CM20	3400	290

Para a caracterização mecânica do betão, de acordo com a norma NP EN 12390-3 (2009), Reguengo (2010) recolheu seis provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Estes são colocados numa máquina de compressão axial, exercendo esta uma pressão vertical sobre a peça, até romper, tal como mostrado na Figura 4.10 um ensaio deste tipo. Assim, verifica-se a resistência máxima a que o bloco de betão esteve sujeito, até romper.



Figura 4.10. Ensaio de compressão do betão. Fonte: <http://www.univasf.edu.br/>.

A Figura 4.11 mostra os ensaios de compressão ao betão, simulados numericamente. Neste ensaio a peça de betão simulada tem 300 mm de diâmetro e 500 mm de altura. Da mesma forma que no ensaio experimental, aqui encastrou-se a base e foi aplicado um deslocamento na extremidade livre do bloco, até ao colapso do cilindro de betão.

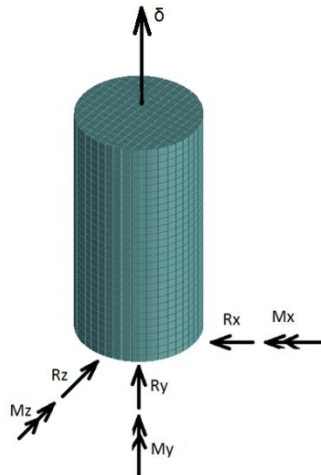


Figura 4.11. Ensaio numérico de caracterização do betão.

Note-se que apesar do deslocamento estar representado com se fosse pontual, este foi aplicado em toda a superfície superior do bloco e foi restringido os deslocamentos laterais da peça.

Em seguida determinaram-se os valores de resistência à tracção (f_{ctm}) segundo NP EN 206-1 (2007) e EC2 (2004), pelas seguintes equações:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \text{ para } f_{ctm} \leq C40/50$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \text{ para } f_{ctm} > C40/50$$

Na primeira equação, na tese de Reguengo (2010), para se obter o valor da compressão do betão, em vez de 8 o valor é 4. Logo, para que o valor das forças de compressão e tracção sejam semelhantes ao do ensaio experimental, optou-se por utilizar a equação:

$$f_{cm} = f_{ck} + 4$$

Estas equações estão calibradas para unidades de resistência em MPa, logo para que se pudesse verificar este valor no ensaio numérico, visto que as unidades utilizadas pelo programa são tonf/m², converteu-se primeiro as unidades em MPa e no final, converteram-se outra vez em tonf/m².

Optou-se por se verificar numericamente apenas um dos maciços de betão (da ligação P15 e P25), a título de exemplo, para averiguar os valores de resistência à compressão do betão.

Por fim analisou-se o gráfico força-deslocamento representado na Figura 4.12, de modo a que fosse possível comparar com os resultados do ensaio experimental. Verificou-se que estes valores têm uma boa aproximação da solução real.

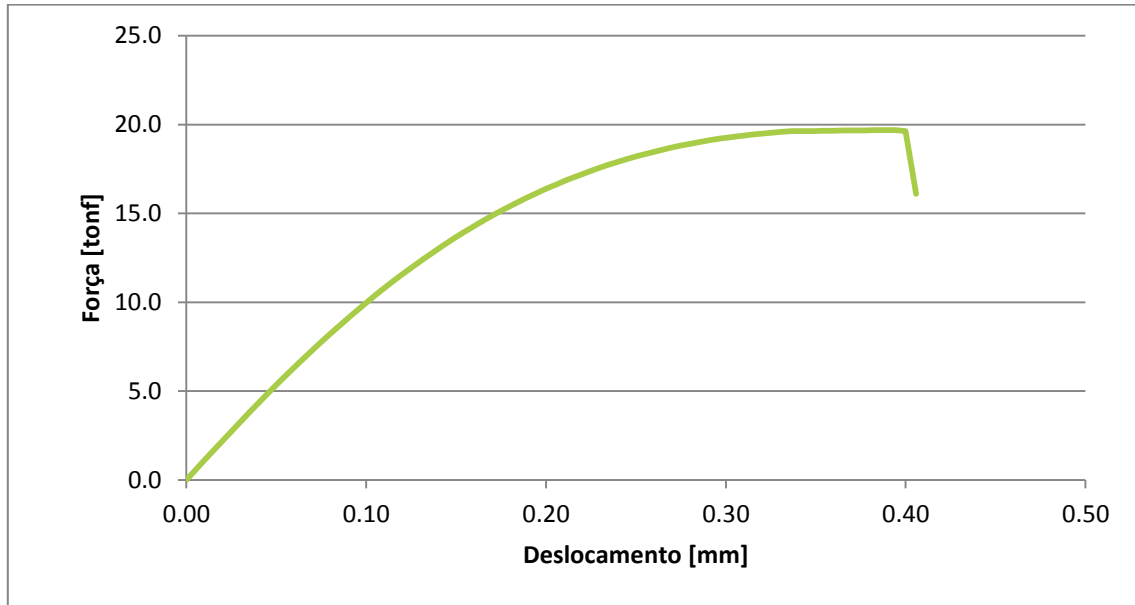


Figura 4.12. Diagrama força-deslocamento betão utilizado nas ligações P15 e P25.

Pode-se entender pelo gráfico que a peça de betão “aguentou” uma força de aproximadamente 19tonf, tendo rompido posteriormente. Ou seja, pelas equações acima descritas temos:

$$31,8 = f_{ck} + 4$$

$$f_{ck} = 27,8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times 27,8^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 2,8 \text{ MPa}$$

$$2,8 \times 10^3 \text{ KN/m}^2 = 280 \text{ tonf/m}^2$$

Pela equação:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Temos assim:

$$280 = \frac{F}{\pi \times 0,15^2}$$

$$F = 19,8 \text{ tonf}$$

Logo, pode-se afirmar que houve uma boa aproximação da solução real.

4.2.2. GROUT

Os valores de resistência à compressão (f_{cm}) e de resistência à tracção (f_{ctm}) do *grout* encontram-se apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2. Caracterização do *grout*.

Tipo de ligação	f_{cm} [tonf/m ²]	f_{ctm} [tonf/m ²]
<i>Grout</i>	6620	430

Para a caracterização deste material, Reguengo (2010) preparou três provetes com 160x40x40 mm³, de modo a determinar a resistência à tracção por flexão e a resistência à compressão. Inicialmente procedeu-se à modelação dos provetes, conforme Reguengo (2010), tendo-se em seguida ensaiado os mesmos. Não se obtiveram resultados convincentes para a avaliação do *grout*, portanto optou-se por efectuar um ensaio semelhante ao do betão, como se demonstra na Figura 4.13.

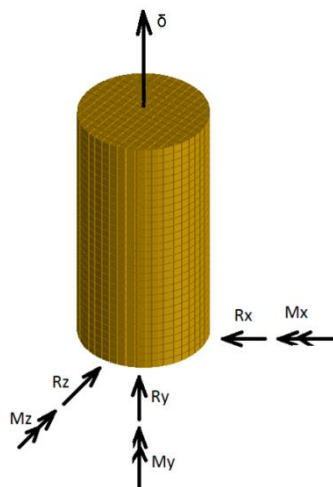


Figura 4.13. Ensaio numérico de caracterização do *grout*.

Note-se uma vez mais que apesar do deslocamento estar representado como se fosse pontual, este foi aplicado em toda a superfície superior do bloco.

Na Figura 4.14 encontra-se representado um diagrama força-deslocamento com as propriedades do *grout*, calculadas pelo programa ELS, de modo a uma possível comparação com o ensaio experimental.

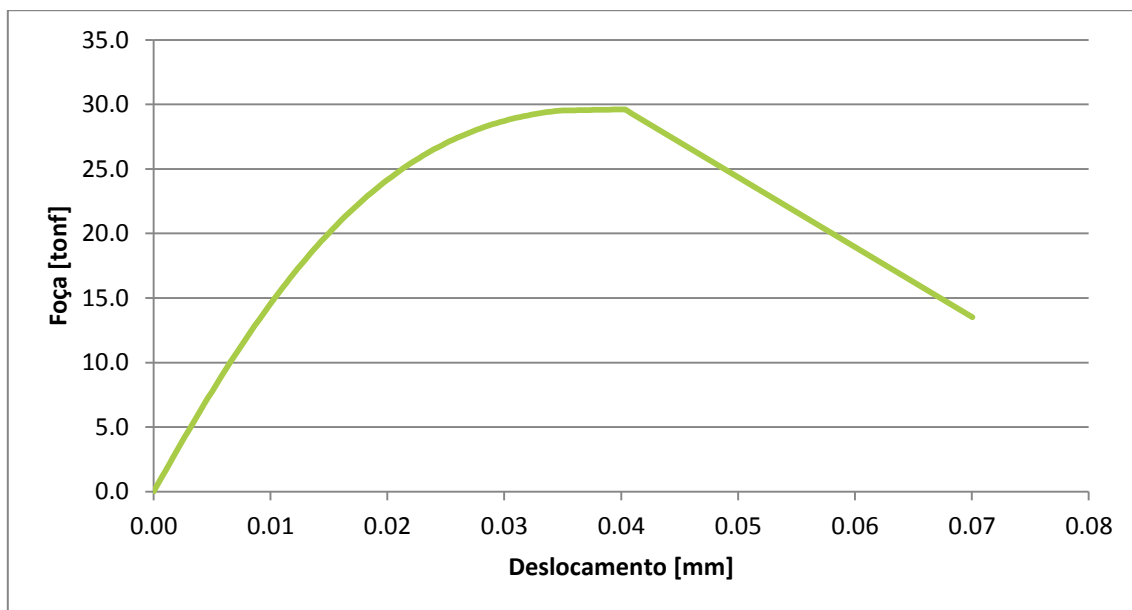


Figura 4.14. Diagrama força-deslocamento do *grout* ensaiado numericamente.

Pelo gráfico pode-se constatar que a força máxima suportada pela peça de *grout* é de aproximadamente 30tonf. Pode-se verificar assim, da mesma maneira que para o bloco de betão, que este valor é o expectável, pelas equações:

$$430 = \frac{F}{\pi \times 0,15^2}$$

$$F = 30,4 \text{ tonf}$$

Logo, pode-se afirmar que também esta é uma boa aproximação da solução real.

4.2.3. AÇO

Para o cálculo da força de cedência do aço, de acordo com a norma NP EN 10 002 – 1 (2006), foi realizado um ensaio de tracção, que consistiu em encastrar uma das pontas do varão submetendo a outra ponta a um esforço de tracção crescente, até se dar a rotura do varão, como se pode verificar na Figura 4.15 um ensaio deste tipo.



Figura 4.15. Ensaio de tracção do aço. Fonte: www.uem.br/.

Para simular este ensaio numericamente, modelou-se um varão de aço de 0,5m de comprimento e diâmetro de 20mm e, da mesma forma que a descrita acima, verificou-se qual a força máxima que o varão aguentou antes de romper ao lhe ser aplicado um determinado deslocamento, como exemplificado na Figura 4.16.

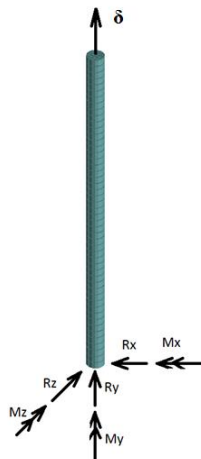


Figura 4.16. Ensaio numérico de tracção do aço.

Na Tabela 4.3 encontram-se as características calculadas no ensaio do aço utilizado neste estudo, o A500NR.

Tabela 4.3. Caracterização do aço.

Material	σ_{ced} [tonf/m ²]	F_{ced} [tonf]
A500NR	54380	17,084

No diagrama força-deslocamento, da Figura 4.17 pode-se constatar que o valor da força máxima alcançado numericamente é de aproximadamente 17 tonf. Quando comparados com os valores da Tabela 4.3, pode-se conferir que os resultados numéricos e os experimentais estão bastante semelhantes.

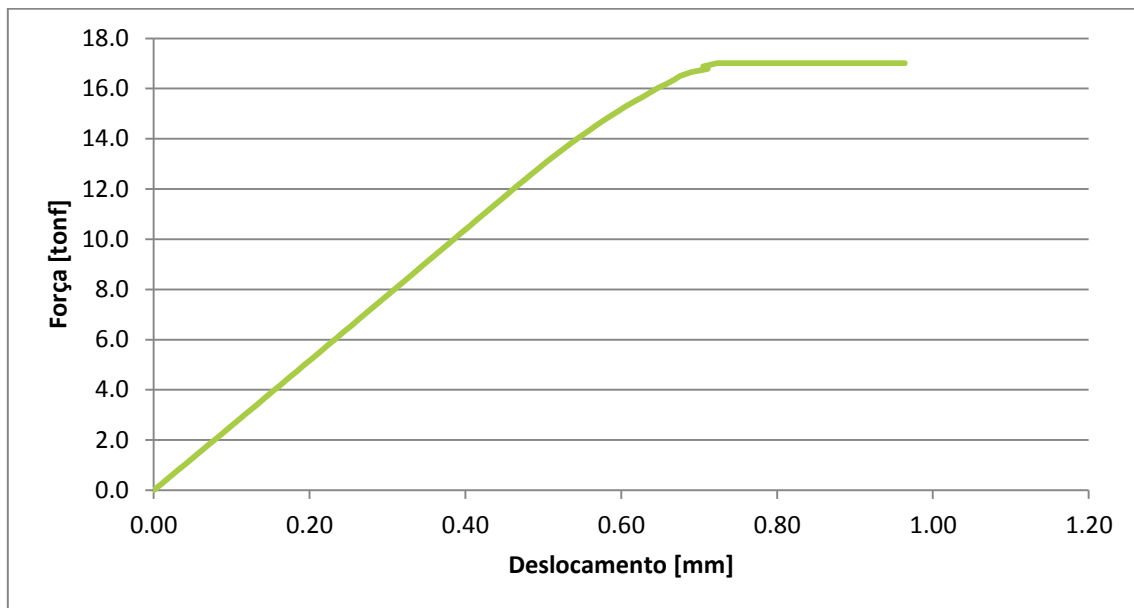


Figura 4.17. Diagrama força-deslocamento do aço ensaiado numericamente.

Em relação à extensão não é possível verificar se os valores dos três ensaios estão próximos dos reais, uma vez que não existe informação disponibilizada na dissertação de Reguengo (2010). Desta forma é complicado avaliar a ductilidade dos mesmos. Pode-se concluir assim, que todos os materiais têm um comportamento bastante semelhante aos ensaiados experimentalmente no que respeita a força máxima, apesar da incerteza face aos deslocamentos.

4.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS

4.3.1. GEOMETRIA DOS ELEMENTOS

No que concerne à geometria dos elementos que constituem este estudo, foi modelado um maciço de betão de dimensões 2.00 x 1.20 m, com espessura (h) de 0.3 m, tal como representado na Figura 4.18 a). Este maciço foi armado com uma malha quadrada de varões com diâmetro de 10 mm e espaçamento de 15 cm.

Modelou-se também um varão liso de diâmetro 20 mm e altura de 0,5 m, como se pode verificar na Figura 4.18 b). Para que este varão possa simular o comportamento do varão nervurado utilizado no ensaio experimental, optou-se por calibrar as propriedades da interface aço-betão da ligação V20 e utilizá-la para as restantes ligações.

Em seguida, procedeu-se a modelação do *grout*, apresentado na Figura 4.18 c). Este material foi introduzido dentro do maciço de betão, servindo de ligação entre o aço e o betão. As dimensões consideradas para o *grout* foram 52 mm de diâmetro e altura a variar consoante a ligação (entre 0,10 m e 0,25 m).

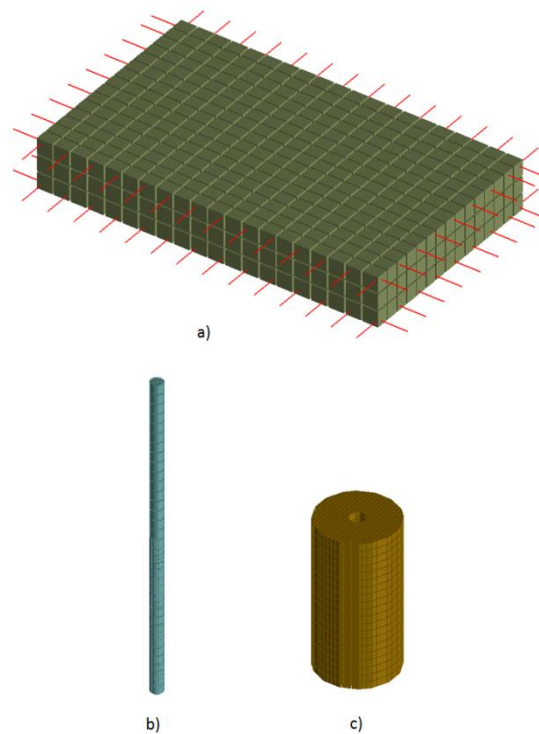


Figura 4.18. Elementos modelados. a) maciço de betão; b) varão de aço; c) *grout*.

Por último, abriu-se um furo de 52mm de diâmetro na laje de betão onde foi introduzido o *grout* e um furo de 20mm de diâmetro no *grout* onde se colocou o varão de aço, unindo assim as três peças, como ilustra a Figura 4.19.

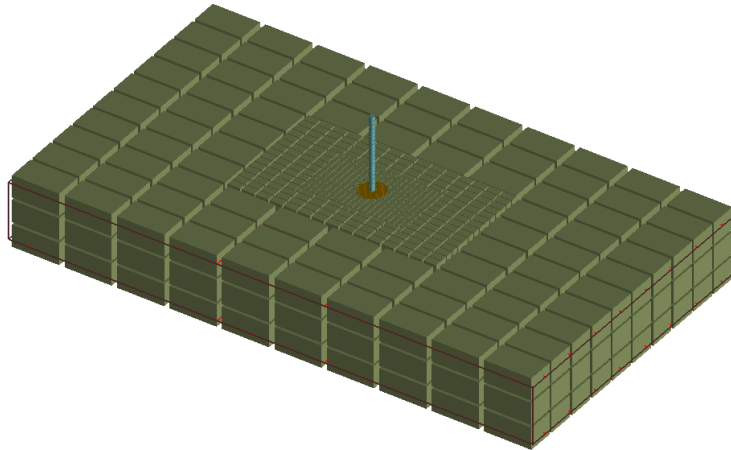


Figura 4.19. Modelo final.

4.3.2. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS DE LIGAÇÃO

Para a modelação das ligações, foram considerados vários comprimentos de embebedimento e calibraram-se os valores da interface entre o maciço, o *grout* e o aço. Os modelos foram realizados sem bainhas de aço. Desta forma, e de modo que a simulação do comportamento da estrutura fosse semelhante ao real, as forças nas interfaces foram calibradas com base nos resultados finais dos ensaios realizados por Reguengo (2010).

Para calibrar a tensão de cedência (σ_{ced}) e o módulo de Young (E) modelado nas interfaces admitiu-se um comportamento elástico das ligações, e com base nisto, com a força de cedência (F_{ced}) e com a área da secção do varão (A_s) foi calculada a tensão de cedência (σ_{ced}) pela equação a seguir descrita:

$$\sigma_{ced} = \frac{F_{ced}}{A_s}$$

Com o deslocamento equivalente ao F_{ced} (δ) e o comprimento do varão (L), foi calculada a extensão (ϵ) pela equação:

$$\epsilon = \frac{\delta}{L}$$

Com σ_{ced} e ϵ , pode-se calcular o módulo de Young (E), pela equação:

$$E = \frac{\sigma_{ced}}{\epsilon}$$

Com σ_{ced} e E , é possível modelar as propriedades das interfaces betão-*grout* e aço-*grout*.

Os nomes das ligações são os mesmos escolhidos por Reguengo (2010), em que a primeira letra da designação atribuída refere-se a bainha de pré-esforço (P), furo de carotadeira (C) ou varão simplesmente embebido (V). A segunda letra após P refere-se à existência de cintagem da bainha (C) através de armadura helicoidal de diâmetro 6 mm e espaçada de 4 cm. A letra M depois da letra C corresponde a ensaio monotónico. Finalmente os números depois das letras correspondem ao comprimento de embebedimento.

A Tabela 4.4 engloba as designações, os tipos de ligações, os seus diâmetros e respectivos comprimentos de embebedimento.

Tabela 4.4. Designação dos modelos de ligação. Adaptado: Reguengo (2010).

Designação	Tipo de Ligação experimental	Tipo de Ligação numérica	Diâmetro [mm]	Comprimento de embebedimento [cm]
V20			20	20
P10			52	10
P15			52	15
P20			52	20
P25			52	25
PC20			52	20
CM20			52	20

É importante destacar mais uma vez que, em vez de se modelar as bainhas de aço, modelaram-se as propriedades da interface *grout*-betão. Uma vez que não é possível aplicar cargas nas armaduras devido ao método utilizado pelo programa, foi utilizado um varão liso, independente do betão, de diâmetro 20 mm, calibrado de acordo com a ligação V20, para a simulação do varão real.

Dado que o varão não possui nervuras, a interface aço-*grout*, nas diferentes ligações, como referido anteriormente, é sempre modelada de acordo com as propriedades da ligação de referência V20. Esta escolha deve-se ao facto desta ligação ter sido betonada conjuntamente com o maciço e posteriormente feita a análise de *pull-out*, podendo-se assim verificar a força que o varão oferecia após ter sido ensaiado.

As propriedades da interface betão-*grout* encontram-se descritas na Tabela 4.5 e foram calculadas de acordo com as equações anteriormente referidas.

Tabela 4.5. Propriedades da interface betão-*grout* das diferentes ligações.

Designação	σ [tonf/m ²]	ϵ	E [tonf/m ²]
V20	35160.51	0.00048	7.33E+07
P10	22440.85	0.00026	8.63E+07
P15	50942.31	0.00072	7.08E+07
P20	53256.43	0.00068	7.83E+07
P25	59816.79	0.00072	8.31E+07
PC20	56312.2	0.00086	6.55E+07
CM20	59644.91	0.00084	7.10E+07

4.4. MODELAÇÃO DOS ENSAIOS

Para a modelação numérica dos ensaios de *pull-out*, em primeiro lugar simularam-se as propriedades dos materiais a utilizar, já calibradas anteriormente. Posteriormente procedeu-se à modelação do maciço de betão, do varão de aço e do *grout*. Em seguida realizou-se um furo de 52 mm de diâmetro e com comprimento de embebimento respectivo a cada ligação no maciço, colocando-se dentro do furo o *grout* e o aço. Por fim refinou-se a malha na zona mais próxima da ligação, de modo a que os resultados sejam mais fidedignos.

Depois encastrou-se a base do maciço e foi aplicada uma carga estática (peso próprio) em todo o modelo, e uma carga com crescimento gradual no varão (força vertical aplicada num determinado intervalo de tempo), de forma a simular o ensaio de *pull-out*, como exemplificado na Figura 4.20.

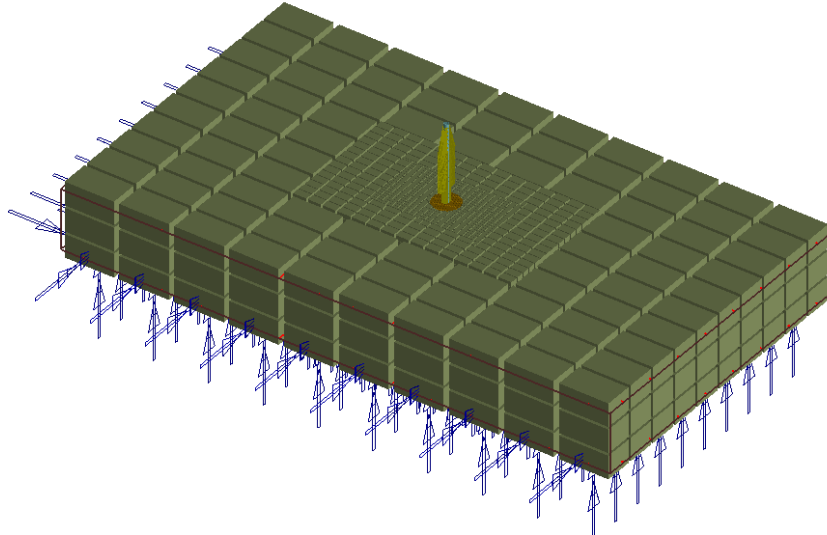


Figura 4.20. Encastramento da base do maciço e aplicação de cargas.

Uma vez aplicadas as condições de apoio e as cargas na estrutura, procedeu-se à análise e compararam-se os resultados numéricos com os experimentais na forma de diagrama força-deslocamento e respectivos modos de rotura, como será abordado em maior detalhe no próximo capítulo.

5. RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados da modelação efectuada com recurso ao programa *Extreme Loading for Structures*, sob forma de diagrama força-deslocamento. Nesta secção também se fará uma comparação entre os ensaios experimentais e os numéricos, tanto a nível de diagrama como a nível dos modos de rotura. A primeira ligação a ser modelada foi a V20. É importante notar que houve grande dificuldade na calibração de algumas das propriedades desta ligação. Esta calibração foi fundamental para que todas as ligações pudessem apresentar bons resultados, visto que esta ligação se encontra presente na interface aço-grout em todos os modelos.

5.1. LIGAÇÃO V20

Como referido em cima, esta ligação é a que se encontra presente na interface aço-grout em todos os modelos. A V20 foi betonada conjuntamente com o maciço e corresponde a um varão de 20 mm de diâmetro com um comprimento de embebiamento de 20 cm. As propriedades da interface betão-aço da ligação V20 estão ilustradas na

Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Propriedades da interface aço-betão da ligação V20.

Propriedades	Valor	Unidades
Módulo de Young	5.86E+07	tonf/m ²
Módulo de Rigidez	2.25E+07	tonf/m ²
Tensão de Cedência	35160.5	tonf/m ²
Extensão de Cedência	0.1	-
Tensão de Rotura/Tensão de Cedência	1.15	-
Extensão de Separação	1	-
Coefficiente de Fricção	0.8	-
Coefficiente de Atrito Externo	0	-
Peso Específico	7.84	tonf/m ³
Factor de Rigidez Normal	0.01	-
Factor de Rigidez Axial	0.001	-
Número de Molas de Contacto Entre Elementos	10	-
Módulo de Elasticidade pós Cedência	0.01	-

Trata-se da ligação com a qual se avaliaram as propriedades da ligação do varão à matriz do material envolvente que depois foi utilizado nas restantes ligações. Para estas trata-se de uma aproximação,

uma vez que o elemento envolvente é o *grout* em vez do betão corrente. Na Figura 5.1 está representado o diagrama força-deslocamento, onde são comparadas as soluções experimentais com a numérica.

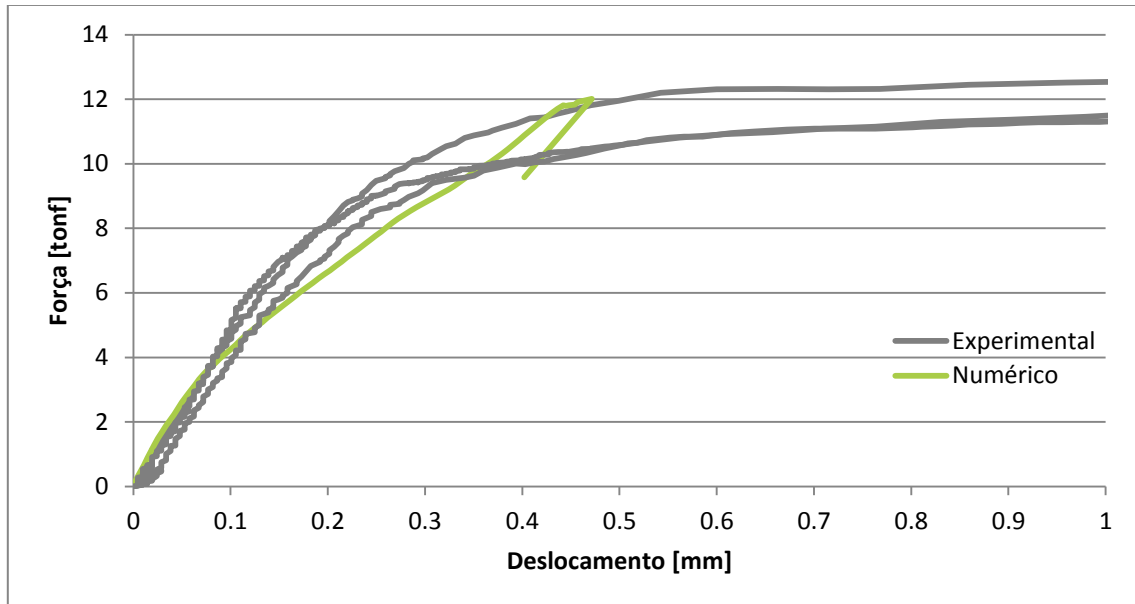
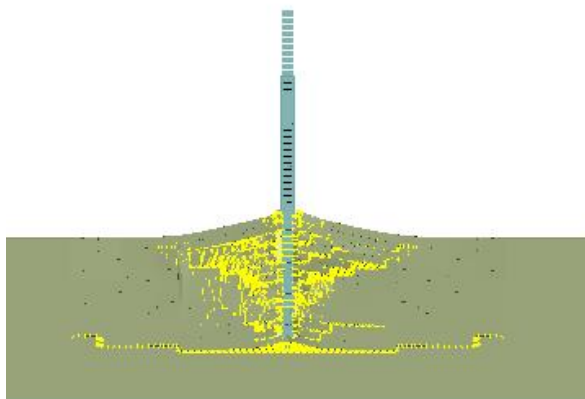


Figura 5.1. Diagrama força-deslocamento da ligação V20.

A cinzento encontram-se representados os resultados experimentais e a verde o ensaio numérico. Pode-se verificar que há uma sobreposição razoável nestes resultados apesar da ductilidade das soluções experimentais ser maior que a da solução numérica, pelo que se considera, mesmo assim, uma boa aproximação, em termos de força, da solução experimental.

A Figura 5.2 compara os modos de rotura entre as soluções numérica e experimental. A rotura desta ligação, foi a única que não se deu da mesma forma que a da solução experimental. No ensaio numérico a rotura deu-se de acordo com o referido na secção 3.1.1 deste trabalho (tipo 3) e do ensaio experimental deu-se pela ligação entre o betão e o varão, ou seja do tipo 2.



a) Simulação numérica



b) Ensaio experimental, Fonte: Reguengo (2010)

Figura 5.2. Modo de rotura da ligação V20.

5.2. LIGAÇÃO P10

Na ligação P10 efectuou-se um furo na laje com 10 cm de comprimento e raio 52mm, em seguida preencheu-se com o *grout* modelado o furo e em seguida embebeu-se o varão no *grout*. As propriedades da interface aço-*grout* encontram-se na

Tabela 5.1 e da interface *grout*-betão na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Propriedades da interface *grout*-betão da ligação P10.

Propriedades	Valor	Unidades
Módulo de Young	8.63E+07	tonf/m ²
Módulo de Rigidez	3.33E+07	tonf/m ²
Tensão de Cedência	22440.8	tonf/m ²
Extensão de Cedência	0.1	-
Tensão de Rotura/Tensão de Cedência	1.15	-
Extensão de Separação	1	-
Coefficiente de Fricção	0.8	-
Coefficiente de Atrito Externo	0	-
Peso Específico	7.84	tonf/m ³
Factor de Rigidez Normal	0.01	-
Factor de Rigidez Axial	0.001	-
Número de Molas de Contacto Entre Elementos	10	-
Módulo de Elasticidade pós Cedência	0.01	-

A Figura 5.3 representa o diagrama força-deslocamento desta ligação. Pode-se verificar aqui que a solução numérica (a verde) se aproxima globalmente das soluções reais (a cinzento) apesar de corresponder a uma resposta um pouco menos rígida e resistente. De facto, a força máxima entre os ensaios experimentais e o numérico não varia muito, tal como ocorre nos deslocamentos e na ductilidade.

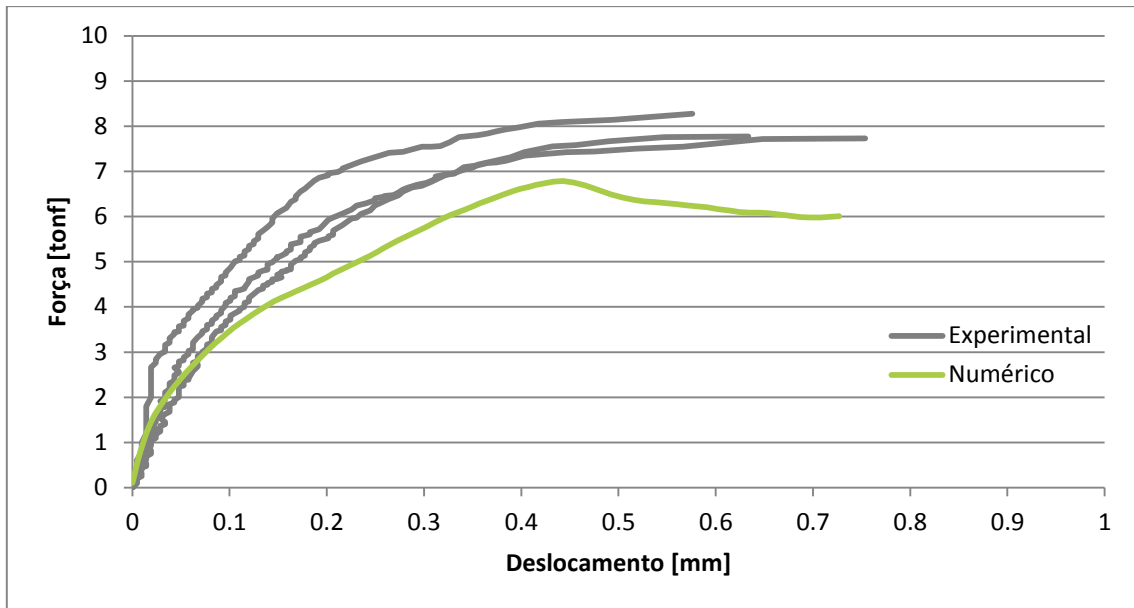


Figura 5.3. Diagrama força-deslocamento da ligação P10.

Esta ligação teve uma rotura com forma cónica do betão, portanto do tipo 3 explicado na secção 3.1.3, tal como se pode verificar na Figura 5.4. Os resultados são semelhantes aos de Reguengo (2010), que na solução experimental teve o mesmo tipo de rotura.

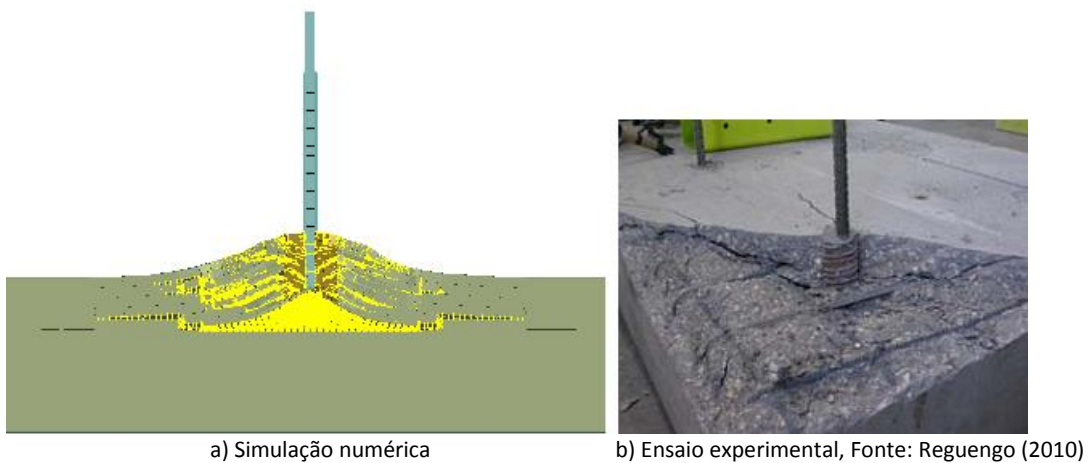


Figura 5.4. Modo de rotura da ligação P10.

5.3. LIGAÇÃO P15

A execução da ligação P15 foi bastante semelhante à anterior. A diferença foi que nesta ligação o comprimento de embebição do aço foi de 15cm e as propriedades da interface *grout*-betão, também distintas, estão representadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Propriedades da interface *grout*-betão da ligação P15.

Propriedades	Valor	Unidades
Módulo de Young	7.08E+07	tonf/m ²
Módulo de Rigidez	2.73E+07	tonf/m ²
Tensão de Cedência	50942.3	tonf/m ²
Extensão de Cedência	0.1	-
Tensão de Rotura/Tensão de Cedência	1.15	-
Extensão de Separação	1	-
Coefficiente de Fricção	0.8	-
Coefficiente de Atrito Externo	0	-
Peso Específico	7.84	tonf/m ³
Factor de Rigidez Normal	0.01	-
Factor de Rigidez Axial	0.001	-
Número de Molas de Contacto Entre Elementos	10	-
Módulo de Elasticidade pós Cedência	0.01	-

No gráfico força-deslocamento da Figura 5.5 é mostrado que a solução numérica aproxima-se bastante das situações experimentais. Esta ligação apresentou características de comportamento numérico do mesmo tipo da anterior, quando comparada com os valores experimentais. Aqui a solução numérica é mais dúctil que as experimentais. Verifica-se que a diferença entre as forças e deslocamentos obtidos experimentalmente é bastante próxima, face às dificuldades de simulação.

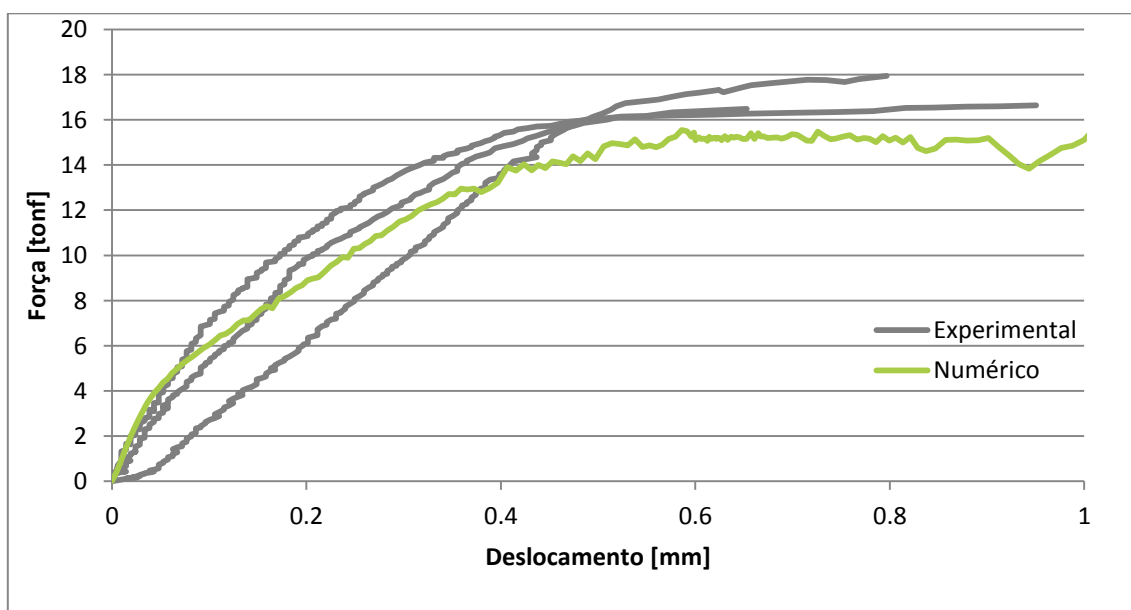


Figura 5.5. Diagrama força-deslocamento da ligação P15.

A rotura da ligação P15 dá-se entre a bainha de aço e o betão, do tipo 5 de acordo com o referido na secção 3.1.3, como se pode verificar na Figura 5.6.

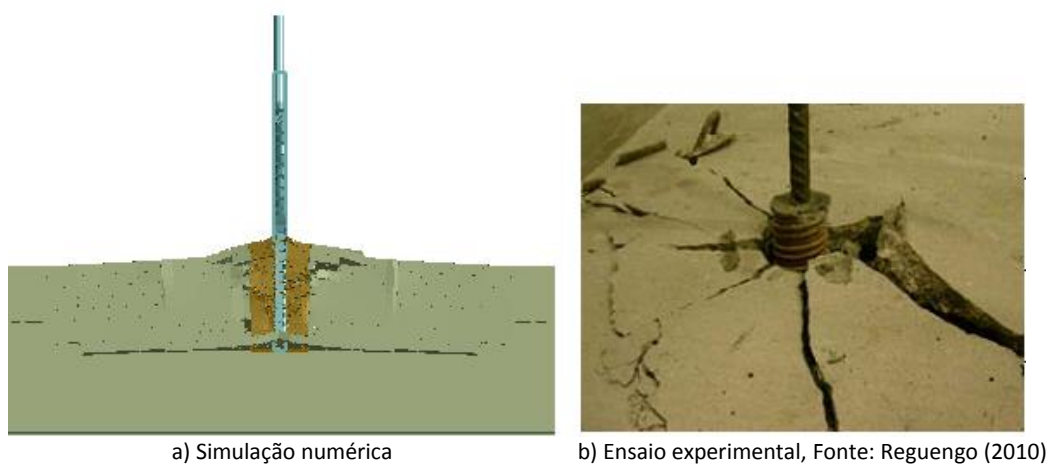


Figura 5.6. Modo de rotura da ligação P15.

5.4. LIGAÇÃO P20

Para a modelação da ligação P20 o comprimento de embebimento foi aumentado em 5cm em relação à P15. As propriedades da interface aço-*grout* foram as obtidas para a ligação V20, e as da interface *grout*-betão as ilustradas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. Propriedades da interface *grout*-betão da ligação P20.

Propriedades	Valor	Unidades
Módulo de Young	5.86E+07	tonf/m ²
Módulo de Rigidez	2.25E+07	tonf/m ²
Tensão de Cedência	53256.4	tonf/m ²
Extensão de Cedência	0.1	-
Tensão de Rotura/Tensão de Cedência	1.15	-
Extensão de Separação	1	-
Coefficiente de Fricção	0.8	-
Coefficiente de Atrito Externo	0	-
Peso Específico	7.84	tonf/m ³
Factor de Rigidez Normal	0.01	-
Factor de Rigidez Axial	0.001	-
Número de Molas de Contacto Entre Elementos	10	-
Módulo de Elasticidade pós Cedência	0.01	-

Nesta ligação uma vez mais os valores da carga máxima obtidos numericamente são muito próximos dos reais, como se pode constatar na Figura 5.7, sendo que simularam uma situação sem ductilidade (nos ensaios experimentais 2 tiveram uma rotura brusca e outro mais dúctil). O valor da força máxima é ligeiramente mais baixo que o dos ensaios experimentais, sendo que se aproxima bastante da tensão de cedência do aço. Desta forma pode-se também considerar, a P20 uma boa solução a aplicar nas estruturas pré-fabricadas.

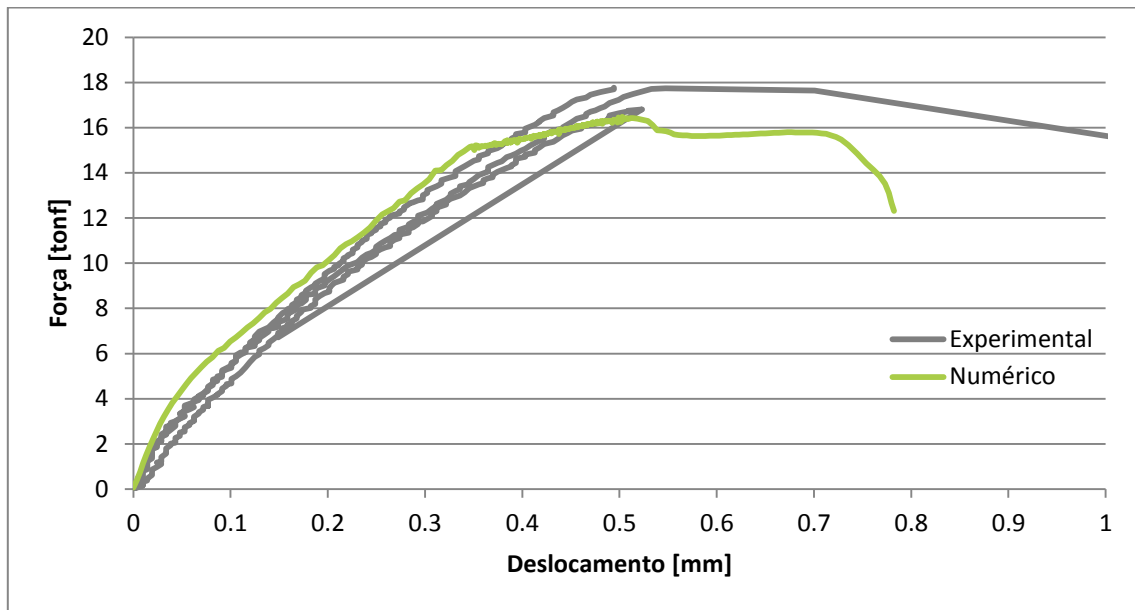
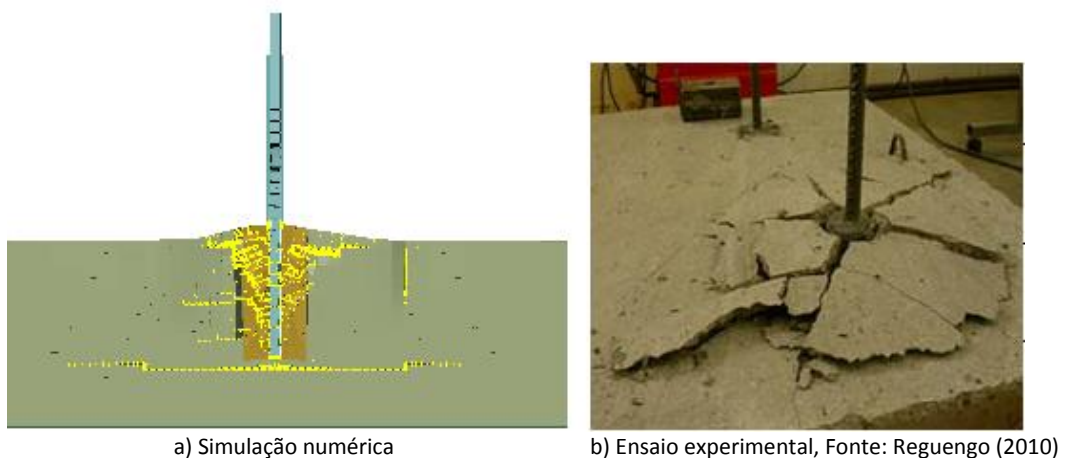


Figura 5.7. Diagrama força-deslocamento da ligação P20.

A rotura, tal como na solução experimental, dá-se entre a bainha e o betão nos primeiros dois terços do comprimento de embebimento e no último terço entre o aço e o *grout*, tal como se pressupõe na Figura 5.8.



a) Simulação numérica

b) Ensaio experimental, Fonte: Reguengo (2010)

Figura 5.8. Modo de rotura da ligação P20.

5.5. LIGAÇÃO P25

Nesta ligação, uma vez mais, o comprimento de embebimento do varão vai ser aumentado 5cm em relação à da P20. Como em todas as ligações, as propriedades da interface aço-*grout* são iguais às da ligação de referência V20. Já as da interface *grout*-betão são distintas das outras ligações e estão representadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5. Propriedades da interface *grout*-betão da ligação P25.

Propriedades	Valor	Unidades
Módulo de Young	7.48E+07	tonf/m ²
Módulo de Rigidez	2.88E+07	tonf/m ²
Tensão de Cedência	59816.8	tonf/m ²
Extensão de Cedência	0.1	-
Tensão de Rotura/Tensão de Cedência	1.15	-
Extensão de Separação	1	-
Coefficiente de Fricção	0.8	-
Coefficiente de Atrito Externo	0	-
Peso Específico	7.84	tonf/m ³
Factor de Rigidez Normal	0.01	-
Factor de Rigidez Axial	0.001	-
Número de Molas de Contacto Entre Elementos	10	-
Módulo de Elasticidade pós Cedência	0.01	-

A ligação P25 apresenta uma boa aproximação das soluções ensaiadas experimentalmente, como se pode verificar na Figura 5.9. Apesar da força máxima ser ligeiramente inferior ao valor experimental esta diferença é pouco significativa. Verifica-se que a solução apresenta alguma ductilidade, sendo esta inferior à da solução experimental. Visto o valor máximo da força ser igual ao da força de cedência do varão de aço, esta ligação também se mostra como uma boa solução a ser aplicada em situações reais.

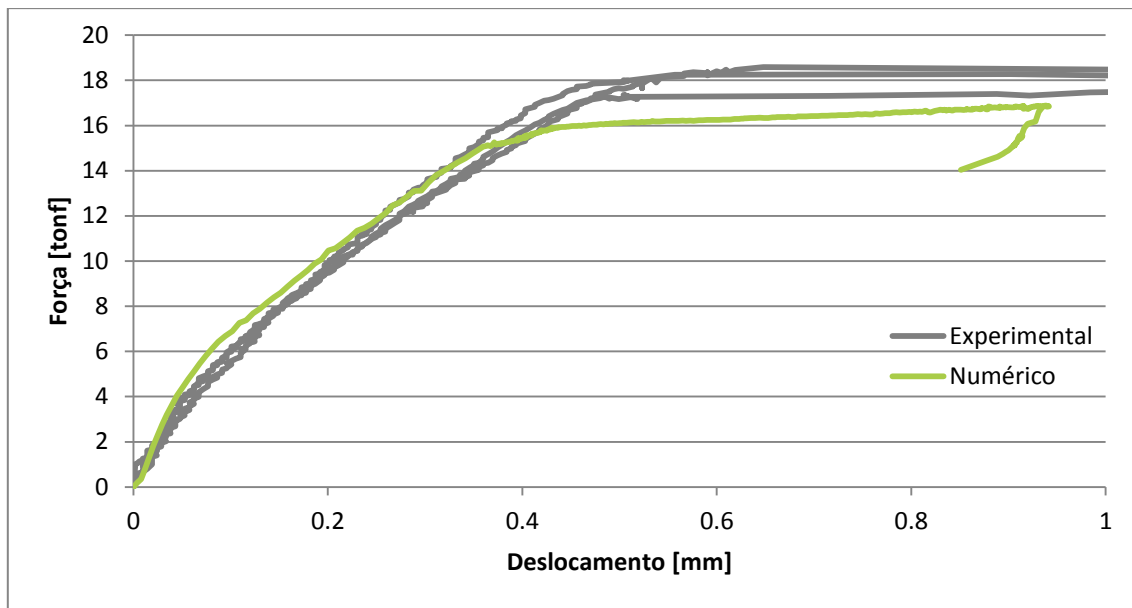


Figura 5.9. Diagrama força-deslocamento da ligação P25.

Como se pode verificar na Figura 5.10 a rotura da ligação P25 dá-se pelo varão de aço, pois aqui a força máxima é maior que a força de cedência do varão, tal como explicitado na secção 3.1.3 é do tipo 1.

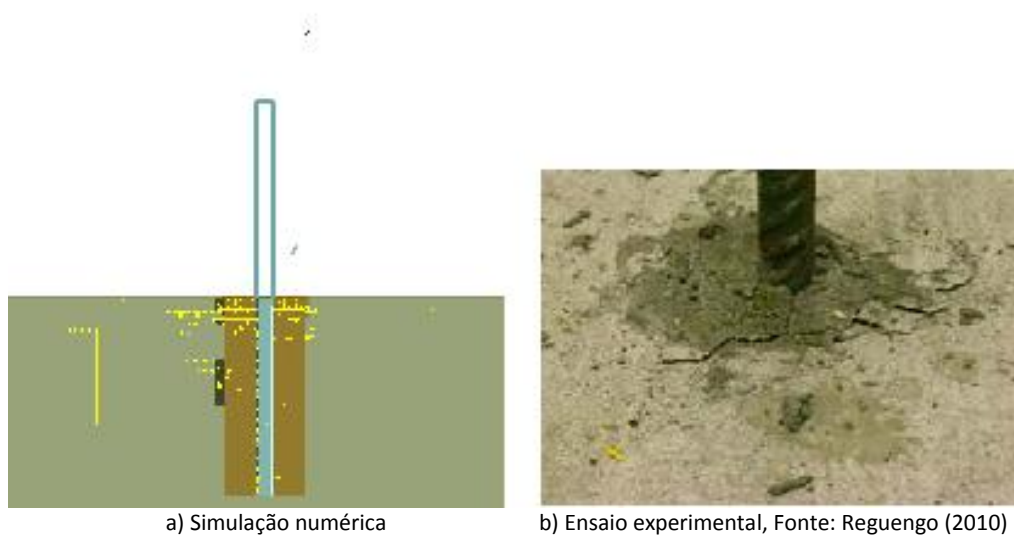


Figura 5.10. Modo de rotura da ligação P25.

5.6. LIGAÇÃO PC20

A modelação numérica da ligação PC20 é muito semelhante à da P20, quer em termos do comprimento de embebimento, quer em termos de propriedades da interface aço-grout. No entanto

as propriedades da interface *grout*-betão, representadas na Tabela 5.6, são a única variante entre as duas ligações.

Tabela 5.6. Propriedades da interface *grout*-betão da ligação PC20.

Propriedades	Valor	Unidades
Módulo de Young	6.55E+07	tonf/m ²
Módulo de Rigidez	2.53E+07	tonf/m ²
Tensão de Cedência	56312.2	tonf/m ²
Extensão de Cedência	0.1	-
Tensão de Rotura/Tensão de Cedência	1.15	-
Extensão de Separação	1	-
Coefficiente de Fricção	0.8	-
Coefficiente de Atrito Externo	0	-
Peso Específico	7.84	tonf/m ³
Factor de Rigidez Normal	0.01	-
Factor de Rigidez Axial	0.001	-
Número de Molas de Contacto Entre Elementos	10	-
Módulo de Elasticidade pós Cedência	0.01	-

O resultado do modelo numérico é muito idêntico ao do modelo experimental, como se pode constatar pela Figura 5.11. A força máxima é ligeiramente menor na solução numérica, não sendo no entanto a diferença significativa. A ductilidade dos ensaios experimentais é maior que a do numérico, apesar de se verificar que esta solução também apresenta alguma ductilidade. A carga máxima obtida pela ligação é igual à da força de cedência do aço, demonstrando-se assim que esta é uma boa solução.

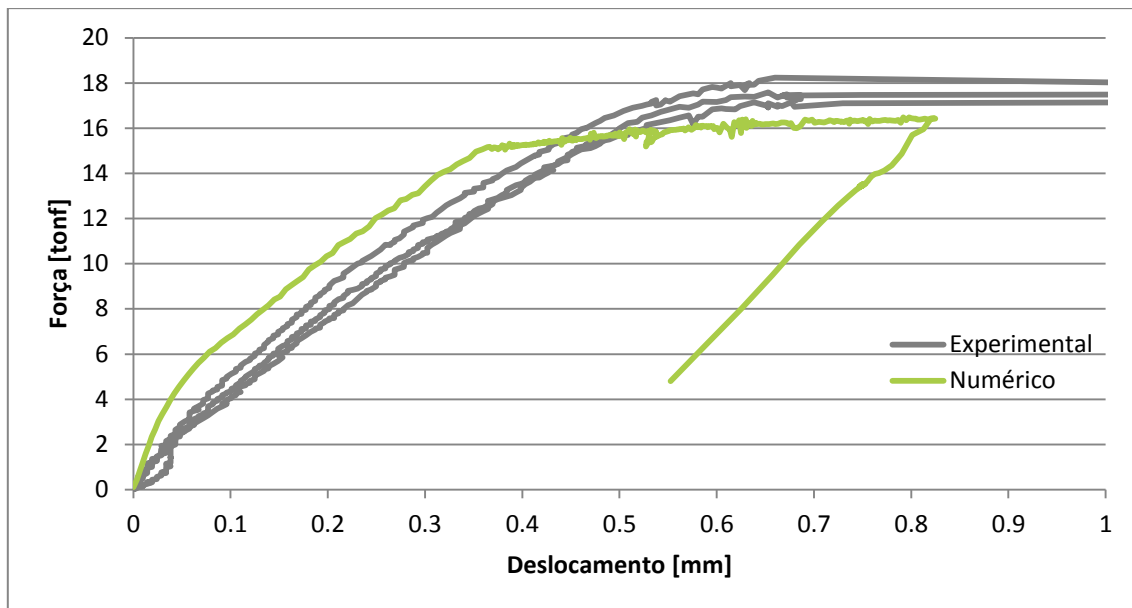
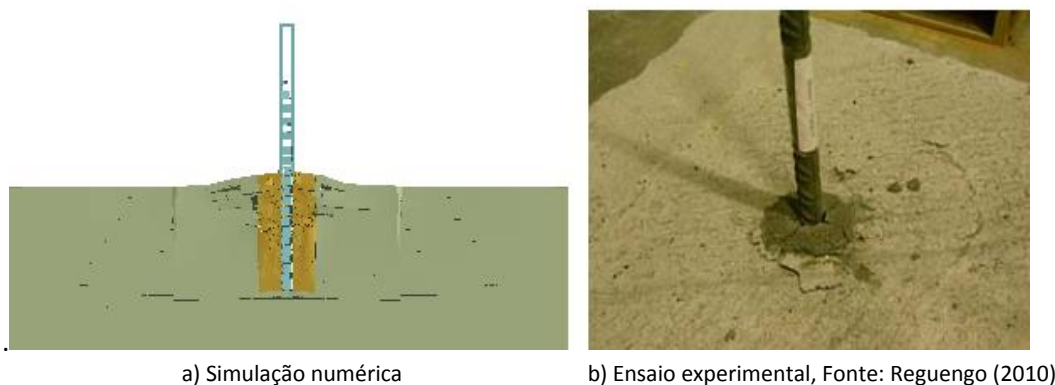


Figura 5.11. Diagrama força-deslocamento da ligação PC20.

Nesta ligação, como dito anteriormente, a força máxima é igual ao da força de cedência do aço, logo o modo de rotura da PC20 é do tipo 1 conforme descrito na secção 3.1.3. A Figura 5.12 mostra o modo de rotura da PC20.



a) Simulação numérica

b) Ensaio experimental, Fonte: Reguengo (2010)

Figura 5.12. Modo de rotura da ligação PC20.

5.7. LIGAÇÃO CM20

Por último a CM20 em termos experimentais não possui bainha de aço entre o *grout* e o betão, no entanto, para a simulação numérica a única variante em relação à anterior são as propriedades da interface *grout*-betão. Estas propriedades encontram-se representadas na Tabela 5.7.

Tabela 5.7. Propriedades da interface *grout*-betão da ligação CM20.

Propriedades	Valor	Unidades
Módulo de Young	8.77E+07	tonf/m ²
Módulo de Rigidez	3.39E+07	tonf/m ²
Tensão de Cedência	59644.9	tonf/m ²
Extensão de Cedência	0.1	-
Tensão de Ruptura/Tensão de Cedência	1.15	-
Extensão de Separação	1	-
Coefficiente de Fricção	0.8	-
Coefficiente de Atrito Externo	0	-
Peso Específico	7.84	tonf/m ³
Factor de Rigidez Normal	0.01	-
Factor de Rigidez Axial	0.001	-
Número de Molas de Contacto Entre Elementos	10	-
Módulo de Elasticidade pós Cedência	0.01	-

A ligação CM20 não apresenta bainha de aço, sendo que o varão é embebido no maciço e posteriormente selado com *grout*. Na Figura 5.13 podemos verificar que a solução numérica está muito próxima da real a nível de força – deslocamento, o que já não se verifica em termos de ductilidade. É uma boa solução para obras de reforço e reparação estrutural, visto esta ser com recurso a carotadeira e a força máxima da ligação apresentar valores muito próximos da força de cedência do aço.

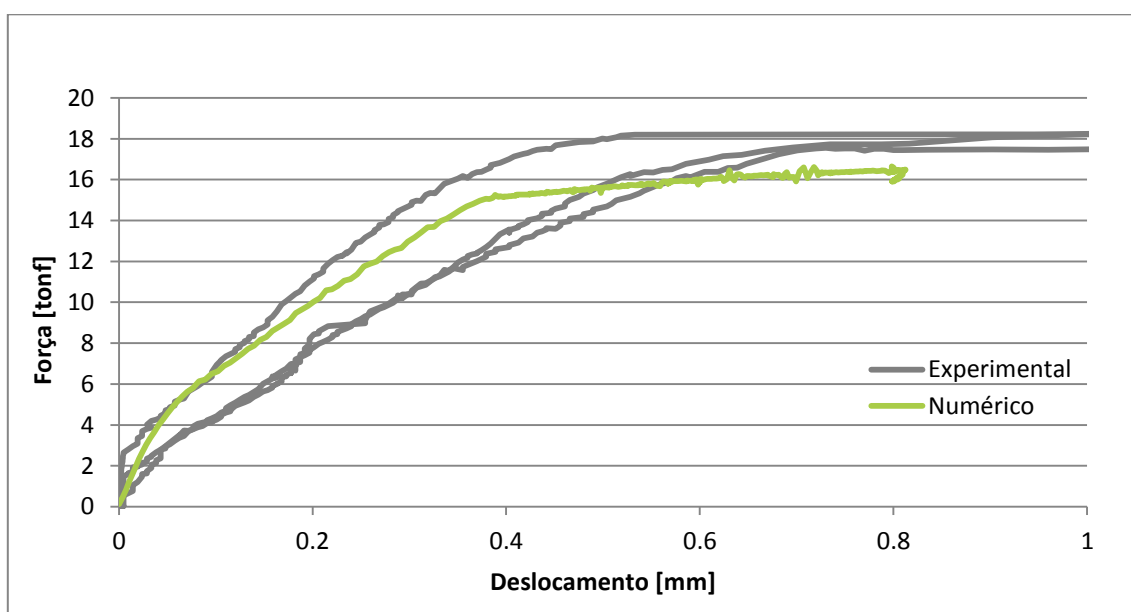


Figura 5.13. Diagrama força-deslocamento da ligação CM20.

Como também se pode verificar na Figura 5.14 a rotura desta ligação dá-se entre o varão de aço e o *grout*, ou seja do tipo 2, segundo a secção 3.1.2.

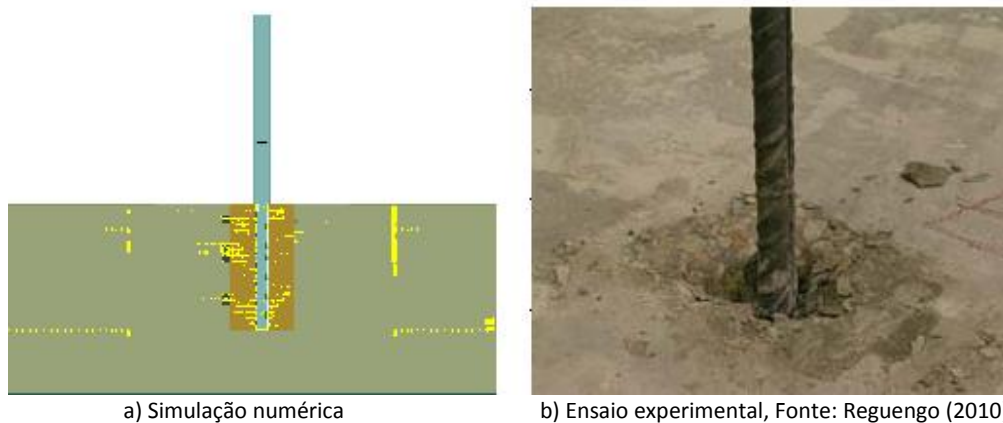


Figura 5.14. Modo de rotura da ligação CM20.

5.8. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A Tabela 5.8 mostra os valores da força máxima relativo a cada tipo de ensaio, assim como o erro associado a cada ensaio. É importante notar que no 1º ensaio experimental da ligação P15, no 1º e 2º ensaio experimental da ligação P20, em todos os ensaios experimentais das ligações PC20, CM20 e P25 a força máxima da solução experimental, ultrapassa o valor da força de cedência do aço, obtido por *Reguengo* (2010). Isto poderá ter ocorrido devido a apenas se ter efectuado um ensaio de caracterização do aço, dado que foram utilizados vários varões e certamente com propriedades ligeiramente diferentes.

Tabela 5.8. Força máxima dos ensaios experimentais e numéricos.

Modelo de Ensaio	Tipo de Ensaio	F _{máx} (tonf)	Erro %
P10	1º Ensaio	8.28	17.96
	2º Ensaio	7.77	12.63
	3º Ensaio	7.73	12.18
	Ensaio Numérico	6.79	-
V20	1º Ensaio	12.00	0
	2º Ensaio	12.85	6.49
	3º Ensaio	12.37	2.89
	Ensaio Numérico	12.01	-
P15	1º Ensaio	17.94	8.17
	2º Ensaio	16.64	1.00
	3º Ensaio	16.48	0
	Ensaio Numérico	16.48	-

(continuação)

Modelo de Ensaio	Tipo de Ensaio	F _{máx} (tonf)	Erro %
P20	2º Ensaio	17.77	7.01
	3º Ensaio	16.81	1.70
	Ensaio Numérico	16.52	-
	1º Ensaio	18.01	5.55
PC20	2º Ensaio	18.55	8.32
	3º Ensaio	20.99	18.98
	Ensaio Numérico	17.01	-
	1º Ensaio	19.40	14.22
CM20	2º Ensaio	18.99	12.36
	3º Ensaio	20.64	19.40
	Ensaio Numérico	16.64	-
	1º Ensaio	19.40	14.22
P25	2º Ensaio	19.90	14.53
	3º Ensaio	21.38	20.45
	Ensaio Numérico	17.01	-
	1º Ensaio	21.03	19.12

Como se pode ver na Figura 5.15, os valores de força máxima dos ensaios numéricos são mais baixos face aos valores dos ensaios experimentais, variando entre 0% (em relação ao 1º ensaio da V20 e ao 3º da ligação P15) e 20% (relativo ao 3º ensaio da ligação P25). Talvez estes valores pudessem aproximar-se ainda mais da solução experimental, se houvesse uma maior refinação da malha. Esta refinação não foi realizada, uma vez que sobrecarrega o programa, passando a sua análise de uma hora e meia, para quase quatro horas.

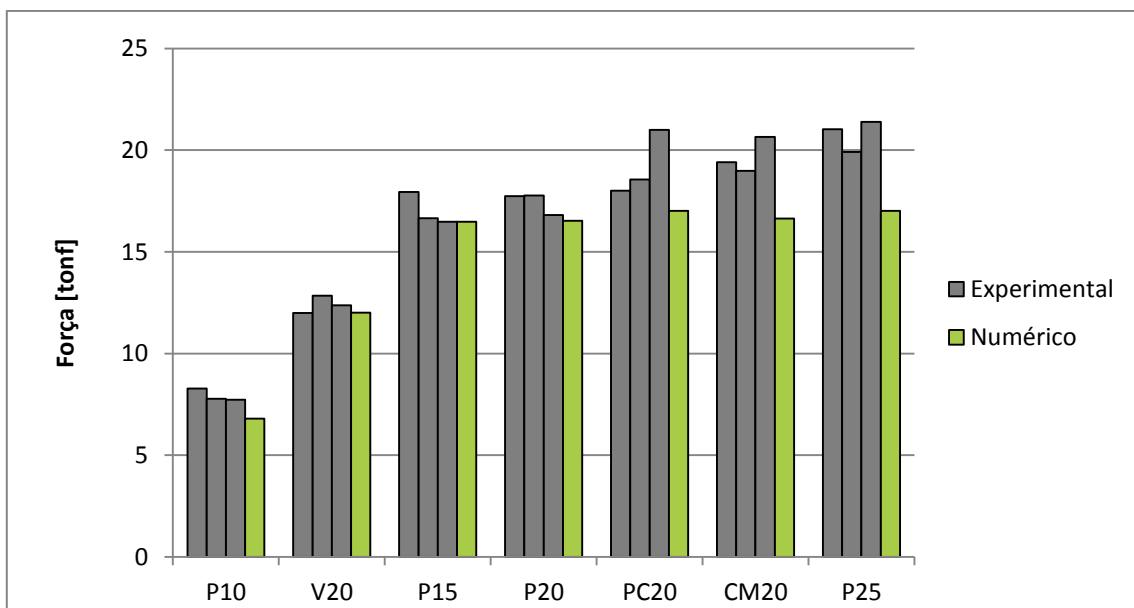


Figura 5.15. Valores de força máxima nos ensaios experimentais e numéricos.

É também possível verificar que as ligações com bainhas de pré-esforço com 15 cm ou mais de comprimento de embebedimento (P15, P20, P25 E PC20) e a ligação com furo de carotadeira (CM20) são as que têm melhor desempenho a nível da resistência, pois como dito anteriormente, a sua força máxima aproxima-se bastante da tensão de rotura do aço. No caso da P25 e PC20 o valor chega mesmo ao da tensão de cedência do aço.

De realçar também que na ligação CM20 o valor da força máxima aumentou 36% em relação à V20. Esta diferença deve-se ao facto do *grout* contribuir com uma maior aderência entre os materiais. Esta ligação, como anteriormente dito, mostra-se como boa solução construtiva para obras de reforço e reparação de estruturas.

Na Tabela 5.9 encontram-se os valores de deslocamento máximo ($\delta_{m\acute{a}x}$) para os diferentes ensaios experimentais e para o numérico. Aqui não se apresenta os valores erro associado devido à grande variação dos resultados experimentais.

Tabela 5.9. Deslocamento máximo dos ensaios experimentais e numéricos.

Modelo de Ensaio	Tipo de Ensaio	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
P10	1º Ensaio	0.58
	2º Ensaio	0.63
	3º Ensaio	0.75
	Ensaio Numérico	0.69
	<hr/>	
V20	1º Ensaio	23.70
	2º Ensaio	19.86
	3º Ensaio	32.78
	Ensaio Numérico	0.47
	<hr/>	
P15	1º Ensaio	0.80
	2º Ensaio	0.95
	3º Ensaio	0.65
	Ensaio Numérico	2.12
	<hr/>	
P20	1º Ensaio	3.61
	2º Ensaio	0.49
	3º Ensaio	0.52
	Ensaio Numérico	0.71
	<hr/>	
PC20	1º Ensaio	2.09
	2º Ensaio	3.20
	3º Ensaio	9.23
	Ensaio Numérico	0.82
	<hr/>	
CM20	1º Ensaio	4.85
	2º Ensaio	4.33
	3º Ensaio	6.43
	Ensaio Numérico	0.81
	<hr/>	

(continuação)

Modelo de Ensaio	Tipo de Ensaio	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)
P25	2º Ensaio	4.47
	3º Ensaio	8.42
	Ensaio	0.94
	Numérico	

Pode-se verificar que em relação à ductilidade as diferenças já são bastante maiores, como mostra a Figura 5.16. Neste gráfico também podemos verificar que para as ligações P10, P15 e P20 os valores de ductilidade são relativamente próximos dos reais, o que já não se verifica para as restantes ligações.

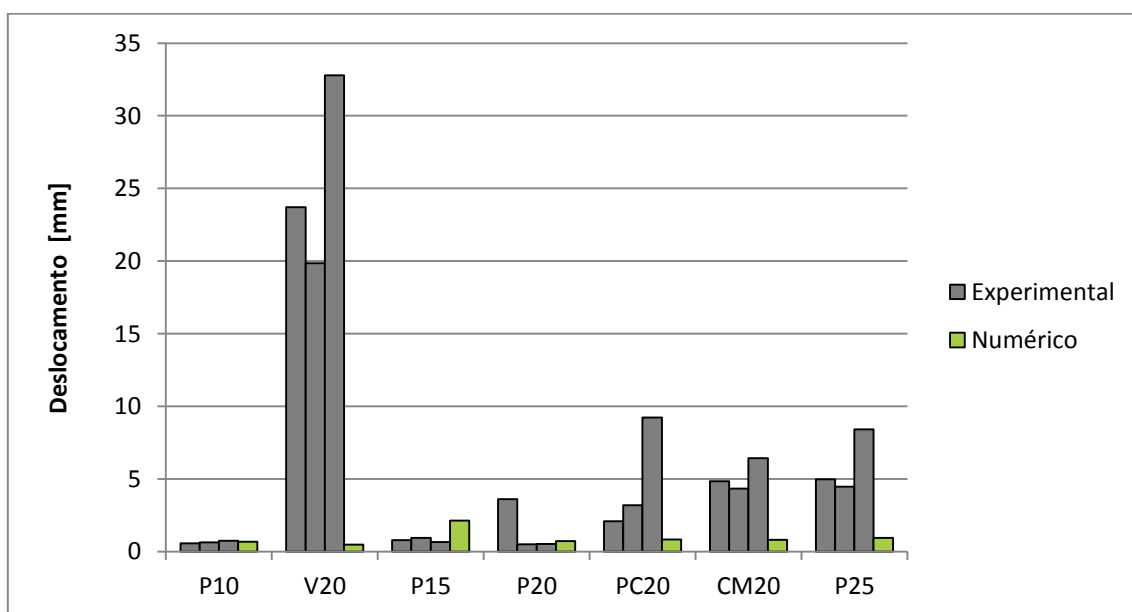


Figura 5.16. Valores dos deslocamentos máximos dos ensaios experimentais e numéricos.

Pelos resultados experimentais é possível verificar que a V20 é a ligação mais dúctil, o que não se verifica na solução numérica. Apesar de várias tentativas, nomeadamente alterando o valor da “extensão de separação” (parâmetro este que faz com que o comprimento de extensão das molas que ligam os elementos da malha seja maior), não se conseguiu melhorar este resultado. Os valores da ductilidade da solução numérica são sempre relativamente próximos de ligação para ligação, sendo que se pode afirmar que a P15 é a mais dúctil.

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

As características físicas do betão armado são preponderantes na segurança estrutural. Uma das propriedades do betão armado mais importantes a considerar na construção é a aderência entre o betão e o aço, a qual influi no desempenho e qualidade de uma estrutura.

Para o estudo da aderência existem diversos tipos de ensaios, nos quais se destaca o *pull-out test*, o ensaio escolhido neste estudo. Este teste tem sido largamente utilizado devido à sua simplicidade de aplicação e interpretação dos resultados.

Com este estudo pretendeu-se investigar a capacidade de simulação numérica da aderência e do comportamento estrutural de algumas ligações, através de armaduras salientes, com diferentes propriedades. Para tal, utilizou-se o programa *Extreme Loading for Structures* (ELS), que tem como base o MEA, no qual foram simulados alguns tipos de ligações, baseados num trabalho experimental. Para tal, compararam-se os resultados obtidos numericamente com os da solução experimental de modo a verificar se este programa obtém uma resposta fiável face ao comportamento real.

Neste estudo verificou-se que os valores de força máxima dos ensaios numéricos resultaram, de uma forma consistente, em valores ligeiramente mais baixos face aos valores dos ensaios experimentais. Eventualmente, com uma melhor calibração de alguns parâmetros, conseguir-se-ia ainda uma melhor aproximação. O ajuste não foi possível dado o tempo que este tipo de análise demora no programa ELS.

Apesar das tentativas para aperfeiçoar os valores em relação à ductilidade, verificou-se que este estudo não obteve uma boa resposta em comparação com os resultados experimentais. Tentou-se aperfeiçoar os valores de ductilidade através da alteração de alguns parâmetros, o que não resultou no pretendido.

Esta dissertação, veio verificar que o MEA manifestou-se como um bom método para ser utilizado na análise numérica deste tipo de ligações, no que se refere ao seu comportamento à tracção.

Tal como no ensaio experimental, neste trabalho, constatou-se que as ligações com bainhas de pré-esforço com 20 cm ou mais de comprimento de embebimento (P20, P25 E PC20) e a ligação com furo de carotadeira (CM20) são as que têm melhor desempenho a nível da resistência à tracção, pois a força máxima a que resiste aproxima-se bastante da tensão de rotura do aço. Nas ligações P25 e PC20 o valor da força máxima foi igual ao da força de cedência do aço. Quanto à P15, esta ligação também se verificou como uma solução, quase tão boa como a P20.

Na presente dissertação surgiram algumas limitações a este tipo de análise numérica pois para a melhoria da qualidade dos resultados, verificou-se ser conveniente refinar mais a malha o que, no entanto, leva a um sobrecarregamento do programa ELS, tornando a simulação bastante lenta, mesmo sendo efectuada num computador de grande qualidade. Por exemplo, para um estudo de uma estrutura com várias ligações deste tipo, a utilização do programa por ser muito morosa torna a sua utilização pouco atraente.

Propõem-se para trabalhos futuros um estudo mais detalhado no âmbito da ductilidade, em relação às ligações referidas nesta dissertação, particularmente a V20 (ancoragem com varões embebidos em betão não fendilhado). Sugere-se também a análise de outras ligações que não as referidas nesta tese. Complementarmente, seria interessante um estudo que abordasse o arrancamento, em casos de dois ou mais varões, com proximidades variáveis. Seria também interessante avaliar o efeito de ferrolho nas ligações pré-fabricadas, nomeadamente o descalçamento de vigas de apoio.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute - *In-place methods for determination of strength of concrete*. ACI 228.1R, Detroit: 2003.

American Society for Testing And Materials - *Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforced steel*. Philadelphia: 1991, 5p.

Appleton, Júlio - *Eurocódigo 2 - NP EN1992-1-1, Projecto de estruturas de betão*: actas do Seminário Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal, Lisboa, 2010. Lisboa: Laboratório de Engenharia Civil, 2010.

ASI – *Extreme Loading for Structures Theoretical Manual*. Durham: Applied Science International, 2013.

Camões, A.; Cruz, P. J. S. e Sá, J. Miguel A. - *Avaliação da aderência ao betão de varões de aço galvanizado ou com revestimento epoxídico*: actas do Encontro Nacional de Betão Estrutural, Guimarães, 2008. Guimarães: Universidade do Minho, 2008.

Castro, C. M. - *Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2002. Dissertação de Mestrado.

Comité Euro-International du Béton - *CEB. RILEM/CEB/FIP RC6: bond test for reinforcing steel - 1 - pull-out test*. Paris: 1983, 3p.

Comité Euro-international du béton - *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. No. 213-214. Switzerland: Thomas Telford, 1993.

Comité Euro-international du béton - *Planning and Design Handbook on Precast Building Structures*. Switzerland: Fib, 2014.

Decreto-Lei Nº349-C/83, de 30 de Julho - *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Porto Editora, Lda.

Decreto-Lei Nº 235/83, de 31 de Maio - *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora, Lda.

EN 12504-3 - *Testing concrete in structures - Part 3: Determination of pull-out force*. CEN, 2005.

Eurocode – 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules for buildings”, CEN EN 1992-1-1, April 2004.

Fédération International du Béton – *Bulletin 10: Bond of Reinforcement in Concrete*. Stuttgart: Sprint-Druck, 2000. ISBN: 978-2-88394-050-5.

Fédération International du Béton – *Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings*. Stuttgart: Sprint-Druck, 2008. ISBN: 978-2-88394-083-3.

Fernandes, C.; Rodrigues, H.; Costa, A.; Varum, H.; Arêde, A.; Costa, A. - *Influência do mecanismo de aderência aço-betão no comportamento de elementos de betão armado com armadura lisa sujeitos a cargas cíclicas*: actas do 4º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, Aveiro, 2008.

Guerra, M. M. L. - *Aderência de Varões de Aço a Betões com Incorporação de Agregados Grossos*. Lisboa: Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).

Liu, S; Matsuda, H.; Liu, W; Morita, C; Yamamoto, K – *Numerical and Experimental Study on Pull-Out Behavior of Stud Shear Connector Embedded in Concrete*. . 長崎大学工学部研究報告, 2008, 38.71: 13-19.

LNEC E460-2002, Varões de Aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado – Características, ensaios e marcação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2002.

Lúcio, V.; Marreiros, R - *Estado do conhecimento em aderência de varões nervurados de aço ao betão em elementos de betão armado*. Monte da Caparica: UNIC-RPS1, 2005.

Miltenberger, Matthew, P.E. - *Capacity design of grouted anchors*: 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. Washington, DC: 2001.

New Zealand Concrete Society - *Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings*. Second Edition. New Zealand: Centre for Advanced Engineering, 1992. ISBN 0-908993-20-X.

NP EN 10 002-1 *Materiais Metálicos–Ensaio de Tração*, Norma Portuguesa, IPQ, 2006.

NP EN 206-1 *Betão: Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade*, Norma Portuguesa, IPQ, Junho 2007.

NP EN 12390-3 *Ensaio do betão endurecido*, Norma Portuguesa, IPQ, 2009.

Proença, J. M. - *Apontamentos sobre estruturas reticuladas pré-fabricadas de betão armado*. Lisboa: DECivil – Instituto Superior Técnico, 2012.

Proença, J., - *Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-Fabricadas – Implicações do Eurocódigo 8*, Actas do Seminário Construção em Betão Pré-Fabricado – um desafio para o futuro, 2006.

Reguengo, R. - *Comportamento da ligação pilar-fundação em estruturas pré-fabricadas com armaduras salientes do pilar*. Monte da Caparica: Faculdade de Ciências e Tecnologias - Universidade Nova de Lisboa , 2010. Dissertação de Mestrado.

Russo, G., Zingone, G. and Romano, F. - *Analytical solution for bond-slip of reinforcing bars in R.C. joints*. Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 116(2), p.p. 336-355, (1990).

Sena-Cruz, J.M., Barros, J.A.O. - *Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete*. Computers and Structures Journal, Vol. 82, p.p. 1513-1521, (2004).

Sena-Cruz, J.; Cunha, V. M.; Camões, A.; Barros, J. A.; Cruz, P. J. - *Modelling of bond between galvanized steel rebars and concrete*: actas do Congresso de Métodos Numéricos en Ingenieria, Barcelona, 2009.

Tagel-Din, H.; Rahman, N. – *The Applied Element Method: the ultimate analysis of progressive*. Structure magazine; 30:33, 2006.

Tavares, A. J.- Aderência aço-concreto : análise numérica dos ensaios pull-out e APULOT. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – Universidade Estadual Paulista, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica).

Tavares, A. J.; Barbosa, M. P.; Bittencourt, T. N.; Lorrain, M - *Bond steel-concrete: simulation analysis of the pull-out tests and APULOT using the program ATENA*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 7(1), 138-157.