



UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
Departamento de Engenharia Civil

**COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES COLADAS COM RESINAS
EPÓXIDAS DE ELEMENTOS EM BETÃO/AÇO FACE A
VARIAÇÕES DE TEMPERATURA**

por

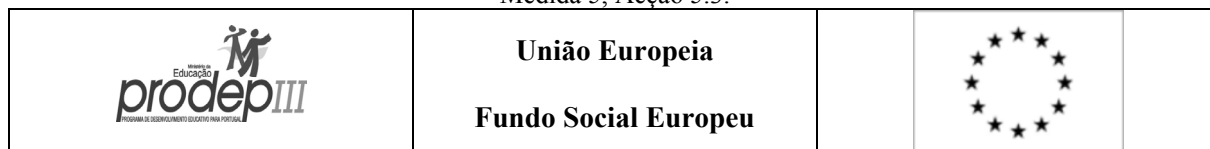
Fernando José Forte Garrido Branco

Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil,
especialidade de Construções

Orientador: Prof. Doutor António José Barreto Tadeu

Coimbra, Fevereiro de 2004

Esta dissertação foi co-financiada pelo Fundo Social Europeu, através do programa PRODEP III,
Medida 5, Acção 5.3.



COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES COLADAS COM RESINAS EPÓXIDAS DE ELEMENTOS EM BETÃO/AÇO FACE A VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

RESUMO

Os adesivos à base de resinas epóxicas são materiais cada vez mais comuns na indústria da construção. Utilizados inicialmente em obras de reparação de estruturas degradadas ou para reforços de elementos estruturais, estes adesivos são, hoje em dia, de utilização corrente durante a fase construtiva de muitos edifícios e obras de arte.

A elevada resistência mecânica que conferem às ligações, a sua rapidez de cura e a possibilidade de aderirem a uma vasta gama de materiais são características que dão aos adesivos epóxicos uma tão grande popularidade. Estes materiais possuem, no entanto, algumas desvantagens que condicionam a sua aplicação. De entre estas, a mais flagrante é a sua grande sensibilidade a aumentos de temperatura. De facto, as ligações coladas por intermédio de adesivos epóxicos tendem a sofrer uma degradação acentuada quando sujeitas a aquecimento. Estes efeitos começam a ser evidentes mesmo para pequenos aumentos de temperatura, que podem ser atingidos no interior de elementos estruturais quando expostos ao sol.

O presente trabalho tem por objectivo analisar o comportamento de diversos tipos de ligações realizadas por intermédio de adesivos epóxicos. Pretende-se determinar e quantificar a influência de diversos parâmetros na resistência destas ligações, com particular realce para a acção da temperatura. Para esse efeito, analisam-se ligações entre chapas de aço e betão, sujeitas a esforço de corte. Estudam-se igualmente ancoragens químicas simples, sujeitas a esforços de tracção pura. A adesão entre elementos de betão sob acção de flexão é também objecto de análise.

O estudo realizado possui uma importante componente laboratorial. Foram concebidos e implementados esquemas de ensaio para a avaliação da resistência mecânica de vários tipos de ligações coladas, tendo sido levado a cabo um número significativo de ensaios. Desenvolveram-se, igualmente, alguns modelos numéricos, que permitiram auxiliar a programação da fase experimental e efectuar correlações com os resultados obtidos laboratorialmente.

Palavras-chave: epóxido, ancoragem, reforço, reabilitação, temperatura.

BEHAVIOUR OF EPOXY-BONDED CONCRETE/STEEL ELEMENTS SUBJECTED TO TEMPERATURE VARIATION

ABSTRACT

Structural epoxy adhesives are materials frequently used in construction work. In the beginning, their application was restricted to the refurbishment and repair of damaged structures, but nowadays they are also commonly used in the production of new buildings and works of art.

The high mechanical strength of epoxy bonded joints, the quick curing of the bond and the possibility of bonding various types of materials to one another are just a few of the many interesting properties of epoxy adhesives. However, there are several drawbacks as well. The major flaw in epoxy materials is their high sensitivity to temperature. In fact, epoxy-bonded joints suffer mechanical degradation when subjected to increased temperatures. This effect is observed even at relatively low temperatures, which can occur inside structural elements exposed to direct sunlight.

The work described here analyzes the behavior of epoxy-bonded joints. It quantifies the influence of several parameters characterizing the mechanical strength of bonded joints, focusing particularly on the influence of temperature increase. Different types of bonded joints are studied: the bond between steel plates and concrete blocks subjected to shear loads; chemical anchors subjected to pure tensile loads; and the bonding of concrete elements to each other, subjected to flexural loads.

This study was performed mainly in laboratory. Test schemes were designed and implemented with a view to evaluating the mechanical strength of several types of epoxy-bonded joints. A large number of laboratory tests were performed. Simultaneously, some numerical models were developed, to help prepare the experimental program, and for comparison with the results obtained from the laboratory tests.

Keywords: epoxy, anchor, reinforcement, rehabilitation, temperature.

AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos constituem, provavelmente, a parte mais importante de um trabalho, pois é a página que todos os leitores folheiam em primeiro lugar. Deste modo, quero aproveitar este espaço para expressar a minha sincera gratidão a todas as pessoas e entidades que, de diversas formas, contribuíram para que o presente trabalho fosse concluído. A todos, o meu ‘Muito Obrigado!’. Gostaria, no entanto, de endereçar um agradecimento especial às seguintes pessoas e instituições.

Ao Professor Doutor António José Barreto Tadeu, meu orientador científico, pelos conhecimentos que comigo partilhou, pelo interesse, a disponibilidade, a amizade e as palavras de incentivo com que me acompanhou ao longo de todo o trabalho. Agradeço ainda o grande empenho que sempre demonstrou em assegurar a existência de boas condições para a realização deste trabalho.

Aos meus colegas de trabalho no Laboratório de Construções Andreia Pereira, Diogo Mateus, José António Lopes, Julieta António, Luís Godinho, Luís Silva, Luís Sousa, Nuno Simões, Paulo Mendes e Rita Faria, pela sua amizade e pelo excelente ambiente que me proporcionaram, neste grupo de trabalho a que me orgulho de pertencer.

Aos meus colegas Maria de Lurdes Reis e José António Nogueira, por todo o apoio que me concederam no desenrolar deste trabalho, em especial na vertente laboratorial. Ao senhor Dr. Lino Barreto, pelo valioso auxílio prestado durante a fase de escrita deste documento.

O presente trabalho foi desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da FCTUC. Contou com o apoio da Fundação Ciência e Tecnologia, através da concessão de uma bolsa de doutoramento. Encontra-se ainda integrado no projecto de investigação POCTI/ECM/33125/1999. A estas instituições agradeço o apoio e todos os meios colocados à minha disposição.

Às empresas Sika Portugal - Produtos Construção e Indústria, SA; Cimpor - Cimentos de Portugal, SA. e Instituto de Estradas de Portugal, agradeço os materiais gentilmente disponibilizados, que permitiram a realização dos ensaios laboratoriais.

Gostaria de recordar o meu avô Dr. Alberto Teixeira Forte, a D. Emília Alface e o Sr. José Pedro Sincer, pelos valores que me transmitiram, ajudando a tornar-me naquilo que hoje sou.

Aos meus pais, a minha sogra, ao meu irmão e restantes familiares, agradeço o ânimo que me transmitiram e todo o apoio e incentivo que sempre me dispensaram.

A minha mulher Isabel e a meu filho Guilherme, agradeço o amor, o carinho e o alento que me souberam transmitir. Agradeço ainda a compreensão que sempre demonstraram perante a minha falta de disponibilidade para eles, ao longo da duração do trabalho. A eles dedico este trabalho.

ÍNDICE

<i>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO</i>	1
1.1. ENQUADRAMENTO TEMÁTICO	1
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.2.1. Estudo do comportamento de colagens sujeitas a aumento de temperatura.....	3
a) Ligações coladas aço-betão.....	3
b) Ligações coladas reforçadas com parafusos	4
c) Ancoragens de varões metálicos	4
d) Ligações betão-betão	5
1.2.2. Desenvolvimento de métodos de ensaio	5
1.3. ESQUEMA DA DISSERTAÇÃO	6
<i>CAPÍTULO 2 - ENSAIOS DE CORTE SOBRE LIGAÇÕES COLADAS AÇO-BETÃO, SOB INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA</i>	9
2.1. INTRODUÇÃO	9
2.2. ESTADO DA ARTE.....	11
2.2.1. Desenvolvimento do método das chapas coladas	12
2.2.2. Aplicações do método.....	15
2.2.3. Reforço com chapas de aço – elementos de cálculo	16
2.2.4. Modelos laboratoriais de ensaio	20
2.2.4.1. Modelo de L’Hermite.....	21
2.2.4.2. Modelo de Bresson.....	21
2.2.4.3. Modelo de Theillout	22
2.2.4.4. Modelo de Rodrigues	23
2.2.4.5. Modelos de Muravljov et al.....	24
2.2.4.6. Modelo de Chajes et al.	26
2.2.5. Modelos analíticos para determinação das tensões na colagem	26
2.2.5.1. Modelo de Bresson.....	27
2.2.5.2. Modelo de Täljsen	29
2.2.5.3. Modelo de Chen e Teng	32
2.2.6. Principais parâmetros que influenciam o comportamento dos reforços por adição de chapas coladas	34
2.2.6.1. Rugosidade da superfície.....	34
a) Preparação das superfícies através de processos mecânicos.....	35
b) Preparação das superfícies através de processos químicos.....	36
2.2.6.2. Temperatura.....	36

2.2.6.3. Resistência mecânica dos suportes.....	37
2.2.6.4. Espessura da chapa.....	37
2.2.6.5. Largura da zona de colagem.....	38
2.3. CAMPANHA LABORATORIAL.....	38
2.3.1. Esquema de ensaio.....	41
2.3.2. Concepção e dimensionamento das amarras.....	43
2.3.2.1. Primeira fase da investigação.....	44
a) Dimensionamento do tirante.....	44
b) Dimensionamento do casquilho.....	44
c) Dimensionamento da cavilha.....	45
c.1) Dimensionamento ao corte.....	46
c.2) Dimensionamento à flexão.....	46
d) Dimensionamento do orifício das chapas e abraçadeira quando sujeitos ao esforço de esmagamento.....	47
e) Dimensionamento da abraçadeira.....	47
2.3.2.2. Segunda fase da investigação.....	48
a) Dimensionamento do tirante e anel.....	48
b) Dimensionamento do casquilho.....	49
c) Dimensionamento da cavilha.....	49
c.1) Dimensionamento ao corte.....	49
c.2) Dimensionamento à flexão.....	49
d) Dimensionamento das chapas e abraçadeira.....	50
2.3.3. Equipamento utilizado.....	50
2.3.3.1. Máquinas de ensaio universais.....	50
2.3.3.2. Fornos.....	51
2.3.3.3. Aparelhos de registo de dados.....	53
2.3.3.4. Equipamento diverso.....	53
2.3.4. Caracterização dos materiais.....	54
2.3.4.1. Betão.....	54
a) Betões utilizados na primeira fase.....	54
b) Betões utilizados na segunda fase.....	56
c) Características mecânicas dos betões.....	57
2.3.4.2. Adesivo.....	58
a) Icosit [®] K 101 AC.....	58
b) Sikadur [®] 30.....	60
b.1) Tensão de rotura (f_{atu}) e módulo de elasticidade (E_a) à tracção do adesivo.....	60
b.2) Resistência ao corte da colagem (f_{as}).....	60
b.3) Resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc}).....	61
b.4) Resultados dos ensaios de caracterização – Sikadur [®] 30.....	62
2.3.4.3. Aço.....	62
2.3.5. Definição das zonas de colagem.....	63
2.3.5.1. Definição das dimensões dos provetes usados na primeira fase.....	63
2.3.5.2. Definição das zonas de colagem utilizadas na segunda fase (modelos numéricos).....	66
a) Modelos numéricos.....	66

b) Distância da colagem aos extremos do bloco	69
c) Variação da largura de colagem.....	73
d) Aproximação de uma situação de corte puro.....	76
2.3.5.3. Configurações adoptadas da zona de colagem (2ª fase).....	79
2.3.6. Preparação dos provetes de ensaio.....	79
2.3.6.1. Betão.....	80
2.3.6.2. Adesivo.....	81
2.3.6.3. Aço	81
2.3.7. Estudo da evolução de temperaturas no interior do provete	82
2.3.7.1. Variação de temperaturas nos ensaios da 1ª fase.....	82
2.3.7.2. Variação de temperaturas nos ensaios da 2ª fase.....	88
a) Valores de temperaturas adoptados nos ensaios	90
2.3.8. Resultados dos ensaios de corte.....	90
2.3.8.1. Ensaios de corte realizados na primeira fase	91
2.3.8.2. Ensaios de corte realizados na segunda fase	95
a) Influência da configuração da colagem	97
b) Influência do comprimento da colagem.....	98
c) Influência da largura da colagem	99
d) Influência da temperatura	99
e) Correlação com os modelos numéricos.....	101
2.4. CONCLUSÕES	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105

CAPÍTULO 3 - ENSAIOS DE CORTE, SOBRE ELEMENTOS DE BETÃO COM CHAPAS COLADAS E APARAFUSADAS, SUJEITOS A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA111

3.1. INTRODUÇÃO	111
3.2. ESTADO DA ARTE.....	113
3.3. CAMPANHA LABORATORIAL.....	119
3.3.1. Esquema de ensaio	119
3.3.1.1. Ensaios de arrancamento	120
3.3.1.2. Ensaios de corte.....	122
3.3.2. Equipamento utilizado	123
3.3.2.1. Macaco hidráulico	123
3.3.2.2. Máquina universal	123
3.3.2.3. Forno	123
3.3.2.4. Aparelho de aquisição de dados	123
3.3.3. Caracterização dos materiais	124
3.3.3.1. Betão.....	124
3.3.3.2. Aço	125

3.3.3.3. Adesivo.....	125
3.3.3.4. Buchas metálicas	125
3.3.4. Preparação dos provetes.....	126
3.3.4.1. Ensaio de arrancamento	127
3.3.4.2. Ensaio de corte.....	128
a) Preparação dos provetes.....	128
a.1) Provetes com buchas	129
a.2) Provetes colados	129
a.3) Provetes colados e aparafusados.....	130
3.4. REALIZAÇÃO DE ENSAIOS.....	132
3.4.1. Ensaio de arrancamento	132
3.4.2. Ensaio de corte	135
3.4.2.1. Resultados obtidos a frio	136
3.4.2.2. Resultados obtidos a quente	138
3.5. CONCLUSÕES	139
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	141

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE TRACÇÃO SOBRE ANCORAGENS COLADAS145

4.1. INTRODUÇÃO	145
4.2. ESTADO DA ARTE.....	147
4.2.1. Estudos experimentais	148
4.2.2. Estudos teóricos	152
4.2.3. Desenvolvimento de códigos de projecto e documentação técnica.....	162
4.3. CAMPANHA LABORATORIAL.....	164
4.3.1. Esquema de ensaio.....	165
4.3.1.1. Forno	166
4.3.1.2. Concepção e dimensionamento do pórtico.....	167
4.3.1.3. Actuador	169
4.3.1.4. Sistema de aquisição de dados	169
4.3.1.5. Definição das lajes.....	170
4.3.1.6. Definição do diâmetro dos varões.....	171
4.3.1.7. Caracterização dos materiais	172
a) Betão	172
b) Aço.....	174
c) Adesivo	174
c.1) Tensão de rotura (f_{atu}) e módulo de elasticidade (E_{at}) à tracção do adesivo.....	175
c.2) Resistência ao corte da colagem (f_{as}).....	175
c.3) Resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc}).....	176
4.3.2. Construção dos provetes de ensaio	176
4.3.3. Realização de ensaios	177
4.3.3.1. Identificação dos modos de rotura.....	178

4.3.3.2. Evolução de temperaturas no interior do provete.....	181
a) Testes de aquecimento preliminares	181
b) Variação da temperatura durante os ensaios a quente	185
4.3.3.3. Ensaio à temperatura ambiente (20°C).....	188
a) Ancoragens com comprimento de 5φ.....	189
b) Ancoragens com comprimento de 8φ	190
c) Ancoragens com comprimento de 10φ.....	192
d) Ancoragens com comprimento de 12φ	193
e) Ancoragens com comprimento de 5φ, iniciadas a uma profundidade de 5φ....	194
f) Ancoragens com comprimento de 8φ, iniciadas a uma profundidade de 5φ	196
g) Resumo dos resultados obtidos a 20°C.	197
h) Correlação com as expressões indicadas na bibliografia	200
4.3.3.4. Ensaio a quente	203
a) Ensaio a 100°C	204
a.1) Ancoragens com comprimento de 5φ	205
a.2) Ancoragens com comprimento de 12φ	206
a.3) Ancoragens com comprimento colado de 5φ, iniciando-se a 5φ de profundidade.....	207
b) Ensaio a 150°C	208
b.1) Ancoragens com comprimento de 5φ.....	209
b.2) Ancoragens com comprimento de 12φ.....	210
b.3) Ancoragens com comprimento colado de 5φ, iniciando-se a 5φ de profundidade.....	211
4.3.3.5. Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de arrancamento.....	212
4.4. CONCLUSÕES	214
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	217

CAPÍTULO 5 - ENSAIOS DE FLEXÃO EM LIGAÇÕES BETÃO/BETÃO COLADAS COM RESINAS EPÓXIDAS.....221

5.1. INTRODUÇÃO	221
5.2. ESTADO DA ARTE.....	223
5.3. PROCESSO CONSTRUTIVO UTILIZADO NA PONTE EUROPA.....	227
5.4. CAMPANHA LABORATORIAL.....	229
5.4.1. Esquema de ensaio	230
5.4.2. Equipamentos utilizados	232
5.4.2.1. Máquina de ensaio	232
5.4.2.2. Câmara climática	233
5.4.2.3. Forno	233
5.4.3. Caracterização dos materiais	234
5.4.3.1. Betão.....	234
5.4.3.2. Adesivos	236
5.4.4. Construção dos provetes	236

5.4.5. Realização dos ensaios – fase de construção	239
5.4.5.1. Tratamento da superfície (limpeza/rugosidade)	239
5.4.5.2. Tratamento da superfície com jacto de areia – tempo de exposição	242
5.4.5.3. Influência da humidade	244
5.4.5.4. Temperatura e humidade durante a cura.....	246
5.4.6. Realização de ensaios – variação da temperatura	251
5.4.6.1. Variação de temperaturas em peças de betão expostas ao sol	252
a) Variação de temperaturas no interior das peças de betão.....	253
b) Importância da cor da superfície exposta	255
5.4.6.2. Ensaio de flexão a quente	258
5.5. CONCLUSÕES	260
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	262
<i>CAPÍTULO 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</i>	265

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO TEMÁTICO

O desenvolvimento tecnológico verificado ao longo da segunda metade do século XX proporcionou o aparecimento de novos materiais utilizáveis em obras de construção civil. Entre estes materiais contam-se os adesivos à base de resinas epóxicas. A capacidade de aderência a diferentes tipos de suportes, a elevada capacidade resistente, a grande versatilidade e a rapidez de cura destes adesivos tornam-nos materiais de eleição para a realização de obras de recuperação, ou para a sua integração em sistemas de reforço de elementos estruturais e construtivos.

A utilização de adesivos epóxidos na indústria da construção remonta aos anos 60, altura em que se iniciou o desenvolvimento de um método de reforço inovador que consistia na adição de chapas de aço coladas nas faces exteriores de vigas danificadas.

O método das chapas coladas tem sido alvo de estudo por parte de muitas equipas de investigação, que desenvolveram diversos processos de reforço de diferentes elementos estruturais com base nesta técnica. A aplicação de chapas de aço coladas tem vindo a ser utilizada com sucesso tanto para o reforço de vigas como de pilares ou lajes. As colagens por intermédio de resinas epóxicas têm demonstrado bons comportamentos face a diferentes tipos de solicitação, desde as cargas estáticas, até

carregamentos dinâmicos, passando por cargas de choque. Recentemente, têm vindo a ser utilizados outros materiais, como as fibras de carbono ou de vidro, usadas no lugar das chapas de aço. Para todos eles, os elementos adesivos mais comuns continuam a ser à base de resinas epóxicas.

Hoje em dia, os adesivos epóxicos são correntemente utilizados na realização de ancoragens coladas, no selamento de juntas ou fissuras e como meio de ligação entre elementos estruturais.

A aplicação de adesivos não se restringe apenas a obras de recuperação de estruturas degradadas, sendo igualmente utilizada durante a fase construtiva de muitos edifícios e obras de arte.

Embora com inúmeras vantagens, entre as quais uma elevada resistência à corrosão face a diversos tipos de agentes agressores (ácidos e bases), as resinas epóxicas possuem igualmente algumas desvantagens. Sendo um material orgânico, estas resinas apresentam uma grande sensibilidade a aumentos de temperatura.

A temperatura tem sido um parâmetro frequentemente negligenciado durante a realização de estudos sobre estes materiais. No entanto, sabe-se que sofrem degradação das suas propriedades mecânicas com o aquecimento, a partir de níveis de temperatura relativamente baixos.

Os elementos estruturais onde são aplicados este tipo de produtos encontram-se frequentemente sujeitos a aumentos de temperatura, seja pela acção directa dos raios solares, seja devido a solicitações acidentais, como a ocorrência de incêndios. Deste modo, verifica-se ser importante o estudo da influência da temperatura no comportamento de ligações realizadas por intermédio de adesivos epóxicos.

O presente trabalho insere-se num programa de investigação levado a cabo no Laboratório de Construções do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Este projecto de investigação pretendeu analisar o comportamento de diversos tipos de ligações em que intervêm adesivos epóxicos. A temperatura foi uma das variáveis consideradas na análise destes fenómenos.

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O estudo descrito no presente documento foi realizado segundo uma abordagem essencialmente experimental, ao longo da qual se realizou um número significativo de ensaios em laboratório. Refira-se contudo que, para além da componente experimental, se recorreu ao desenvolvimento de alguns modelos numéricos. Estes permitiram auxiliar a programação da fase laboratorial e a definição das dimensões e características mecânicas dos provetes de ensaio, de modo a adequá-las ao equipamento disponível. Serviram ainda para auxiliar a análise dos resultados obtidos experimentalmente, que foram depois correlacionados com as previsões provenientes dos modelos numéricos.

O presente trabalho teve por objectivo contribuir para o conhecimento do comportamento de colagens realizadas por intermédio de adesivos epóxicos quando sujeitas a aumentos de temperatura. Simultaneamente, estabeleceu-se também como objectivo o desenvolvimento de métodos de ensaio que permitem avaliar a resistência de ligações coladas face a diferentes tipos de solicitações.

1.2.1. Estudo do comportamento de colagens sujeitas a aumento de temperatura

Pretendeu-se, através do presente trabalho, quantificar a influência da temperatura na resistência de diversos tipos de ligações adesivas. Procurou-se ainda determinar a gama de temperaturas dentro da qual as colagens apresentavam características mecânicas compatíveis com as funções que delas se exigiam.

Para este feito, analisaram-se quatro tipos diferentes de aplicações em que intervieram adesivos epóxicos.

a) Ligações coladas aço-betão

Primeiramente, estudou-se o comportamento de ligações coladas entre aço e betão. Este é o tipo de ligação que serve de base ao método de reforço de estruturas por adição de chapas exteriores coladas.

O trabalho incidiu sobre o estudo de ligações sujeitas a esforços de corte. A temperatura, a resistência do betão e a geometria da zona colada foram algumas das variáveis consideradas.

Realizaram-se ensaios laboratoriais, seguindo um esquema de ensaio desenvolvido especificamente para o efeito, a diferentes níveis de temperatura. A campanha experimental foi acompanhada pelo desenvolvimento paralelo de modelos numéricos.

b) Ligações coladas reforçadas com parafusos

Após a análise das ligações coladas entre chapas de aço e elementos de betão, o estudo considerou também ligações realizadas por intermédio de parafusos. Este tipo de ligações podem ser utilizadas como método de reforço autónomo, ou como complemento do método das chapas coladas atrás referido.

Na primeira situação, a fixação de chapas aos elementos estruturais existentes é realizada exclusivamente através de parafusos. Na segunda, para além das colagens, são aplicados nas chapas parafusos metálicos. Estes parafusos adicionais têm por função prevenir a rotura dos elementos reforçados originada por descolamento prematuro dos extremos da chapa. Garantem ainda a manutenção da resistência do elemento em situações em que o adesivo se degrade, como por exemplo quando se encontre sujeito a temperaturas elevadas.

No presente trabalho, procurou estudar-se a eficácia deste método de fixação na eventualidade de ocorrência de aumentos de temperatura. Realizaram-se ensaios laboratoriais sobre provetes constituídos por chapas de aço e blocos maciços de betão, sujeitos simultaneamente a esforços de corte e aumento de temperatura. Utilizou-se o esquema de ensaio desenvolvido anteriormente.

Compararam-se os resultados obtidos para ligações coladas, ligações aparafusadas com diferentes tipos de parafusos, e ligações mistas em que se utilizaram simultaneamente parafusos e adesivos epóxicos.

c) Ancoragens de varões metálicos

Uma outra aplicação frequente para os adesivos epóxicos é a realização de ancoragens químicas. Este tipo de ancoragem é constituído por um elemento metálico

de ligação, um elemento de suporte, que serve de base à ancoragem, e um adesivo, que estabelece a união entre os anteriores.

No presente trabalho, analisou-se o comportamento de ancoragens químicas em que o elemento de ligação era constituído por um varão de aço roscado, fixo num elemento de betão, sendo a ligação assegurada por um adesivo epóxico.

Realizaram-se ensaios laboratoriais sobre ancoragens simples (constituídas por um único varão), sujeitas a esforços de tracção pura e a diferentes níveis de temperatura.

Para além da temperatura, consideraram-se como variáveis o diâmetro dos varões roscados, o comprimento da zona colada e o comprimento de embebimento dos varões no elemento de suporte.

d) Ligações betão-betão

Analisou-se ainda a eficiência dos adesivos epóxidos na ligação entre elementos de betão através de juntas coladas. A resistência das juntas foi avaliada através da realização de ensaios de flexão.

Neste domínio, analisaram-se os parâmetros que condicionam a resistência da junta durante a fase de execução, tendo-se determinado os procedimentos a seguir para a realização eficiente das colagens.

Estudou-se a influência das condições de temperatura e humidade ambiente existentes durante a fase de cura na resistência final das juntas.

Realizaram-se ensaios a diferentes níveis de temperatura, sobre provetes com a cura já completa, de modo a quantificar a redução de resistência das juntas originada pelo aumento de temperatura.

1.2.2. Desenvolvimento de métodos de ensaio

Ao longo do presente trabalho, foram realizados diversos tipos de ensaios, que permitiram avaliar o comportamento de colagens em diversos tipos de aplicações, sujeitas a diferentes tipos de carregamento. Pretendia-se tomar, como variável analisada, a temperatura dos provetes na altura do ensaio. Deste modo, foi necessário utilizar esquemas de ensaio que permitiram, por um lado, o aquecimento dos provetes

até aos níveis de temperatura desejados, e por outro, garantiram a possibilidade de aplicação das solicitações mecânicas pretendidas.

As características dos equipamentos de ensaio disponíveis foram um factor condicionante das dimensões dos provetes a ensaiar.

Assim, conceberam-se, no âmbito do presente trabalho, dois esquemas de ensaio.

Um destes esquemas possibilita a realização de ensaios sobre juntas coladas sujeitas a esforços de corte, em situação de corte puro. O esquema é apresentado no capítulo 2, tendo sido utilizado nos ensaios descritos nos capítulos 2 e 3, e também em ensaios de caracterização de todos os adesivos utilizados ao longo deste trabalho.

O outro esquema de ensaio desenvolvido tem por objectivo a realização de ensaios de ancoragens sujeitas a esforços de tracção pura, permitindo a utilização de um forno para aquecimento do provete de ensaio. Este esquema é descrito no capítulo 4.

1.3. ESQUEMA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos.

No presente capítulo efectua-se um enquadramento do tema, e estabelecem-se os objectivos pretendidos. Descrevem-se ainda, sumariamente, os temas abordados ao longo do desenvolvimento do trabalho.

O capítulo 2 descreve o trabalho desenvolvido com o objectivo de estudar a variação da resistência ao corte de juntas coladas aço-betão, submetidas a aumentos de temperatura. O capítulo apresenta um resumo das publicações mais relevantes, apresentando os modelos analíticos e laboratoriais desenvolvidos por diferentes autores. Os parâmetros principais que influenciam o comportamento das ligações adesivas aço-betão são identificados. Em seguida, descrevem-se os procedimentos seguidos na campanha laboratorial realizada. O modelo de ensaio concebido é apresentado, bem como o dimensionamento das peças de equipamento que foram desenvolvidas para a implementação do modelo. Os modelos numéricos desenvolvidos paralelamente à campanha laboratorial são igualmente descritos. Apresentam-se as características do equipamento utilizado. Efectua-se a caracterização dos materiais adoptados na construção dos provetes de ensaio.

Definem-se as características geométricas dos provetes e os procedimentos a seguir na sua construção. Analisa-se depois, experimental e numericamente, a evolução da temperatura esperada no interior dos provetes durante os ensaios realizados a quente. Finalmente, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de corte, que são correlacionados com os provenientes dos modelos numéricos. O capítulo termina com a análise dos resultados e com as conclusões.

O capítulo 3 apresenta o estudo efectuado sobre ligações coladas e aparafusadas sujeitas a esforços de corte e variação de temperatura. Inicialmente, apresenta-se um resumo do estado do conhecimento no que respeita às ligações aço-betão realizadas por intermédio de ancoragens mecânicas. Em seguida, descreve-se a campanha laboratorial. O estudo baseou-se na realização de ensaios de corte, efectuados segundo o esquema desenvolvido no capítulo anterior, sobre ligações coladas, reforçadas com parafusos. Realizaram-se igualmente ensaios sobre ancoragens sujeitas a esforços de arrancamento. Descreve-se o equipamento utilizado e é feita a caracterização dos materiais utilizados na construção dos provetes. Os procedimentos seguidos na preparação dos provetes são igualmente apresentados. Por último, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios, bem como as conclusões retiradas.

O capítulo 4 é dedicado ao estudo de ancoragens adesivas realizadas através de varões de aço roscados. Neste capítulo, faz-se um resumo dos principais estudos sobre ancoragens, tanto os de índole prática como os desenvolvimentos teóricos. Faz-se ainda alusão aos códigos de projecto e documentação técnica em desenvolvimento sobre o mesmo tema. Em seguida, descreve-se a campanha laboratorial desenvolvida com o objectivo de estudar os parâmetros que condicionam a resistência de ancoragens coladas sujeitas a esforços de tracção pura e aumento de temperatura. O esquema de ensaio desenvolvido é apresentado, bem como o equipamento projectado e construído para a implementação do mesmo. Caracterizam-se os materiais utilizados nos ensaios, bem como os procedimentos seguidos para a construção dos provetes. Apresentam-se, depois, os resultados obtidos nos ensaios de tracção, para os diferentes parâmetros analisados. Os resultados obtidos experimentalmente são comparados com os obtidos através das expressões propostas nas referências bibliográficas consultadas. O capítulo termina referindo as principais conclusões relativas ao trabalho realizado.

No capítulo 5 analisam-se os factores que condicionam a resistência à flexão de juntas coladas betão-betão em duas situações: na fase de construção e após o final da cura da colagem. A avaliação da resistência foi efectuada através de ensaios de flexão. Após a apresentação das principais publicações existentes sobre juntas coladas, faz-se um resumo do processo construtivo adoptado na construção da Ponte Europa, em Coimbra, no qual foram utilizadas colagens entre elementos de betão. Em seguida, descreve-se a campanha laboratorial realizada. Indica-se o equipamento utilizado, caracterizam-se os materiais adoptados e descreve-se o procedimento de fabrico dos provetes. Numa primeira fase da campanha, procurou avaliar-se quais os factores que influenciavam a resistência das colagens durante a fase da sua execução e cura. Numa segunda fase, fez-se a estimativa dos valores de temperatura possíveis de serem atingidos no interior de juntas coladas expostas ao sol. Em seguida, realizaram-se ensaios de flexão sobre provetes colados, que permitiram quantificar a variação de resistência das juntas coladas com o aumento de temperatura.

O capítulo 6 contém um resumo das conclusões obtidas a partir do trabalho realizado. Indica ainda as perspectivas de desenvolvimentos futuros para a continuação da investigação neste domínio.

CAPÍTULO 2

ENSAIOS DE CORTE SOBRE LIGAÇÕES COLADAS AÇO-BETÃO, SOB INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA

2.1. INTRODUÇÃO

Os polímeros reforçados com fibras (FRP) e as chapas de aço são materiais frequentemente utilizados no reforço de estruturas e na reabilitação de elementos de betão deteriorados. A utilização destes materiais, nesta função, remonta à segunda metade do século XX; as chapas de aço à década de 60, os FRP, materiais de desenvolvimento mais recente, à década de 80.

A resistência à corrosão e baixo peso tornam os FRP bastante competitivos, quando comparados com as chapas de aço. No entanto, existem alguns factores que ainda restringem a sua utilização corrente; por um lado, a sua durabilidade ainda não é bem conhecida, por outro lado, o facto de serem materiais recentes faz com que as normas que regulam a sua utilização ainda se encontrem em fase de elaboração. Outros dois factores que poderão condicionar a aplicação de FRP são o seu custo e a necessidade de recurso a mão-de-obra mais especializada para a sua utilização.

Embora o reforço de elementos estruturais utilizando FRP tenha substituído o aço num número significativo de construções, a colagem de chapas de aço a elementos de betão continua a ser, frequentemente, uma alternativa competitiva do ponto de vista económico, que deve ser tida em conta.

Quer no caso dos FRP quer no das chapas de aço, a ligação entre o elemento estrutural e o reforço é efectuada por intermédio de adesivos químicos. Estes ligantes apresentam uma grande sensibilidade a aumentos de temperatura, o que os torna no elo mais fraco do conjunto quando a temperatura ambiente sobe. Apesar da numerosa bibliografia publicada sobre este tema, a influência do calor na capacidade de transferência de carga tem sido negligenciada pela maioria dos investigadores. O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento deste problema. Para esse efeito, realizou-se uma campanha experimental, apoiada pelo desenvolvimento de modelos numéricos, com o objectivo de analisar a influência da temperatura na resistência ao corte de chapas de aço coladas a betão.

Numa primeira fase, a investigação incluiu como variáveis a temperatura e o tipo de betão que serve de suporte [1, 2], mantendo a geometria de colagem constante. O agente adesivo utilizado era uma resina epóxida de dois componentes. Foi levada a cabo uma campanha laboratorial, durante a qual foram realizados ensaios sobre provetes sujeitos a esforços de corte, para diversos níveis de temperatura. Paralelamente ao trabalho laboratorial, desenvolveram-se modelos baseados no Método dos Elementos Finitos, os quais ajudaram a definir as dimensões dos provetes a ensaiar laboratorialmente e auxiliaram a análise dos resultados obtidos.

A execução dos ensaios laboratoriais exigiu o desenvolvimento de um método de ensaio que permitiu gerar, na zona colada, um campo de tensões que se aproximasse o mais possível de uma situação de corte puro. Dimensionaram-se amarras específicas para a realização dos ensaios, tendo sido utilizado um forno que permitia a realização dos ensaios no seu interior, sem necessidade de remoção do provete.

Nesta primeira fase da investigação, foi possível quantificar a perda de resistência das ligações coladas à medida que a temperatura aumentava. Avaliaram-se ainda as diferenças de comportamento exibidas pelas colagens quando eram executadas sobre diferentes tipos de betão.

Os resultados obtidos nesta primeira fase indicaram que a configuração geométrica da colagem poderia exercer influência na resistência. Deste modo, o trabalho prosseguiu com a realização de uma segunda fase da investigação, na qual se alargou o âmbito do estudo para incluir a geometria de colagem como variável.

Na segunda fase do trabalho, utilizou-se o esquema de ensaio desenvolvido anteriormente. No entanto, aos provetes que se pretendiam ensaiar foram dadas dimensões maiores do que aos anteriores, de modo a possibilitar as variações de

configuração de colagem pretendidas. Foi necessário adquirir um novo forno, de maiores dimensões, e uma máquina universal com maior capacidade de carga. Efectuou-se ainda um redimensionamento das amarras.

Para além dos testes laboratoriais, foi desenvolvido nesta segunda fase um modelo numérico tridimensional, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Este modelo foi utilizado para definir as dimensões dos provetes e das zonas coladas a adoptar nos ensaios laboratoriais. Após a realização da campanha laboratorial, os resultados fornecidos pelos modelos numéricos foram comparados com os obtidos em laboratório e utilizados para extrapolar o comportamento de uma gama mais alargada de geometrias de colagem.

O presente capítulo começa por fazer um resumo das principais investigações relacionadas com a técnica de reforço por adição de chapas coladas.

Em seguida, descreve-se a campanha laboratorial levada a cabo, bem como os modelos numéricos desenvolvidos paralelamente. Descreve-se o esquema de ensaio desenvolvido, bem como o processo seguido na concepção e dimensionamento das amarras. As características geométricas dos provetes de ensaio e do equipamento utilizado são igualmente apresentadas.

Antes da construção dos provetes, foi feita a caracterização mecânica dos materiais utilizados, recorrendo a ensaios laboratoriais. Os valores apurados para os diferentes parâmetros testados são apresentados neste capítulo.

Descrevem-se os procedimentos seguidos para a definição das zonas de colagem, sendo feita igualmente a previsão da distribuição de temperaturas no interior dos provetes.

Os resultados obtidos nos ensaios de corte são apresentados e comparados entre si. Efectua-se uma correlação entre os resultados obtidos experimentalmente e os provenientes dos modelos numéricos. O capítulo termina com um resumo das conclusões.

2.2. ESTADO DA ARTE

O método de reforço de estruturas com chapas coladas teve o seu início durante a década de 60. As primeiras publicações dedicadas a esta técnica reportavam estudos

de carácter essencialmente experimental, mas rapidamente o tema mereceu a atenção da comunidade científica, começando a surgir resultados de abordagens teóricas.

Durante os anos 70, o método experimentou uma fase de grande desenvolvimento, ocorrido principalmente em França. A partir da década de 80, o interesse por esta técnica generalizou-se, sendo objecto de intenso estudo por diversas equipas de investigadores em todo o mundo. Este interesse pelo tema manteve-se ao longo da década de 90, prolongando-se até à actualidade.

No ponto seguinte resumem-se alguns dos estudos mais significativos realizados em todo o mundo sobre a técnica das chapas coladas.

2.2.1. Desenvolvimento do método das chapas coladas

Uma das primeiras referências ao uso de chapas coladas para reforço de elementos de betão armado foi feita por L'Hermitte [3] e L'Hermitte et al. [4], nos finais da década de 60. Os autores descreveram uma campanha de ensaios laboratoriais por eles conduzidos, nos quais sujeitaram vigas de betão reforçadas com chapas a esforços de flexão, aplicados em quatro pontos.

Ao longo da década de 70, a técnica de reforço por adição de armaduras exteriores presenciou um grande desenvolvimento, tendo sido aplicada em diversas obras de reabilitação, em França [5, 6].

Num dos primeiros estudos teóricos publicados sobre esta temática, Bresson [7] desenvolveu as equações que descrevem a distribuição teórica de tensões de corte ao longo da superfície de colagem entre um elemento de betão e a chapa, quando o elemento se encontra sujeito a carregamentos de esforço transversal. O mesmo investigador referiu ainda a importância do tratamento das superfícies de colagem antes da aplicação do reforço. Foram realizados ensaios laboratoriais com o objectivo de caracterizar o comportamento desta técnica de reabilitação quando a colagem é submetida a flexão e esforço transversal.

A partir do final dos anos 70, as chapas coladas começaram a ser alvo de investigação um pouco por todo o mundo (ver exemplos em [8, 9]). Theillout [10, 11]

estudou a propagação de fissuras devidas a esforços de corte e a concentrações de tensões no extremo da chapa. Roberts [12] desenvolveu um método aproximado para a previsão de concentrações de tensões na camada adesiva de reforço por intermédio de chapas coladas.

O método das chapas coladas foi introduzido em Portugal na década de 80. Em 1985, Bernardo [13] aplicou o método ao reforço de lajes. Appleton et al. [14] apresentaram modelos para o cálculo de estruturas reforçadas com armaduras exteriores. Alfaiate [15] desenvolveu uma campanha de ensaios sobre vigas reforçadas sujeitas a esforços de flexão. Ainda em Portugal, Rodrigues [16] realizou ensaios experimentais, sobre provetes submetidos a cargas monotónicas e cíclicas, com o objectivo de estudar o comportamento da ligação aço/resina/betão em elementos estruturais.

A influência da espessura das chapas no comportamento do reforço foi estudada experimentalmente durante os anos 80 [17, 18]. Esses estudos permitiram concluir que a utilização de chapas demasiado espessas pode conduzir ao aparecimento de concentrações de tensões nos extremos destas, podendo levar à ocorrência de descolamentos súbitos. Para evitar este fenómeno, os autores recomendaram a adopção de uma relação mínima entre a largura da chapa e a sua espessura de 50.

Os polímeros reforçados com fibras (FRP) têm vindo a tornar-se cada vez mais competitivos, sendo actualmente utilizados como substitutos do aço em numerosas aplicações (ver [19, 20, 21]). No entanto, o papel desempenhado pelo aço continua a ser vital. O facto de o método das chapas coladas continuar, ainda hoje, a ser objecto de estudo é prova desta importância.

Em 1997, Täljsten [22] investigou a aplicabilidade da técnica ao reforço de vigas sujeitas a esforços de flexão, tendo deduzido expressões que descrevem as tensões de corte e “*peeling*” ao longo da camada adesiva de uma viga reforçada com chapas. O autor afirmou que o principal factor geométrico para o aparecimento de concentrações de tensões no extremo da chapa é a distância entre este ponto e o apoio. De acordo com Täljsten, esta distância deve ser mantida o mais curta possível. A magnitude das

tensões de arrancamento é função das características geométricas da viga, dos materiais que a compõem e dos materiais constituintes do reforço (adesivo e chapa).

Em 1999, Swamy et al. [23] estudaram a aplicabilidade das chapas exteriores coladas ao reforço de elementos de betão face ao esforço transversal. O estudo foi realizado em laboratório, tendo os investigadores testado a influência de diversos parâmetros, tais como as características mecânicas do material constituinte da chapa, a quantidade de estribos existentes no interior do elemento, as condições de confinamento da zona comprimida e a quantidade de reforço a esforços de flexão.

Em 2001, Chen et al. [24] efectuaram uma revisão dos modelos existentes até à data para o estudo de colagens de chapas de aço e polímeros a betão, tendo proposto um novo modelo para a previsão de tensões na colagem e previsão do comprimento efectivo de colagem.

A maioria das publicações existentes sobre o método das chapas coladas concentra-se no comportamento da colagem quando sujeita a carregamentos estáticos. O efeito da temperatura na resistência da colagem tem sido frequentemente negligenciado pelos investigadores. No entanto, verifica-se que a maioria dos sistemas que utilizam chapas coladas recorre a adesivos orgânicos, como por exemplo as resinas epóxicas. Este tipo de adesivos experimenta importantes modificações quando sujeito a variações de temperatura. Com o aumento da temperatura, os adesivos degradam-se mais rapidamente do que o betão ou o aço, o que se traduz numa diminuição da resistência do reforço, tornando este componente o ponto mais sensível do conjunto.

Em 1986, Van Gemert et al. [25] desenvolveram alguma investigação experimental envolvendo a temperatura como variável. Foram realizados ensaios de flexão em vigas de betão reforçadas com chapas de aço exteriores coladas por intermédio de resinas epóxicas. Os autores verificaram uma diminuição da resistência da colagem a partir dos 64°C.

A redução da resistência de estruturas de betão sob a acção de temperaturas elevadas foi recentemente estudada por Terro [26], utilizando uma abordagem teórica.

Hamoush et al. [27] e Reis et al. [28] desenvolveram campanhas experimentais com o objectivo de quantificar a quebra de resistência de elementos de betão sujeitos a temperaturas elevadas.

2.2.2. Aplicações do método

A técnica das chapas coladas tem vindo a ser utilizada com sucesso no reforço de vigas e lajes, em pontes e túneis, constituindo predominantemente um reforço face a esforços de flexão. No entanto, a sua aplicação no reforço de pilares e de vigas ao esforço transversal tem sido, igualmente, alvo de análise.

De entre as vantagens do método, salientam-se: o facto de não alterar significativamente a geometria dos elementos reforçados, visto que o aumento de dimensões dos elementos é da ordem dos milímetros; a rapidez de execução destas intervenções; e, no caso de reparações de viadutos ou pontes, ser possível implementar o reforço sem interrupção do trânsito.

No entanto, o método possui algumas desvantagens. A grande sensibilidade aos agentes atmosféricos, nomeadamente à temperatura e humidade, é um dos pontos menos atractivos do método. De facto, quando em contacto com ambientes húmidos, as chapas de aço estão sujeitas a corrosão. Por outro lado, a fixação das armaduras exteriores é feita, na maioria dos casos, por intermédio de adesivos à base de resinas epóxicas. Sendo estas resinas materiais orgânicos, é compreensível que apresentem uma deterioração nas suas características quando submetidas ao aumento de temperatura. Este último factor tem dificultado a aplicação da técnica em edifícios de habitação, devido à necessidade de garantir a protecção contra incêndios das chapas e adesivo. Uma outra desvantagem do método consiste na tendência para a ocorrência de descolamento nas extremidades da chapa, sendo necessários cuidados especiais para evitar este fenómeno.

Recentemente, tem-se assistido ao aparecimento de novos compostos que permitem substituir as chapas de aço como elemento de reforço. De entre os materiais substitutos, destacam-se os FRP de diferentes tipos, nomeadamente fibras de carbono, que permitem eliminar algumas das desvantagens do aço. De facto, os compostos de carbono são mais resistentes à corrosão do que o aço e apresentam um peso muito inferior. No entanto, têm a desvantagem de apresentar um comportamento elástico até

à rotura [29], não possuindo um patamar de cedência como o aço, o que pode conduzir à ocorrência de problemas relacionados com a ductilidade. Para além disso, a colagem destes materiais ao betão continua a ser feita por intermédio de resinas epóxicas, não sendo eliminada portanto a necessidade de protecção contra incêndio.

2.2.3. Reforço com chapas de aço – elementos de cálculo

O sucesso do reforço de um elemento por adição de chapas exteriores depende da capacidade dos dois elementos de funcionarem em conjunto, isto é, de assumirem um comportamento monolítico. Este tipo de funcionamento apenas ocorrerá se for possível garantir uma boa adesão entre os dois elementos. Para esse efeito, é essencial um tratamento cuidadoso das superfícies a colar. Appleton et al. [30] sugerem algumas condições geométricas (ilustradas na Figura 2.1) para os materiais de reforço, a ter em conta para um bom desempenho do reforço.

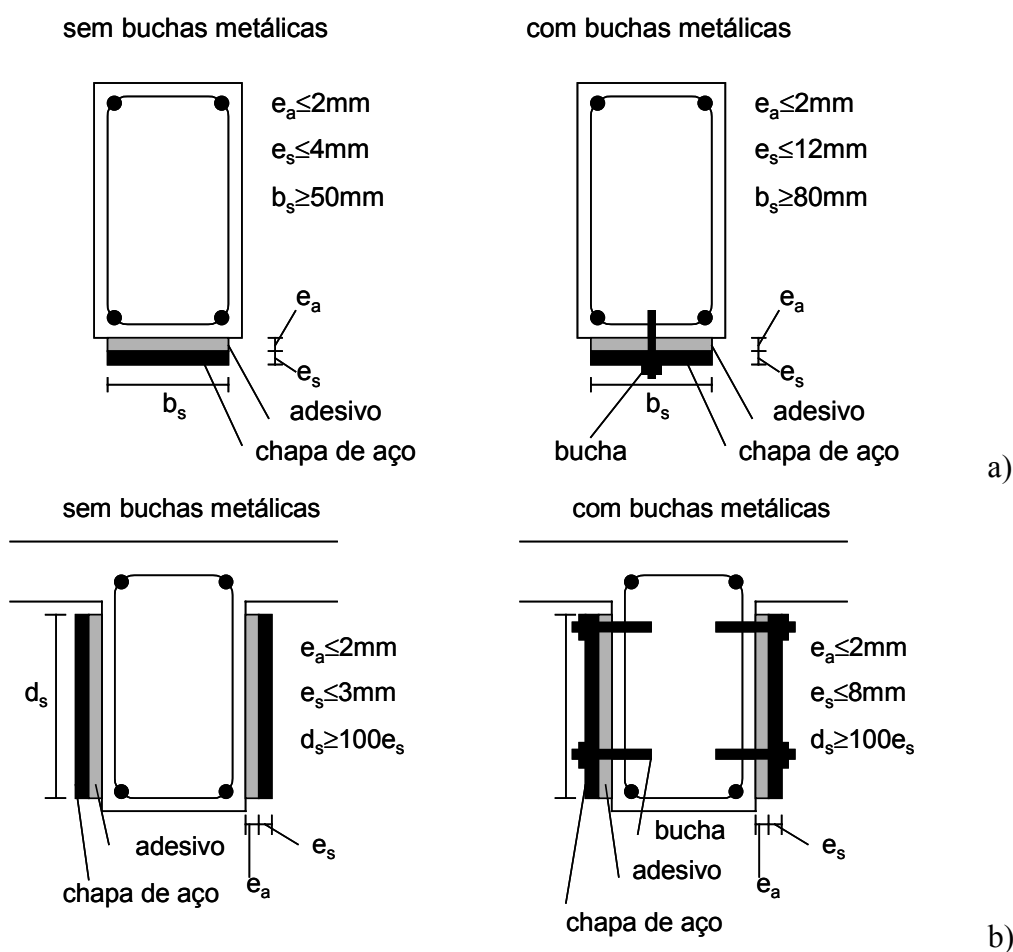


Figura 2.1 – Condições geométricas recomendadas para o reforço de elementos por adição de chapas metálicas: a) reforço à flexão; b) reforço ao corte.

Para Appleton et al. [30], a espessura das chapas de aço não deverá exceder os 5mm, quando não sejam utilizadas buchas metálicas. Caso a colagem seja complementada com buchas, a espessura da chapa deverá ser inferior a 12mm. A lâmina de adesivo deverá ter entre 1mm e 3mm de espessura. No caso do reforço a esforços de flexão, a largura da chapa não deverá exceder os 300mm.

Para o dimensionamento de um elemento estrutural reforçado exteriormente por adição de uma chapa metálica tome-se como exemplo uma viga de betão, simplesmente apoiada, sujeita a um carregamento uniforme ao longo do seu comprimento, cuja secção se encontra representada na Figura 2.2. Nestas condições, uma das faces da viga encontra-se sujeita a tensões de tracção. Um aumento do carregamento, ou uma diminuição da resistência do elemento, poderão conduzir ao seu colapso, quando estas tensões ultrapassarem a tensão resistente da viga a este tipo de esforços. Assim, um método de reforço que tenha a função de aumentar ou repor a resistência desta viga deverá garantir um aumento da capacidade do elemento para absorver estas tensões.

Em elementos de betão armado tradicionais, a resistência é assegurada pela armadura longitudinal, que funciona em tracção, colmatando a falta de resistência do betão a este tipo de esforços. Antes da aplicação do reforço, os esforços resistentes encontram-se concentrados na zona comprimida do betão e na armadura longitudinal. A contribuição do betão traccionado para a resistência é considerada desprezável.

O elemento reforçado com a chapa exterior poderá ser calculado de forma semelhante, considerando duas camadas de armadura e admitindo uma aderência perfeita entre o elemento a reforçar e a chapa. A redução de resistência originada por uma aderência insuficiente poderá ser tida em conta através da utilização de um coeficiente de segurança, denominado de coeficiente de monolitismo ($\gamma_{n,M} \leq 1.0$), pelo qual se poderá multiplicar o valor de cálculo da resistência do elemento.

Appleton et al. [30] indicam que este coeficiente, em caso de esforços de flexão, poderá ser tomado igual à unidade, caso sejam respeitadas as restrições geométricas atrás indicadas.

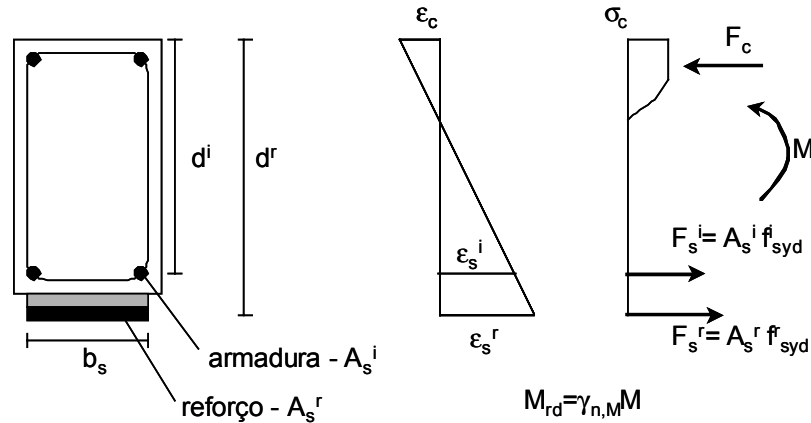


Figura 2.2 - Esquema de funcionamento de uma viga reforçada com armaduras exteriores.

De acordo com o disposto no “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” (REBAP) [31] poderá admitir-se, para a secção de betão armado antes do reforço, que o aço da armadura principal se encontra sujeito a uma tensão de tracção de valor f_{synd}^i . Para o betão, poderá ser adoptado [31] um diagrama parábola-rectângulo semelhante ao indicado na Figura 2.2.

A introdução do reforço exterior provoca o aumento da área de aço disponível, com o conseqüente aumento de capacidade de absorção de esforços de tracção. Contudo, para que a contribuição do reforço seja mobilizada, é necessário que ocorra um aumento suplementar da deformação. Considerando o funcionamento em regime elástico, a contribuição do reforço permite obter tensões de tracção no aço de reforço de valor

$$f_{synd}^r = \Delta \epsilon_s E_s, \quad (2.1)$$

onde f_{synd}^r é a tensão de cedência na armadura de reforço exterior; $\Delta \epsilon_s$ é o acréscimo de deformação necessário para a mobilização da resistência do reforço e E_s é o módulo de elasticidade do material do reforço.

A chapa exterior funciona então de modo análogo às armaduras de reforço tradicionais, permitindo a absorção de uma parte dos esforços de tracção gerados. A aplicação deste processo em estruturas previamente carregadas e deformadas exige, como já foi referido, uma deformação adicional antes do reforço se tornar efectivo, deformação essa que pode não ser compatível com a função do elemento reforçado. O

descarregamento da estrutura na altura da colocação do reforço, quando tal for possível, contribui para a eficiência do processo, na medida em que esta deformação adicional deixa de ser necessária [8, 14].

A execução do reforço deverá ser realizada de preferência com aços de resistência inferior aos da estrutura de betão armado inicial, de modo a permitir a mobilização da capacidade máxima do reforço (chapa de aço), com um menor aumento de deformação.

O aumento da área de aço resistente implica a necessidade de aumento das tensões no betão, de modo a garantir o equilíbrio. Este fenómeno poderá conduzir a uma rotura frágil do elemento por excesso de compressão do betão, se a quantidade de reforço adicional for demasiado elevada. Para reduzir a possibilidade de ocorrência deste fenómeno, o CEB [32] recomenda que o aumento de resistência obtido por utilização de chapas coladas não exceda em mais de 50% a resistência inicial.

Atendendo a que a distância entre as armaduras originais do betão e a armadura de reforço é pequena, poderá considerar-se no dimensionamento uma “armadura equivalente”, de área A_s^{eq} , com uma resistência de cálculo f_{syd}^i e posicionada no centro mecânico das armaduras, que dá origem ao momento resistente

$$M_{rd} = A_s^{eq} z^{eq} f_{syd}^i = A_s^i z^i f_{syd}^i + A_s^r z^r f_{syd}^r. \quad (2.2)$$

Admitindo $z \approx 0.9d$, a equação anterior toma a forma

$$M_{rd} \approx A_s^{eq} 0.9d^{eq} f_{syd}^i = f_{syd}^i \left(A_s^i 0.9d^i + A_s^r 0.9d^r \frac{f_{syd}^r}{f_{syd}^i} \right). \quad (2.3)$$

Deste modo, é possível realizar o dimensionamento utilizando a expressão anterior ou recorrendo a tabelas correntes de armaduras, sendo a área de reforço obtida por aplicação da expressão

$$A_s^r = \frac{f_{syd}^i}{f_{syd}^r} \left(A_s^{eq} \frac{d^{eq}}{d^r} - A_s^i \frac{d^i}{d^r} \right). \quad (2.4)$$

O cálculo é válido desde que se possa garantir o bom comportamento da ligação aço/betão. Esta ligação poderá ser reforçada, para além da colagem, por adição de buchas metálicas. Estes elementos mostram-se muito eficientes, nomeadamente na redução da ocorrência de “*peeling*”, que pode conduzir ao arrancamento prematuro do extremo da chapa.

Appleton et al. [30], admitindo uma distribuição plástica uniforme das tensões de corte ao longo da interface de colagem, propuseram os seguintes critérios para a verificação de segurança da ligação colada:

- Ligação sem buchas metálicas:

$$F_{sd} = A_s^r f_{syd}^r \leq \tau_{sd} b_s \frac{L}{2} \quad (2.5)$$

- Ligação com buchas metálicas:

$$F_{sd} = A_s^r f_{syd}^r \leq nF_b + \gamma\tau_{sd} b_s \frac{L}{2} \quad (2.6)$$

onde τ_{sd} representa a tensão de aderência do adesivo, determinada experimentalmente; F_b é o valor de cálculo da força resistente de uma bucha; sendo n o número de buchas existentes no comprimento $L/2$; b_s é a largura da chapa e $\gamma\tau_{sd}$ representa a tensão de aderência mobilizada em simultâneo com F_b .

2.2.4. Modelos laboratoriais de ensaio

Desde o início da aplicação da técnica de reforço com chapas coladas que o comportamento da ligação sujeita a esforços de corte tem sido alvo de estudo experimental. Diversos investigadores idealizaram diferentes modelos para esse estudo.

Nesta secção, descrevem-se resumidamente alguns dos modelos laboratoriais mais importantes para ensaios de corte publicados na bibliografia. O modelo desenvolvido

no Laboratório de Construções da Universidade de Coimbra, a partir do qual se realizaram os ensaios do presente trabalho, será apresentado na secção 2.3.1.

2.2.4.1. Modelo de L’Hermite

L’Hermite [3] realizou ensaios utilizando provetes constituídos por dois blocos de betão aos quais eram coladas chapas de aço com 5mm de espessura, conforme esquema representado na Figura 2.3. Os testes realizavam-se sujeitando o conjunto a cargas de compressão, aplicadas nos topos dos blocos de betão.

Dos resultados obtidos, L’Hermite concluiu que o aço deve obrigatoriamente ser liberto da camada de oxidação superficial imediatamente antes da execução da colagem. Desta forma, reduz-se o risco de reaparecimento da película de oxidação e a consequente perda de capacidade adesiva.

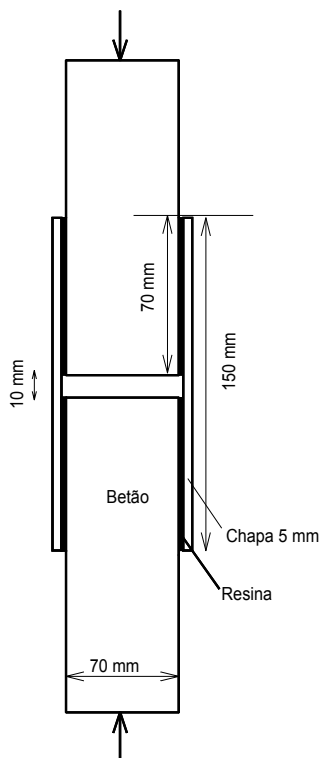


Figura 2.3 - Esquema de ensaio de L’Hermite.

2.2.4.2. Modelo de Bresson

Bresson [7] estudou experimentalmente a adesividade tangencial e determinou a repartição das tensões de cisalhamento numa colagem aço/betão, em função da espessura da chapa de aço utilizada.

Os provetes utilizados eram constituídos por um bloco de betão com dimensões 70mm*70mm*280mm, aos quais eram coladas duas chapas metálicas ao longo de duas faces opostas, por intermédio de uma camada de adesivo epóxico. Aplicava-se às chapas um esforço de tracção, com o auxílio do dispositivo de ensaio representado na Figura 2.4. Este esforço era transmitido ao betão através da camada de adesivo. O betão, por sua vez, encontrava-se sujeito em especial a um esforço de compressão. No topo do bloco de betão, existia uma peça metálica que absorvia o esforço de compressão. A carga era conduzida à amarra inferior através de dois tirantes.

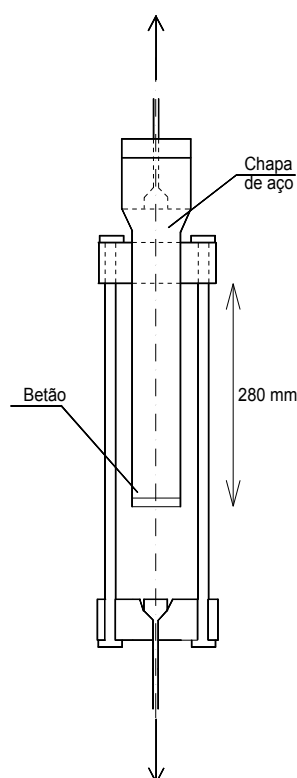


Figura 2.4 - Esquema do ensaio idealizado por Bresson.

2.2.4.3. Modelo de Theillout

Theillout [10] idealizou o modelo que se esquematiza na Figura 2.5. Este investigador construiu uma máquina que aplicava um esforço de tracção na chapa, sujeitando simultaneamente um bloco de betão a um esforço de compressão. O bloco de betão tinha uma largura de 500mm, tendo a chapa de aço e a lâmina de cola uma largura de 100mm.

Foram efectuados ensaios com diferentes comprimentos da chapa de aço (L_s), variando entre 400mm e 600mm. A espessura das chapas utilizadas (e_s) variou entre 3mm e 8mm. Testaram-se igualmente diferentes espessuras da camada de cola (e_a), entre 1mm e 5mm.

Nos seus ensaios, Theillout registou que a frente de fissura era perpendicular ao sentido de aplicação das cargas e que as dimensões transversais não intervinham no modo de propagação da fissura.

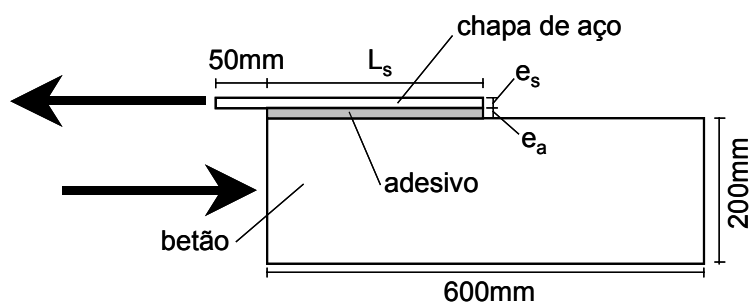


Figura 2.5 - Esquema do modelo de Theillout.

2.2.4.4. Modelo de Rodrigues

Rodrigues [16] utilizou como provete de ensaio um cubo de betão com 200mm de aresta. A cada cubo foram coladas lateralmente duas chapas. A Figura 2.6 ilustra o modelo idealizado por este autor.

A zona de colagem da chapa era rectangular. Foram testadas diversas geometrias de colagem, mantendo uma área constante de valor igual a 15000mm^2 . As chapas apresentavam, além da zona de colagem, uma área rectangular com dimensões $120\text{mm} \times 200\text{mm}$, saliente em relação ao bloco de betão. Era esta última zona que permitia a ligação ao sistema de aplicação de cargas.

A ligação entre as chapas e o betão era realizada por intermédio de uma camada de resina epóxida, com uma espessura variando entre 0.5mm e 1.5mm. A resina era introduzida na zona de colagem por um processo de injeção. Foram feitos ensaios com chapas de 3mm e 4mm de espessura.

A carga, de tracção, era aplicada nas chapas de aço. O cubo de betão encontrava-se fixo por intermédio de uma abraçadeira metálica, ficando sujeito durante o ensaio a um esforço de compressão.

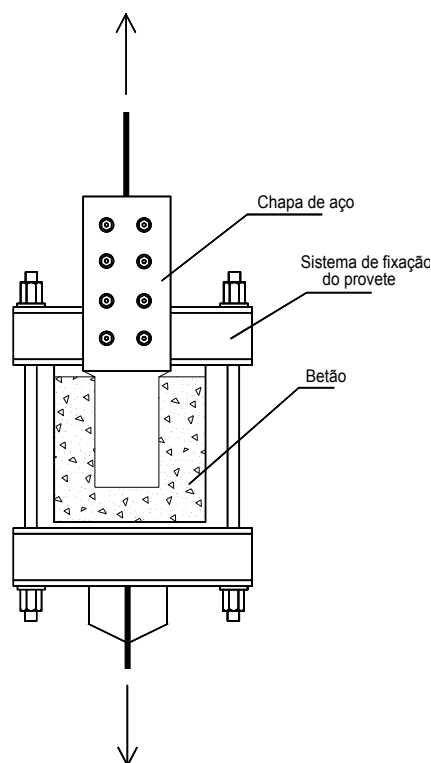


Figura 2.6 - Esquema do ensaio de corte de Rodrigues.

2.2.4.5. Modelos de Muravljov et al.

Muravljov et al. [33] propuseram a utilização de dois modelos de ensaio, com o objectivo de estudar o comportamento da colagem e dos materiais colados quando sujeitos a um esforço de corte. Pretendiam, através destes modelos, determinar os parâmetros necessários para a avaliação da resistência ao corte da colagem e do comportamento da junta colada aço-betão, quando integrada num elemento estrutural.

O primeiro modelo, apresentado na Figura 2.7, pretendia determinar a influência da qualidade do betão na resistência da colagem.

Utilizaram-se cubos de betão com 150mm de aresta. Os cubos eram serrados ao meio, com uma serra circular. Nas faces serradas eram então realizados sulcos, distanciados de 120mm, com o objectivo de definir perfeitamente a superfície de betão que participava activamente no ensaio. As superfícies do betão não sofreram nenhum tratamento específico antes da colagem para aumento de rugosidade.

Uma chapa com 3mm de espessura foi colada à superfície do betão. A espessura e largura da chapa foram escolhidas por forma a que não ocorresse cedência do aço antes da rotura do provete. A zona de colagem era constituída por duas superfícies com dimensões 120mm*150mm, visto o bloco de betão se encontrar com cola em ambas as faces.

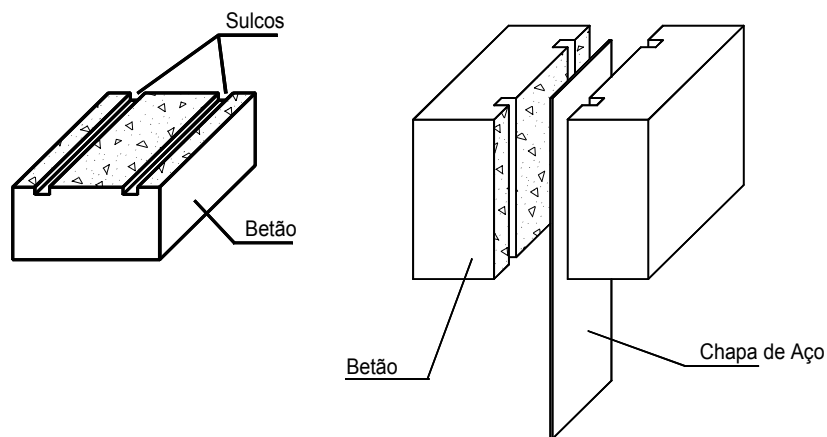


Figura 2.7 - Modelo de Muravljev et al. para ensaio de corte.

O segundo modelo, representado na Figura 2.8, simulava uma viga modificada, aproximando-se do comportamento real de uma viga inserida numa estrutura.

O modelo era formado por dois prismas de betão, com 120mm*120mm*360mm, ligados na sua face inferior através de uma chapa de aço com a espessura de 3mm. Na face oposta à da colagem, era colocada uma rótula cilíndrica. O provete sofria a acção de duas cargas concentradas, aplicadas aos terços de vão. Este carregamento provocava o aparecimento de esforços de compressão junto à rótula e de tracção na zona da chapa de aço e da colagem. O valor do esforço médio de tracção na chapa, no momento da rotura, pode ser determinado e, a partir daí, a resistência ao corte da junta colada.

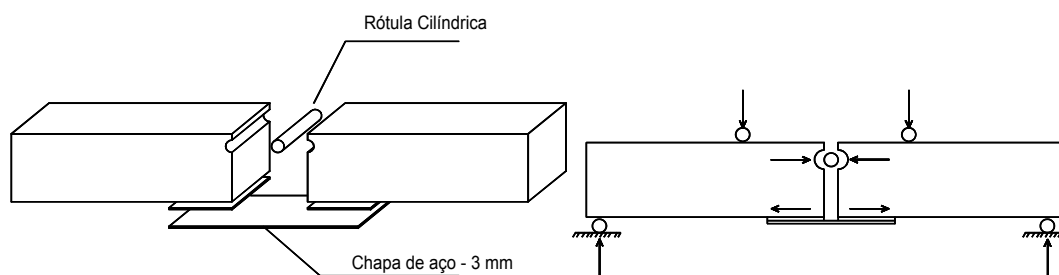


Figura 2.8 - Modelo de Muravljev et al. para simulação do comportamento de uma viga.

2.2.4.6. Modelo de Chajes et al.

O modelo desenvolvido por Chajes et al. [34] consistia em imobilizar, através de peças metálicas, um bloco cúbico de betão sobre uma plataforma de reacção, colando ainda uma chapa metálica a uma das faces verticais do bloco. A Figura 2.9 mostra o aspecto final do conjunto. O ensaio consistia na aplicação de uma carga de tracção na chapa, sendo o bloco de betão mantido fixo à plataforma de reacção.

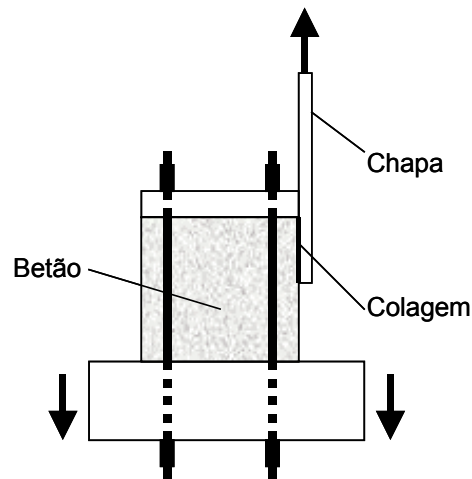


Figura 2.9 – Modelo de Chajes et al.

Utilizando este modelo experimental, Chajes et al. analisaram diversos métodos de preparação da superfície, tipos de adesivo e a resistência do betão.

2.2.5. Modelos analíticos para determinação das tensões na colagem

A função principal da cola como componente da junta colada é a transmissão de esforços entre o betão e a chapa de aço. Para compreender a forma como é realizada esta transferência de esforços, torna-se importante conhecer a distribuição de tensões na interface.

Ao longo do tempo, diversos autores propuseram equações para descrever esta distribuição de tensões. Apresentam-se seguidamente algumas destas expressões.

2.2.5.1. Modelo de Bresson

Bresson [7] propôs um modelo para a distribuição teórica das tensões de corte, ao longo do comprimento de uma superfície de colagem sujeita a um esforço de corte, segundo o qual a variação de tensões poderia ser descrita por

$$\tau_{(x)} = F_l \omega \frac{\cosh(\omega x)}{\sinh(\omega l)}, \quad (2.7)$$

onde F_l representa o esforço de corte por centímetro de largura aplicado à colagem; $\tau(x)$ é a tensão de corte ao longo da colagem, na coordenada x , sendo $x \in [0, l]$ a coordenada com a direcção do comprimento, com origem no extremo mais afastado da aplicação da carga; l é o comprimento da colagem; \cosh e \sinh representam as funções co-seno e seno hiperbólicos, respectivamente, e ω toma o valor dado pela expressão

$$\omega = \sqrt{c \left(\frac{1}{E_s e_s} + \frac{2}{E_c e_c} \right)}, \quad (2.8)$$

onde c é o quociente entre o módulo de rigidez da resina e a respectiva espessura, E_c , e_c , E_s e e_s representam os módulos de elasticidade e as espessuras do betão e do aço, respectivamente.

A equação de Bresson admitia como hipóteses simplificativas:

1. Os materiais utilizados (aço, betão e cola) seguem a lei de Hooke.
2. A cola apenas suporta esforços de corte.
3. As tensões normais no aço e betão são uniformemente distribuídas em toda a secção perpendicular ao eixo longitudinal do elemento ensaiado, desprezando-se as tensões de tracção com origem na resina.

A distribuição de tensões tangenciais ao longo do comprimento de colagem, prevista por Bresson, apresenta o aspecto gráfico representado na Figura 2.10.

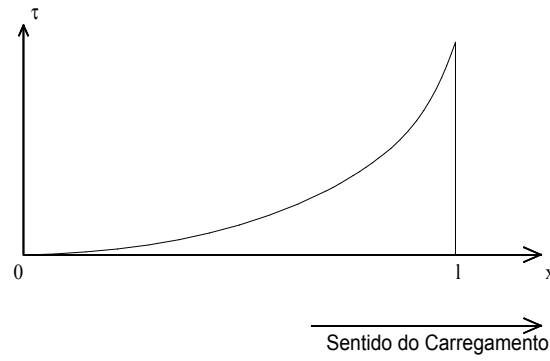


Figura 2.10 – Distribuição de tensões tangenciais ao longo do plano de colagem, segundo Bresson.

O valor da tensão máxima previsto pela equação (2.7) localiza-se no extremo da colagem mais próximo da aplicação da carga, adoptando o valor

$$\tau_{\max} = \tau_{(l)} = F_l \omega \frac{e^{\omega l} - e^{-\omega l}}{e^{\omega l} + e^{-\omega l}}, \quad (2.9)$$

onde todos os símbolos mantêm o significado da equação (2.7).

Substituindo na equação (2.9) o símbolo ω pelo seu valor e $F = \frac{F_r}{l'}$, onde F_r é a força de rotura por corte da colagem e l' a sua largura, obtém-se

$$\tau_{\max} = F \omega \frac{e^{\omega l} - e^{-\omega l}}{e^{\omega l} + e^{-\omega l}} = F \omega \frac{\cosh(\omega l)}{\sinh(\omega l)} \quad (2.10)$$

$$\tau_{\max} = \frac{F_r}{l'} \sqrt{\frac{G_a}{e_a} \left(\frac{1}{e_s E_s} + \frac{2}{e_c E_c} \right)} \frac{1}{\tanh \left(l \sqrt{\frac{G_a}{e_a} \left(\frac{1}{e_s E_s} + \frac{2}{e_c E_c} \right)} \right)}, \quad (2.11)$$

de onde se conclui que

$$F_r = \tau_{\max} l' \frac{\tanh \left(l \sqrt{\frac{G_a}{e_a} \left(\frac{1}{e_s E_s} + \frac{2}{e_c E_c} \right)} \right)}{\sqrt{\frac{G_a}{e_a} \left(\frac{1}{e_s E_s} + \frac{2}{e_c E_c} \right)}}, \quad (2.12)$$

onde F_r é a força de rotura da colagem, G_r é o módulo de elasticidade transversal da cola, e_a é a espessura da camada de cola, e \tanh é a função tangente hiperbólica

$$\left(\tanh(x) = \frac{\sinh(x)}{\cosh(x)} \right).$$

Da expressão (2.12), pode constatar-se que, quando l é pequeno, o valor de $\tanh\left(l\sqrt{\frac{G_a}{e_a}\left(\frac{1}{e_s E_s} + \frac{2}{e_c E_c}\right)}\right)$ se aproxima de $l\sqrt{\frac{G_a}{e_a}\left(\frac{1}{e_s E_s} + \frac{2}{e_c E_c}\right)}$, podendo a expressão ser representada simplificada por $F_r = \tau l l'$. Ou seja, para pequenos comprimentos de colagem, a distribuição de tensões é aproximadamente uniforme. Com o aumento do comprimento, a influência do valor do módulo de rigidez da cola (proporcional ao módulo de elasticidade) aumenta.

Com base nesta expressão, Caron [35] recomendou que a escolha da cola deveria ser feita tendo em conta não apenas o valor máximo de tensão suportado, mas também a relação τ_{\max}/G_a que melhor se adapte ao comprimento da colagem. Caron [35] e Jones et al. [17] defenderam ainda a utilização de adesivos com um menor módulo de elasticidade, visto proporcionarem uma distribuição de tensões mais uniforme ao longo de um comprimento maior, reduzindo deste modo o valor das concentrações de tensões no extremo da colagem.

2.2.5.2. Modelo de Täljsen

Täljsen [22] estudou a distribuição de tensões na camada adesiva de vigas reforçadas por intermédio de chapas de aço coladas, tendo desenvolvido fórmulas que descrevem a distribuição de tensões de corte e de arrancamento ao longo desta camada.

Täljsen comparou estas fórmulas com resultados provenientes de modelos de elementos finitos, tendo concluído que existe uma grande concentração de tensões localizada junto à extremidade da chapa. No entanto, a magnitude destas tensões diminui muito rapidamente com o aumento da distância ao extremo da chapa. Os

valores destas tensões são determinados, não só pelas características geométricas e dos materiais constituintes da viga, mas também pelas características da resina e do material de reforço.

Tome-se como exemplo a viga da Figura 2.11. O eixo longitudinal (x) tem origem no extremo da chapa de reforço. Esta viga encontra-se sujeita a um carregamento pontual (P), localizado a uma distância b da origem. A distância entre o extremo da chapa e o apoio é denominada por a .

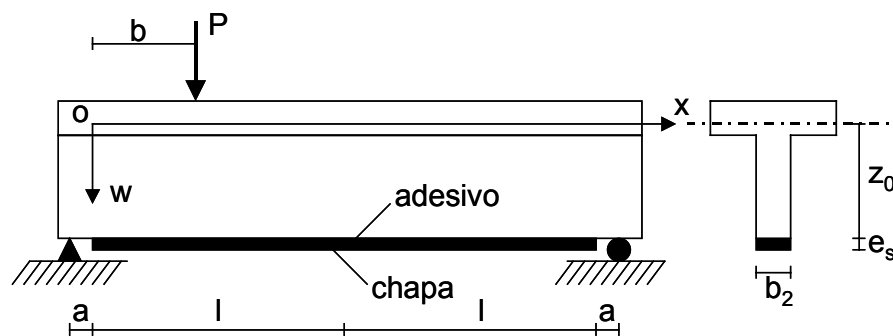


Figura 2.11 – Viga reforçada com chapa exterior colada, sujeita a uma carga pontual arbitrária (adaptação de Täljsten [22]).

Admitindo que a rigidez à flexão da viga alvo do reforço é muito superior à rigidez da chapa de reforço, e que a tensão se mantém constante ao longo da espessura da camada adesiva (camada fina), as tensões de corte num ponto arbitrário da camada de adesivo são dadas por

$$\tau(x) = \frac{G_a P}{2e_a E_c W_c} \frac{(2l + a - b)}{l + a} \frac{(a\lambda e^{-\lambda x} + 1)}{\lambda^2}, \quad (2.13)$$

onde G_a é o módulo de elasticidade transversal do adesivo, e_a é a espessura da camada de adesivo, E_c é o módulo de elasticidade longitudinal do betão, W_c é o módulo de flexão da secção de betão, e λ é uma constante dada por

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_2}{e_a} \left[\frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{z_0}{E_c W_c} \right], \quad (2.14)$$

onde e_a é a espessura da camada de adesivo, E_s é o módulo de elasticidade longitudinal do aço, A_s e A_c são as áreas das secções transversais do aço e betão, respectivamente, e z_0 é a distância da chapa ao eixo neutro.

Com o aumento da distância ao extremo da chapa ($x = 0$ mm), as simplificações introduzidas fazem com que aumente o erro da fórmula, pelo que a expressão deve ser utilizada apenas junto aos extremos.

A tensão de corte máxima obtida através da fórmula (2.13) ocorre no extremo da chapa, e toma o valor

$$\tau_{\max} = \frac{G_a P}{2e_a E_c W_c} \frac{(2l+a-b)}{l+a} \frac{(a\lambda+1)}{\lambda^2}. \quad (2.15)$$

Täljsten desenvolveu igualmente uma expressão para as tensões de arrancamento, a qual toma o aspecto

$$\begin{aligned} \sigma_z(x) = & \frac{E_a}{e_a} \left\{ \frac{P}{4\beta^3} \frac{2l+a-b}{l+a} \left[\frac{a\beta+1}{E_c I_c} (1-\eta) + \frac{\beta\lambda^2 - \lambda^3}{(\lambda^4 + 4\beta^4)} \frac{ab_2}{e_a E_s I_s} \left(\frac{E_a \eta}{E_c I_c \lambda^2} + \frac{G_a e_s}{2E_c W_c} \right) \right] \right. \\ & + \left. \frac{G_a b_2 e_s}{2e_a E_s I_s E_c W_c} \frac{a\lambda+1}{\lambda^2} \right\} e^{-\beta x} \cos \beta x - \frac{P}{4\beta^2} \frac{2l+a-b}{l+a} \left[\frac{a(1-\eta)}{E_c I_c} + \frac{\lambda^2}{(\lambda^4 + 4\beta^4)} \frac{ab_2}{e_a E_s I_s} \right. \\ & \left. \left(\frac{E_a \eta}{E_c I_c \lambda^2} + \frac{G_a e_s}{2E_c W_c} \right) e^{-\beta x} \sin \beta x + \frac{P}{2E_c I_c} \frac{2l+a-b}{l+a} \frac{\eta a}{\lambda^2} e^{-\lambda x} - \frac{P}{2} \frac{ab_2}{e_a E_s I_s (\lambda^4 + 4\beta^4)} \right. \\ & \left. \frac{2l+a-b}{l+a} \left(\frac{E_a \eta}{E_c I_c \lambda^2} + \frac{G_a e_s}{2E_c W_c} \right) e^{-\lambda x} \right\}, \quad (2.16) \end{aligned}$$

onde $\eta = \frac{G_a b_2 z_0}{e_a E_c W_c \lambda^2}$, $\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4E_s I_s}}$, $K = \frac{E_a b_2}{e_a}$, $4\beta^4 = \frac{E_a b_2}{e_a E_s I_s}$ e os restantes símbolos têm o significado anteriormente indicado.

Esta expressão atinge o seu máximo no extremo da chapa ($x = 0$ mm), onde toma o valor

$$\sigma_{z\max} = \frac{E_a}{e_a} \left\{ \frac{P}{4\beta^3} \frac{2l+a-b}{l+a} \left[\frac{a\beta+1}{E_c I_c} (1-\eta) + \frac{\beta\lambda^2 - \lambda^3}{(\lambda^4 + 4\beta^4)} \frac{ab_2}{e_a E_s I_s} \left(\frac{E_a \eta}{E_c I_c \lambda^2} + \frac{G_a e_s}{2E_c W_c} \right) \right] \right\} +$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{G_a b_2 e_s}{2e_a E_s I_s E_c W_c} \frac{a\lambda + 1}{\lambda^2} \left] + \frac{P}{2E_c I_c} \frac{2l + a - b}{l + a} \frac{\eta a}{\lambda^4} - \frac{P}{2} \frac{ab_2}{e_a E_s I_s (\lambda^4 + 4\beta^4)} \frac{2l + a - b}{l + a} \right. \\
& \left. \left(\frac{E_a \eta}{E_c I_c \lambda^2} + \frac{G_a e_s}{2E_c W_c} \right) \right\}. \tag{2.17}
\end{aligned}$$

O parâmetro geométrico que exerce maior influência no desenvolvimento de tensões no adesivo é a distância a do extremo da chapa aos apoios. Para minimizar estas tensões, a distância a deve ser a menor possível.

As tensões de corte e arrancamento aumentam com o aumento de rigidez da camada adesiva (E_a), com o aumento de espessura da chapa de aço (e_s) e com a diminuição da espessura da camada de adesivo (e_a). Se o módulo de elasticidade da chapa (E_s) aumentar, os valores das tensões aumentam também.

2.2.5.3. Modelo de Chen e Teng

Chen et al. [24] apresentaram uma revisão dos modelos existentes para o estudo das tensões em ligações coladas aço-betão e FRP-betão. Tendo apontado as limitações de cada um, propuseram um novo modelo para a previsão das tensões na camada adesiva.

Segundo estes autores, o principal modo de rotura apresentado por vigas reforçadas com chapas externas consiste no destacamento da chapa, devido ao aparecimento de uma superfície de rotura no elemento de betão a poucos milímetros de profundidade. Este fenómeno torna a resistência da colagem muito dependente da resistência do betão.

De acordo com Chen et al., o comprimento efectivo da colagem assumia o valor

$$L_e = \sqrt{\frac{E_s e_s}{\sqrt{f_c}}}, \tag{2.18}$$

onde E_s é o módulo de elasticidade da chapa, e_s a respectiva espessura e f_c representa a tensão resistente do betão à compressão, medida em provetes cilíndricos.

A resistência última de uma colagem pode ser calculada a partir de

$$P_u = 0.315 \beta_s \beta_L \sqrt{f'_c} b_s L_e, \quad (2.19)$$

onde b_s é a largura da chapa de reforço, L_e é o comprimento efectivo de colagem, e β_s e β_L tomam os valores

$$\beta_s = \sqrt{\frac{2 - b_s/b_c}{1 + b_s/b_c}} \quad (2.20)$$

e

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{se } L \geq L_e \\ \sin \frac{\pi L}{2L_e} & \text{se } L < L_e \end{cases}, \quad (2.21)$$

sendo b_c a largura do elemento de betão, e L o comprimento da colagem.

Para ter em consideração os estados limites de serviço, os autores sugeriram a aplicação de um coeficiente de redução, tomando a carga admissível (sem aparecimento da primeira fissura) um valor de 60% da anterior.

A tensão de rotura na chapa é, neste caso, dada por

$$\sigma_s = 0.427 \beta_s \beta_L \sqrt{\frac{E_s \sqrt{f'_c}}{e_s}}, \quad (2.22)$$

de onde se pode concluir que a utilização de chapas com um módulo de elasticidade mais elevado e menor espessura conduzirão a um melhor comportamento da colagem se esta estiver sujeita a tensões elevadas.

A relação entre a tensão instalada na chapa e a tensão máxima admissível (tensão de cedência da chapa de aço à tracção - f_{syd}^r) obtém-se de

$$\frac{\sigma_s}{f_{syd}^r} = \frac{0.427 \beta_s \beta_L}{E_s \varepsilon_s} \sqrt{\frac{E_s \sqrt{f_c'}}{e_s}} = \frac{0.427 \beta_s \beta_L}{\varepsilon_s} \sqrt{\frac{\sqrt{f_c'}}{E_s e_s}}, \quad (2.23)$$

onde ε_s corresponde à extensão de cedência do aço.

O modelo apresentado por Chen et al. baseou-se em modelos pré-existentes, realizando algumas simplificações. De acordo com os autores, este modelo permite tomar em consideração todas as características importantes do comportamento das colagens.

2.2.6. Principais parâmetros que influenciam o comportamento dos reforços por adição de chapas coladas

O funcionamento do reforço admite que o conjunto formado pelo elemento estrutural e a chapa exterior se encontram ligados como uma peça única. O agente adesivo deve garantir a transferência de esforços entre as duas peças e impedir o descolamento da chapa. Para o sucesso do reforço, é essencial garantir uma adesão perfeita entre a chapa e o elemento estrutural alvo de reforço.

Nos pontos seguintes, são analisados os principais parâmetros que influenciam a resistência das juntas coladas e, por consequência, do elemento reforçado.

2.2.6.1. Rugosidade da superfície

A bibliografia consultada é unânime em reconhecer que a preparação das superfícies a colar é um factor de importância primordial para o sucesso do processo [4, 10, 14, 16, 29].

Em superfícies lisas, a área de contacto entre a superfície e a lâmina de cola é baixa, provocando colagens deficientes. Para uma boa eficiência da colagem, torna-se necessário garantir a existência de rugosidade nas superfícies a colar, de modo a obter um aumento da superfície específica e consequentemente da área de contacto da cola.

Para além da rugosidade, é ainda importante garantir que a superfície a colar se encontre limpa e isenta de impurezas, óleos ou partículas soltas. Existem diversos

processos de preparação das superfícies por forma a obter o grau de rugosidade exigido [29, 36]. Estes métodos podem ser divididos em dois grupos, consoante o seu processo de actuação: mecânicos ou químicos.

a) Preparação das superfícies através de processos mecânicos

De uma forma geral, devem ser evitados todos os métodos de tratamento que enfraqueçam um betão saudável e provoquem fissuração [37]. Métodos como por exemplo o martelo pneumático, cuja utilização é de prática corrente, levam ao aparecimento de microfissuras no betão, fragilizando-o. Para fazer face a este inconveniente, alguns autores sugerem a limitação da massa dos martelos pneumáticos e sua utilização cuidadosa [37].

Outros autores defendem a limpeza das superfícies através da projecção de areia ou partículas metálicas [38]. Estes métodos de projecção provocam a abertura de microporos na superfície do betão, originando uma superfície específica superior.

Têm igualmente sido obtidos bons resultados pela utilização conjunta de diferentes métodos, como por exemplo a preparação da superfície com martelo pneumático, seguida de tratamento com jacto de areia [37].

Os métodos mais correntes de preparação de superfícies de colagem através de processos mecânicos são os seguintes:

- a) Jacto de partículas metálicas - Limpeza das superfícies por projecção de partículas metálicas a alta velocidade, utilizando ar comprimido;
- b) Jacto de Areia - Projecção de partículas de areia sob pressão, utilizando ar ou água como meio de transporte;
- c) Picagem da superfície com bujarda, martelo pneumático, polimento com esmeril ou martelo de agulhas. A rugosidade é obtida por fractura ou pulverização das partículas que constituem a camada superficial da superfície;
- d) Projecção de água sob pressão. Método análogo ao do ponto b), mas sem utilização de partículas abrasivas.

b) Preparação das superfícies através de processos químicos

À semelhança dos processos mecânicos, também os processos químicos têm por objectivo induzir rugosidade na superfície e, simultaneamente, proceder à sua limpeza.

Numa primeira fase, é aplicado um produto químico de limpeza, cuja aplicação tem por objectivo retirar as impurezas da superfície do betão. Numa segunda fase, a aplicação de um agente químico, com concentração apropriada, provoca a rugosidade da superfície. O agente químico reage com o cimento da camada superficial do betão, expondo os inertes e, conseqüentemente, aumentando a rugosidade da superfície [36].

Refira-se que a utilização de produtos químicos nas superfícies a colar poderá dificultar a limpeza posterior das mesmas.

2.2.6.2. Temperatura

Uma das principais desvantagens do método das chapas de aço coladas reside na sua sensibilidade à temperatura. De facto, de entre as diversas acções a que uma estrutura se pode encontrar sujeita, o fogo, pelas suas características particulares, revela-se de grande importância.

A acção do fogo exerce sobre as estruturas um efeito de desgaste, reduzindo rapidamente a sua capacidade resistente. Assim, uma estrutura cuja resistência inicial era suficiente para suportar as cargas aplicadas, pode ver-se subitamente debilitada, podendo ruir sob acção dessas mesmas cargas.

O método de reabilitação em análise faz intervir o aço e o betão como suportes, sendo o ligante constituído por um adesivo à base de resinas epóxicas. Sendo o ligante um material orgânico, as suas características são mais susceptíveis de se deteriorarem com o aumento de temperatura. De facto, enquanto que, para temperaturas baixas, as propriedades do betão e do aço não sofrem alterações apreciáveis, as resinas epóxicas têm temperaturas de utilização muito inferiores às destes materiais. O comportamento da colagem irá, conseqüentemente, piorar com o aumento de temperatura, pois as características da resina deterioram-se com temperaturas elevadas. Atendendo à fraca prestação das colagens quando sujeitas a aumento de temperatura, recomenda-se a protecção térmica do reforço colado.

O presente trabalho tem por objectivo quantificar a influência da temperatura na colagem de chapas de aço a betão.

2.2.6.3. Resistência mecânica dos suportes

O método de reabilitação em análise faz intervir fundamentalmente três tipos de materiais: o betão, que actua como suporte; o aço, que desempenha o papel de reforço; e o adesivo epóxico, que funciona como ligante.

Para um bom desempenho do reforço, é necessário garantir uma boa aderência entre os três materiais.

Como é sabido, o aço apresenta um bom comportamento mecânico relativamente a esforços de tracção e compressão.

O betão, por seu lado, apresenta como ponto forte a resistência à compressão, sendo a sua prestação, face a esforços de tracção, bastante deficiente.

Os adesivos de epóxico possuem igualmente bom comportamento à compressão, enquanto que em tracção apresentam valores de rotura superiores aos do betão.

A investigação realizada anteriormente pelo autor [1, 2, 39], na qual foram testadas diferentes classes de betão, permitiu observar que, para temperaturas de 20°C, o factor condicionante para o comportamento das juntas coladas é a tensão resistente do betão à tracção. A utilização de betões mais resistentes, mantendo as áreas e formatos de colagem, permitiu obter maiores resistências.

2.2.6.4. Espessura da chapa

A espessura da chapa de aço utilizada exerce uma influência considerável no funcionamento do reforço [18, 40]. De facto, ensaios laboratoriais demonstraram que a utilização de chapas mais espessas conduz a um maior aumento de resistência. Verifica-se, no entanto, o aparecimento de concentrações de tensões de arrancamento nos extremos da chapa colada. O valor destas tensões tem tendência para aumentar com o aumento de espessura das chapas [22, 24].

Com o objectivo de evitar o descolamento das chapas devido a estas tensões, alguns autores recomendam que se limite a espessura das chapas utilizadas

[12, 17, 18, 30, 40], sugerindo que a relação entre a largura e a espessura da chapas não seja inferior a 50.

Recomenda-se ainda um cuidado especial na fixação dos extremos das chapas coladas aos elementos de betão. Esta fixação poderá ser efectuada por meio de buchas, ou pela aplicação de cantoneiras metálicas, fixas à alma das vigas de betão, que envolvam o extremo da chapa.

2.2.6.5. Largura da zona de colagem

A largura da zona colada é outro dos factores determinantes na resistência do conjunto. Como seria de prever, um aumento da largura da zona colada conduz a um aumento de resistência. No entanto, a contribuição deste parâmetro não se encontra ainda totalmente quantificada, sendo um dos objectivos do presente trabalho contribuir para essa quantificação.

2.3. CAMPANHA LABORATORIAL

A técnica de reforço em estudo consiste na adição de chapas metálicas, coladas por intermédio de adesivos epóxicas, a elementos de betão, com o objectivo de aumentar a sua resistência a determinados tipos de esforços. O método tem vindo a ser utilizado principalmente no reforço de vigas à flexão, sendo igualmente aplicável em acções que visem o aumento de resistência a esforços transversos (em vigas), ou axiais (em pilares).

Embora o método tenha vindo a ser alvo de investigação desde há várias décadas, os trabalhos anteriores têm sistematicamente negligenciado a consideração do factor temperatura como variável condicionante do comportamento das colagens.

Iniciaram-se em 1996, no Laboratório de Construções do Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), trabalhos de investigação que têm por objectivo contribuir para o preenchimento deste vazio.

Para esse efeito, levou-se a cabo uma campanha laboratorial, apoiada pelo desenvolvimento em paralelo de modelos numéricos. Pretendia-se quantificar a

influência da temperatura na resistência da ligação e determinar a gama de temperaturas dentro das quais a técnica produz resultados satisfatórios.

Em condições ideais, os ensaios deveriam ser realizados sobre modelos de vigas. Deste modo, seria possível observar o comportamento global do elemento reforçado. No entanto, devido a limitações de equipamento, não foi possível, numa primeira fase, a realização de ensaios em vigas a temperaturas elevadas. Por outro lado, não existiam ainda dados experimentais relativos ao comportamento da ligação sujeita a esforços de corte sob acção da temperatura. Assim, o trabalho realizado até ao momento centrou-se no fenómeno de corte, prevendo-se a extensão ao estudo do comportamento em flexão para uma futura fase da investigação.

A campanha laboratorial decorreu em duas fases.

Na primeira fase, foram realizados ensaios sobre provetes constituídos por blocos de betão aos quais se colavam chapas metálicas. Os provetes foram sujeitos a cargas de corte, tendo os ensaios sido efectuados em diversos níveis de temperatura. Para além da temperatura, o tipo de betão foi igualmente uma das variáveis em análise, sendo utilizados betões com diferentes classes de resistência.

Os ensaios de corte foram realizados de acordo com um modelo de corte desenvolvido para este estudo, tendo sido igualmente projectadas e construídas amarras específicas para a execução dos ensaios. O modelo de ensaio consistia na aplicação de uma carga de tracção sobre um provete constituído por um bloco de betão no qual foram coladas duas chapas de aço. As chapas de aço encontravam-se sujeitas a tracção, enquanto que o bloco de betão era mantido principalmente sob tensões de compressão. O modo de aplicação da carga conduzia à instalação, ao longo da zona colada, de um estado de tensão próximo de uma situação de corte puro.

Durante a fase de preparação dos ensaios, desenvolveram-se modelos em elementos finitos que permitiram prever as distribuições de tensões e temperaturas no interior dos provetes durante os ensaios. Os modelos numéricos foram ainda úteis na definição da geometria dos provetes a ensaiar em laboratório, de modo a que estes apresentassem uma resistência compatível com o equipamento de ensaio disponível. Os resultados obtidos nesta fase da investigação revelaram a necessidade de conhecer a influência da configuração da colagem na resistência final do conjunto.

Durante a segunda fase da investigação, foi estudada a influência da geometria da zona colada. Para esse efeito, tomou-se em consideração a experiência laboratorial adquirida anteriormente, tendo sido utilizado o mesmo esquema de ensaio. As novas condições de ensaio, nomeadamente a realização de ensaios sobre provetes com áreas coladas de maiores dimensões, exigiu o redimensionamento das peças de amarração do provete, bem como a aquisição de novo equipamento, nomeadamente uma nova máquina universal de ensaios e um forno de maiores dimensões.

Nesta segunda fase do estudo ensaiaram-se provetes com diferentes áreas de colagem, introduzindo-se ainda como variável a relação entre a largura e o comprimento colados. A temperatura de ensaio e o tipo de betão mantiveram-se igualmente como variáveis nesta fase da investigação.

O trabalho laboratorial foi, novamente, acompanhado pela construção de modelos numéricos, com recurso a elementos finitos. Estes modelos permitiram prever a distribuição de tensões no interior dos provetes de ensaio para as diferentes condições estudadas, ajudando a definir os parâmetros de ensaio que permitiriam aproximar o estado de tensão na zona de colagem com uma situação de corte puro. Os resultados obtidos experimentalmente foram, no final, comparados com aqueles provenientes dos modelos numéricos.

Nos pontos que se seguem descreve-se o esquema de ensaio desenvolvido, e apresentam-se os cálculos realizados para o dimensionamento das amarras, bem como os cálculos de redimensionamento realizados na segunda fase do trabalho. Apresenta-se ainda o equipamento laboratorial utilizado.

As características mecânicas dos materiais utilizados na produção dos provetes de ensaio foram determinadas experimentalmente.

São, ainda, descritos os modelos numéricos desenvolvidos, que foram utilizados para a definição das zonas de colagem a adoptar nos ensaios experimentais e para a previsão da distribuição de tensões na colagem.

Apresenta-se, também, a previsão da evolução de temperaturas no interior dos provetes, realizada experimentalmente através de ensaios prévios e recorrendo a modelos numéricos.

Finalmente, apresentam-se e comentam-se os resultados obtidos nos ensaios de corte, sendo analisada a influência dos diversos factores no comportamento da colagem.

2.3.1. Esquema de ensaio

O esquema de ensaio a adoptar nos ensaios laboratoriais foi desenvolvido na primeira fase da investigação. Pretendia-se determinar a resistência de colagens entre chapas de aço e blocos de betão sujeitas a esforços de corte. Os ensaios deveriam ser realizados através da aplicação de tracção nas chapas de aço. Contudo, o bloco de betão deveria ser sujeito, tanto quanto possível, apenas a esforços de compressão. A transmissão de esforços entre os dois materiais deveria ser realizada através da camada adesiva, a qual se encontraria sujeita essencialmente a tensões de corte. Devido à especificidade dos ensaios pretendidos, não existiam amarras disponíveis, pelo que houve necessidade de projectar amarras que permitissem a aplicação dos esforços pretendidos.

Visto que a temperatura era uma das variáveis que se pretendia analisar, o esquema deveria permitir a realização dos ensaios no interior de um forno aquecido, até um valor de temperatura previamente prescrito.

Para a realização dos ensaios, encontravam-se disponíveis, na primeira fase da investigação, uma máquina universal de ensaios com capacidade para aplicação de cargas até 100kN, e um forno acoplável a esta máquina, que possuía orifícios nos extremos inferior e superior. As dimensões úteis interiores do forno (203x203x381mm) condicionaram à partida as dimensões dos provetes a ensaiar, enquanto que a capacidade de carga da máquina de ensaio limitava as dimensões da zona de colagem.

Na segunda fase da campanha, utilizou-se uma máquina universal com maior capacidade de carga (1000kN), tendo sido igualmente utilizado um forno de maiores dimensões (250mm*250mm*620mm).

A Figura 2.12 ilustra o esquema de ensaio desenvolvido. A Figura 2.12a mostra as peças constituintes do ensaio. Pode observar-se o bloco paralelepípedo de betão, onde se encontra assinalada a zona a colar. As duas chapas metálicas, possuindo um orifício na extremidade, são coladas ao bloco, formando este conjunto o provete de

ensaio. O provete é abraçado por uma peça metálica, que irá garantir, ao longo do ensaio, que o bloco de betão se encontre sujeito principalmente a esforços de compressão. Esta abraçadeira possui igualmente orifícios nas extremidades, que permitem a sua fixação à máquina de ensaio. O provete e a abraçadeira são fixados a duas amarras, que fazem a ligação com a máquina de ensaio. A Figura 2.12b mostra a aparência do conjunto formado pelo provete, abraçadeira e amarras, pronto a ser colocado na máquina de ensaio. Na Figura 2.12c e na Figura 2.12d podem observar-se provetes de ensaio prontos a ensaiar, acoplados às máquinas utilizadas na primeira e na segunda fases, respectivamente.

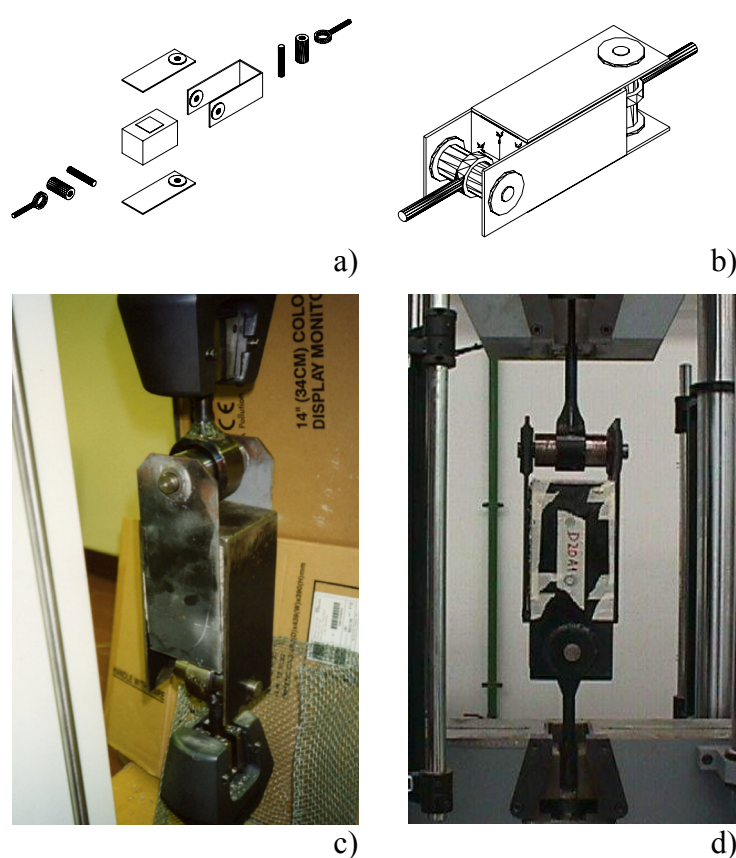


Figura 2.12 – Esquema de ensaio experimental: a) componentes do ensaio; b) esquema do ensaio; c) provete de ensaio da 1ª fase; d) provete de ensaio da 2ª fase.

Cada uma das amarras é constituída por três peças: uma cavilha, uma manga metálica oca e uma peça formada por um anel soldado a uma haste metálica; uma das amarras possuía ainda uma peça que abraçava o bloco de betão e assegurava a ligação do conjunto à máquina de ensaio (ver Figura 2.13).

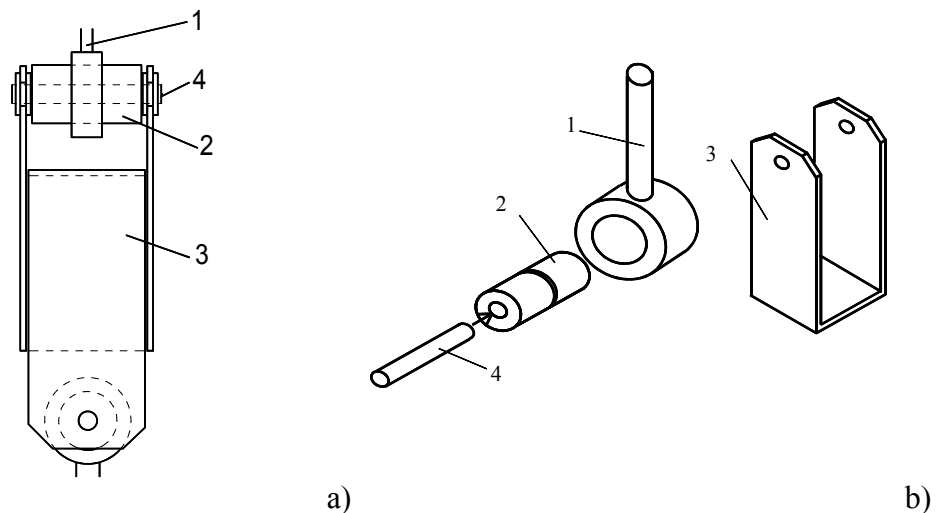


Figura 2.13 – Amarras utilizadas nos ensaio de corte: a) amarras montadas com o provete; b) peças constituintes da amarra.

A peça (1) possuía um formato anelar, sendo ligada à garra da máquina universal utilizada por intermédio de um varão de aço soldado. Uma manga horizontal (2) passa no interior do anel, sendo a ligação entre os dois efectuada através de um baixo-relevo localizado na manga. Uma saliência existente no interior do anel assegura o encaixe entre este e a manga. Este tipo de ligação permite a oscilação da manga, funcionando como uma rótula. Garante-se assim que os esforços transmitidos pela máquina sejam repartidos igualmente pelos dois lados da abraçadeira (3). Uma cavilha (4) é introduzida no interior da manga. Na amarra superior, esta cavilha permite a ligação à abraçadeira (3).

2.3.2. Concepção e dimensionamento das amarras

As amarras foram dimensionadas, numa primeira fase, para resistir a forças máximas de 100kN, compatíveis com o equipamento utilizado. Na segunda fase, dimensionaram-se novas amarras com uma capacidade máxima de 200kN.

Conforme foi referido anteriormente, a amarra é formada por três peças, tendo no seu dimensionamento sido feita a verificação da segurança em cada uma delas, independentemente. Devido ao facto de as peças terem exigências diferentes em termos de resistência, tornou-se necessário recorrer a diferentes tipos de aço na sua concepção.

2.3.2.1. Primeira fase da investigação

Os cálculos efectuados para o dimensionamento das diversas peças constituintes das amarras são a seguir apresentados.

a) Dimensionamento do tirante

A carga máxima aplicável pela máquina era de 100kN. De modo a garantir que a tensão de tracção no tirante não ultrapassasse a tensão resistente do material utilizado, a área da sua secção transversal deveria ser de

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \geq \frac{100}{f_{syk} / \eta}, \quad (2.24)$$

onde d é o diâmetro do tirante, f_{syk} é a tensão de cedência característica do aço constituinte da peça, e η é um coeficiente de segurança.

Utilizando aço com a designação 35CrNiMo6 (Norma DIN 17200 [41]), com uma tensão de cedência $f_{syk} = 800$ MPa, e admitindo um coeficiente de segurança $\eta = 1.5$, o diâmetro mínimo a adoptar para o tirante, por desenvolvimento da expressão (2.24), deveria ser

$$d \geq \sqrt{\frac{400}{\frac{\pi \cdot f_{syk}}{\eta}}} = 15.45 \text{ mm}. \quad (2.25)$$

Adoptou-se um diâmetro de 19mm.

b) Dimensionamento do casquilho

O casquilho deveria ser suficientemente rígido para que não sofresse deformação apreciável, quando sujeito à carga máxima de 100kN a meio-vão. A Figura 2.14 apresenta o esquema utilizado no cálculo. O comprimento entre apoios era de $L = 110$ mm.

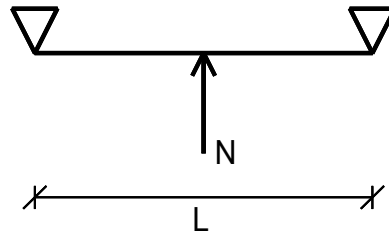


Figura 2.14 – Condições de apoio do casquilho.

O momento máximo actuante no casquilho, a meio vão, toma o valor $M = N.L/4 = 2.75 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$. O diâmetro interno do casquilho foi fixado em 21mm.

Na construção do casquilho utilizou-se um aço com a designação CK45 [41], possuindo uma tensão de cedência $f_{syk} = 360 \text{ MPa}$. Utilizando o coeficiente de segurança $\eta = 1.5$, a tensão admissível era de $f_{syk,adm} = 240 \text{ MPa}$, pelo que o diâmetro externo mínimo para o casquilho viria

$$W_x = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{\pi (D^4 - d^4)}{64 \cdot \frac{D}{2}} \geq \frac{M}{f_{syk,adm}} \Leftrightarrow \frac{\pi (D^4 - 21^4)}{64 \cdot 32D} \geq \frac{2.75 \cdot 10^6}{240} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow D \geq 49.4 \text{ mm}, \quad (2.26)$$

onde W_x é o módulo de flexão da coroa circular; I_x o respectivo momento de inércia; Y_{max} a distância do ponto mais afastado da secção ao centro geométrico, correspondendo ao raio exterior do casquilho; M o momento flector máximo; D o diâmetro externo do casquilho e d o diâmetro interno.

O casquilho utilizado nos ensaios foi construído com um diâmetro externo de 50mm.

c) Dimensionamento da cavilha

A cavilha utilizada encontrava-se sujeita a dois tipos de esforços: corte e flexão. O seu dimensionamento foi realizado de modo a fazer face a ambas as exigências.

c.1) Dimensionamento ao corte

O esforço de corte a que a cavilha se encontrava sujeita nas suas extremidades, aplicado pelas chapas de aço do provete ou da abraçadeira, tinha o valor de $F = 50$ kN.

Na construção da cavilha utilizou-se o aço com a designação 35CrNiMo6 [41], que possui uma tensão de cedência $f_{syk} = 800$ MPa, à qual corresponde, admitindo um coeficiente de segurança $\eta = 1.5$, uma tensão admissível de $f_{syk,adm} = 533$ MPa.

Utilizando o critério de Von Mises, a tensão tangencial admissível na peça submetida ao corte seria de $\tau_{adm} = 0.566 * f_{syk,adm} = 301$ MPa, pelo que o diâmetro mínimo da cavilha para garantir este valor de tensões seria de

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \geq \frac{F_c}{\tau_{adm}} \Rightarrow d \geq 14.5 \text{ mm.} \quad (2.27)$$

c.2) Dimensionamento à flexão

O momento flector máximo na cavilha ocorre quando esta é submetida, no seu extremo, ao esforço máximo de $F = 50$ kN. Tomando um comprimento de 15mm para o valor do braço do momento, comprimento medido entre o ponto de aplicação da força (ponto médio da espessura da chapa de aço) e o ponto onde se supunha ocorrer o contacto com o casquilho, obteve-se um momento flector máximo de $M = F * 15 = 750 * 10^3$ Nmm.

Sendo a tensão admissível do aço de $f_{syk,adm} = 533$ MPa, o diâmetro da cavilha seria de

$$W_x = \frac{\pi d^3}{32} \geq \frac{M_c}{f_{syk,adm}} \Rightarrow d \geq 24 \text{ mm.} \quad (2.28)$$

Após este pré-dimensionamento, optou-se por utilizar uma cavilha com um diâmetro $d = 20$ mm, visto que o casquilho que a envolve na zona de maiores momentos, lhe confere maior resistência nessa zona.

d) Dimensionamento do orifício das chapas e abraçadeira quando sujeitos ao esforço de esmagamento

Considerou-se a força máxima aplicada em cada chapa de valor $F = 50 \text{ kN}$. Sendo as chapas constituídas por aço com a designação St-37 [41], e admitindo um coeficiente de segurança $\eta = 1.5$, a tensão admissível para o material da chapa foi de $f_{syk,adm} = 160 \text{ MPa}$.

A Figura 2.15 ilustra as condições de aplicação das forças na zona do orifício. A área de actuação do esforço foi um rectângulo com uma largura de 15mm (incluindo a espessura da chapa de 5mm e um reforço de 5mm de cada lado da chapa, na zona do orifício) e um comprimento igual ao diâmetro da cavilha utilizada ($d = 20 \text{ mm}$).

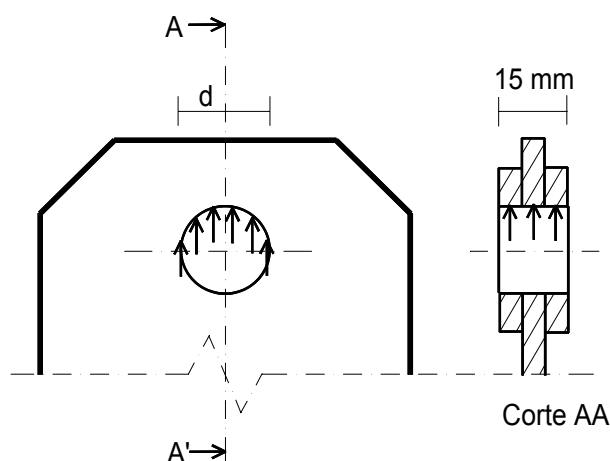


Figura 2.15 – Pormenor da aplicação de esforços no orifício das chapas de aço.

O diâmetro do orifício, calculado de modo a não ocorrer ovalização do mesmo durante os ensaios, teria o valor de

$$f_{syk,adm} \geq \frac{F}{15 * d} \Rightarrow d \geq 20.8 \text{ mm.} \quad (2.29)$$

O diâmetro adoptado para o orifício fixou-se em $d = 20 \text{ mm}$.

e) Dimensionamento da abraçadeira

A peça que abraçava o bloco de betão foi construída utilizando aço St-37 [41], o mesmo tipo de aço das chapas constituintes do provete.

A abraçadeira era constituída por duas chapas com 5mm de espessura, com uma largura de 100mm e um comprimento de 220mm. Ambas as chapas possuíam, num dos extremos, um orifício através do qual foram ligadas às amarras. A zona do orifício era reforçada, de modo a evitar o esmagamento do bordo do orifício.

A transmissão de carga ao topo do bloco de betão era realizada por intermédio de uma chapa de aço transversal, unindo as anteriores, com 12mm de espessura (ver esquema da abraçadeira na Figura 2.13b).

2.3.2.2. Segunda fase da investigação

O esquema de ensaio desenvolvido para a realização dos ensaios da primeira fase da investigação foi utilizado igualmente na segunda fase. No entanto, o conjunto de ensaios realizado nesta segunda fase exigiu a utilização de provetes de maiores dimensões, bem como a aplicação de cargas de valor mais elevado (carga máxima de 200kN). Deste modo, foi necessário realizar um redimensionamento das amarras que as adaptasse às novas condições.

a) Dimensionamento do tirante e anel

O material utilizado nesta peça foi o aço 35CrNiMo6 [41], idêntico ao utilizado na primeira fase ($f_{syk} = 800$ MPa), utilizando um coeficiente de segurança de $\eta = 1.35$.

O tirante foi dimensionado à tracção simples

$$\frac{F}{\frac{\pi d^2}{4}} \leq \frac{f_{syk}}{\eta} \Rightarrow d \geq \sqrt{\frac{4F\eta}{f_{syk}}} = 20.8 \text{ mm}, \quad (2.30)$$

tendo sido adoptado um diâmetro de 22mm.

O anel existente no topo do tirante, com uma largura igual ao diâmetro do tirante (22mm), deveria resistir a um esforço de $F/2 = 100$ kN, pelo que a sua espessura foi obtida por

$$\frac{F}{d * e} \leq \frac{f_{syk}}{\eta} \Rightarrow e \geq \frac{\eta.F}{2d.f_{syk}} = 7.7 \text{ mm}. \quad (2.31)$$

Utilizou-se um anel com uma espessura de 13mm.

b) Dimensionamento do casquilho

Utilizou-se nesta peça o mesmo material que constituía o tirante (aço 35CrNiMo6 [41]). Impôs-se um diâmetro interior de 31mm, tendo sido o diâmetro exterior determinado em função do máximo valor de momento flector a que este elemento iria ser sujeito.

O comprimento total desta peça seria de 135mm, tendo o diâmetro externo sido obtido através da expressão

$$\frac{M}{W_x} \leq f_{syk,adm} \Leftrightarrow \frac{F * L}{4} \leq \frac{\pi}{64} \frac{(D^4 - d^4)}{D/2} f_{syk,adm} \Rightarrow D \geq 64.5 \text{ mm}, \quad (2.32)$$

onde todos os símbolos mantêm o significado indicado anteriormente.

O diâmetro externo do casquilho fixou-se em 65mm.

c) Dimensionamento da cavilha

Uma vez mais, realizou-se o dimensionamento da cavilha face a esforços de corte e flexão, tendo sido utilizado o mesmo tipo de aço da primeira fase (35CrNiMo6 [41]).

c.1) Dimensionamento ao corte

A carga máxima aplicada na cavilha de $F=100$ kN exigia que este elemento possuísse um diâmetro mínimo de $d \geq \sqrt{\frac{4F}{\pi \cdot \tau_{adm}}} = 16.3$ mm.

c.2) Dimensionamento à flexão

A resistência à flexão, tomando um braço de 15mm, resultou num diâmetro mínimo de $d \geq 29.35$ mm, tendo sido construída uma cavilha com um diâmetro de 30mm.

d) Dimensionamento das chapas e abraçadeira

As chapas e a abraçadeira foram construídas com aço St-37 [41]. Através de procedimento análogo ao seguido na fase anterior, atendendo a que a cavilha a introduzir no orifício possuía um diâmetro de 30mm, determinou-se uma espessura mínima a adoptar para as chapas de 8mm. Na zona contígua ao orifício, foi necessário adicionar um reforço, para evitar a ovalização dos furos, de modo a que a espessura final fosse superior a 18mm.

2.3.3. Equipamento utilizado

Os equipamentos de ensaio utilizados em ambas as fases da investigação foram diferentes. Devido à necessidade, sentida durante a segunda fase do trabalho, de ensaiar provetes de maiores dimensões, foi necessário recorrer a um forno de maiores dimensões. A capacidade de aplicação de carga da máquina universal utilizada na segunda fase era também superior.

As características do equipamento utilizado ao longo do trabalho são descritas nos pontos seguintes.

2.3.3.1. Máquinas de ensaio universais

A máquina utilizada na realização dos ensaios de corte durante a primeira fase do trabalho era uma máquina electromecânica INSTRON, série 4206, com capacidade de aplicação de cargas até 100kN, a qual foi gentilmente disponibilizada pelo Laboratório de Mecânica dos Materiais e da Construção do Departamento de Engenharia Mecânica da FCTUC (LMMC).

Na segunda fase da investigação, os ensaios de corte foram realizados numa máquina de ensaios universal Servosis MUF-404/100 (Figura 2.16). Esta máquina possuía uma célula de carga de 1000kN. A máquina permitia a realização de ensaios com controlo de força (fixando a taxa de força aplicada) ou deslocamento (fixando a velocidade de afastamento das amarras).



Figura 2.16 – Máquina de ensaio universal utilizada na 2ª fase.

Os ensaios foram realizados com controlo de deslocamentos, sendo a velocidade de afastamento das amarras constante e igual a 0.01mm.s^{-1} .

2.3.3.2. Fornos

Para a realização de ensaios a quente, foi necessário utilizar um forno que permitisse a realização do ensaio de corte no seu interior.

Durante os ensaios da primeira fase, foi disponibilizado pelo LMMC um forno, de marca *ATS - Applied Test Systems*, série 3600, com dimensões internas $203 \times 203 \times 381\text{mm}$, e capacidade para produção de temperaturas até 425°C . Este forno possuía duas aberturas circulares, nos topos inferior e superior, com 100mm de diâmetro, através das quais se fizeram passar as amarras de ligação à máquina de ensaio (ver Figura 2.17). O forno era constituído por duas partes, sendo possível abri-lo ao meio, rodando uma das partes em torno de um eixo vertical.

Visto que as temperaturas máximas pretendidas nos ensaios eram da ordem dos 120°C , a potência do forno não foi condicionante. No entanto, as dimensões internas do forno limitaram as dimensões dos provetes a ensaiar. Devido a este facto, a dimensão máxima dos blocos de betão foi fixada em 150mm , o que restringiu a área de colagem máxima a ser ensaiada.



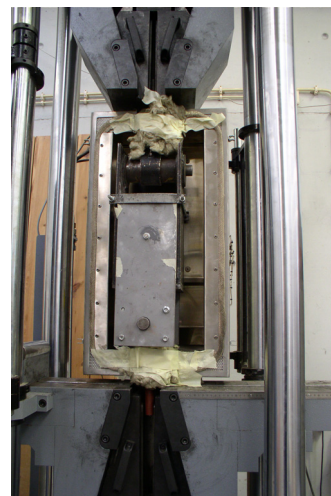
Figura 2.17 - Forno utilizado nos ensaios a quente da 1ª fase.

Na segunda fase da campanha experimental, pretendiam-se ensaios sobre provetes de maiores dimensões, de modo a ser possível a criação de configurações de colagem com diferentes relações largura/comprimento. Deste modo, adquiriu-se um forno ATS – *Applied Test Systems - split box oven*, série 3720, com possibilidade de controlar temperaturas até 425°C (ver Figura 2.18). Este forno possuía dimensões interiores úteis de 250mm*250mm*620mm, tendo sido uma vez mais o elemento condicionante para as dimensões dos provetes de ensaio.

Nos topos inferior e superior, o forno possuía orifícios, que permitiram a passagem das amarras e a sua ligação à máquina de ensaio. Este forno encontrava-se fixo nas colunas da máquina de ensaio, permitindo a realização do ensaio no seu interior, à temperatura pretendida.



a)



b)

Figura 2.18 – Forno utilizado nos ensaios a quente da 2ª fase: a) forno acoplado à máquina de ensaio; b) provete no interior do forno.

2.3.3.3. Aparelhos de registo de dados

Durante os ensaios, foram medidos em tempo real os valores das cargas aplicadas em cada instante, bem como os deslocamentos sofridos pelos provetes. Estes valores foram obtidos directamente a partir de placas de aquisição de dados ligadas às máquinas de ensaio.

Para além destas grandezas, nos ensaios a quente foram ainda monitorizadas as temperaturas no interior do forno e dos provetes, quer durante a fase de aquecimento, quer durante a realização dos ensaios. Os valores da temperatura foram registados com o auxílio de aparelhos próprios para o efeito (“*datalogger*”).

Durante a primeira fase, utilizou-se um “*datalogger*” modelo TDS - 601, fabricado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co, Ltd.

Na segunda fase, utilizaram-se dois aparelhos de registo: um “*datalogger*” modelo TDS-602, fabricado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co, Ltd. (ver Figura 2.19a); e um “*datalogger*” Picolog TC-08, que permitia a aquisição simultânea de 8 canais de temperatura e ligação a um computador (ver Figura 2.19b).

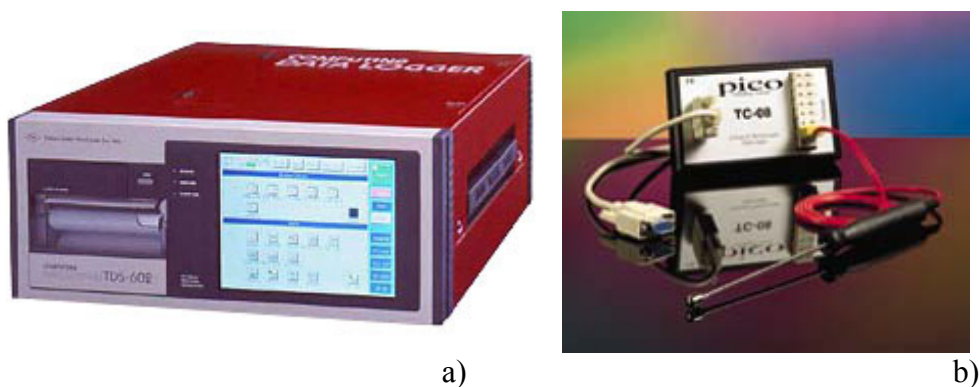


Figura 2.19 – “Dataloggers” utilizados nos ensaios na segunda fase:
a) TDS-602; b) Picolog TC-08.

2.3.3.4. Equipamento diverso

Para além do equipamento acima referido, utilizado na realização dos ensaios, utilizou-se ainda um conjunto diversificado de equipamentos, como por exemplo, uma betoneira e máquinas para a realização dos diferentes ensaios de caracterização de

materiais, que permitiram realizar, nomeadamente, a decapagem dos blocos de betão e chapas de aço. Listas exaustivas do equipamento utilizado ao longo da campanha laboratorial podem ser consultadas em Branco [1] e Nogueira [42].

2.3.4. Caracterização dos materiais

Os provetes utilizados nos ensaios de corte eram constituídos por três materiais diferentes: um bloco de betão servia de suporte; duas chapas de aço eram coladas em faces opostas deste bloco; a ligação entre betão e aço era garantida por um adesivo de dois componentes, à base de resinas epóxicas.

Os materiais utilizados para a construção dos provetes foram sujeitos a ensaios para determinação das suas características mecânicas. Apresentam-se seguidamente os resultados obtidos nestes ensaios.

2.3.4.1. Betão

Uma das variáveis em análise no presente estudo era a influência do tipo de betão na resistência da colagem. Por esse motivo, foram utilizados diversos tipos de betões, para os quais foram estudadas as composições e determinadas as características mecânicas mais importantes.

Durante a primeira fase da investigação, foram desenvolvidos três tipos de betão: dois betões correntes, designados por Betão A e B, e um betão de alta resistência, denominado Betão C. Na segunda fase de investigação, apenas se utilizaram dois tipos de betão: um betão de alta resistência (Betão D) e um betão corrente (Betão E). Atendendo a que as duas fases de investigação decorreram desfasadas no tempo, não foi possível garantir a utilização de agregados do mesmo lote em todos os betões, razão pela qual se apresenta separadamente a caracterização dos betões utilizados em ambas as fases.

a) Betões utilizados na primeira fase

Os betões utilizados nesta fase foram fabricados com areia da Figueira da Foz, utilizando-se dois tipos de brita calcária, designados comercialmente por “Brita 4/8” e “Brita 8/12”. Para todos os agregados, foram efectuados ensaios de caracterização, com o objectivo de determinar as respectivas granulometrias. Para a areia, foi ainda

determinado o teor em água (2%). Os resultados obtidos nestes ensaios apresentam-se na Tabela 2.1. A Figura 2.20 ilustra a curva granulométrica destes agregados.

Tabela 2.1 – Distribuição granulométrica dos agregados utilizados na 1ª fase.

Peneiro	% Passados Acumulados (em peso)		
	Areia - Fig. Foz	Brita 4/8	Brita 8/12
3/4"	100.0	100.0	100.0
1/2"	100.0	100.0	98.4
3/8"	99.8	99.9	75.8
4	99.6	46.4	3.7
8	98.7	8.1	2.1
16	94.5	4.8	1.8
30	36.2	3.4	1.6
50	13.2	2.8	1.3
100	0.2	2.1	1.0
200	0.0	1.6	0.8
Mód. Finura	2.58	5.33	6.13

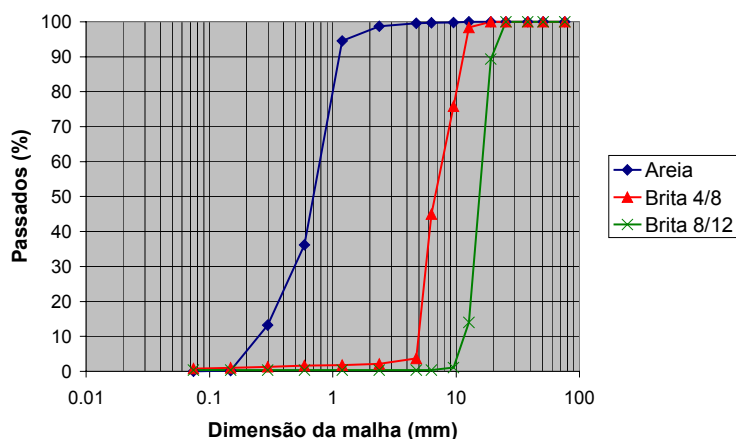


Figura 2.20 – Curva granulométrica dos agregados utilizados na 1ª fase.

As dosagens dos agregados utilizadas na produção dos vários tipos de betão foram determinadas pelo método de Faury, atendendo à granulometria dos mesmos.

O cimento utilizado em todos os tipos de betão foi o cimento Portland Normal (Tipo II). Nos betões correntes (Betões A e B), utilizou-se cimento da classe de resistência 32.5, tendo-se recorrido a cimento da classe 42.5 para a produção do betão mais resistente (Betão C).

No fabrico do betão mais resistente foi ainda utilizado super-plastificante Sika-P1210, na dosagem 1litro/100 Kg de cimento, seguindo a indicação do fabricante.

A dosagem de água dependeu de diversos factores, tais como a dimensão máxima do agregado a utilizar.

A Tabela 2.2 resume as quantidades de inertes, cimento, água e adjuvantes utilizados na composição de cada um dos tipos de betão utilizados.

Tabela 2.2 – Composição dos betões da 1ª fase (quantidades para 1m³ de betão).

Betão	Cimento (Kg/m ³)	Areia (Kg/m ³)	Brita 4/8 (Kg/m ³)	Brita 8/12 (Kg/m ³)	Água (l/m ³)	Adjuvantes
A	280	629	192	1162	160	-----
B	350	530	207	1161	146	-----
C	450*	431	223	1160	128.6	P1210 - 1l/100Kgcim

*- cimento classe 42.5

b) Betões utilizados na segunda fase.

Os agregados usados na composição de ambos os betões da segunda fase eram iguais, provenientes do mesmo lote. Utilizou-se uma areia do rio e uma brita de calcário fina, com uma dimensão máxima de 12mm.

A limitação da dimensão máxima dos materiais utilizados foi imposta com o objectivo de garantir que o material se comportava de forma homogénea, tendo em conta a dimensão dos blocos utilizados (dimensão mínima 150mm). A Tabela 2.3 apresenta a distribuição granulométrica destes agregados, enquanto que a Figura 2.21 mostra a respectiva curva granulométrica.

Tabela 2.3 - Distribuição granulométrica dos agregados utilizados na 2ª fase.

Peneiro	% Passados Acumulados (em peso)	
	Areia	Brita 4/8
3/4"	100.0	100.0
1/2"	100.0	97.2
3/8"	100.0	73.6
4	99.7	27.4
8	93.9	10.0
16	69.4	5.4
30	24.5	5.4
50	2.3	5.4
100	0.3	5.4
200	0.1	5.4
Mód. Finura	3.10	5.67

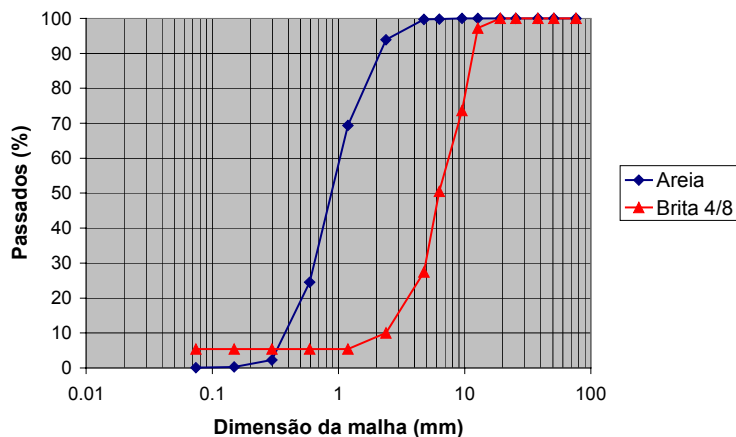


Figura 2.21 – Curva granulométrica dos agregados utilizados na 2ª fase.

O betão corrente era constituído por agregados, água e cimento Portland Normal, da classe de resistência 32.5.

A fim de garantir a elevada resistência pretendida, no betão de alta resistência, foram utilizados ainda um superplastificante e uma adição de sílica de fumo. O ligante utilizado era o cimento Portland, da classe 42.5. As composições destes betões apresentam-se na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Composição dos betões da 2ª fase (quantidades para 1m³ de betão).

Betão	Cimento (Kg/m ³)	Areia (Kg/m ³)	Brita (Kg/m ³)	Água (l/m ³)	Razão A/C	Adjuvantes e Aditivos
D	450*	354	1434	155	0.34	Sikacrete [®] HD - 45kg Sikament [®] 163 – 4.5l
E	280	498	1413	160	0.57	-----

*- cimento classe 42.5

c) Características mecânicas dos betões

Todos os tipos de betão foram submetidos a diversos ensaios para determinação dos seus parâmetros de resistência mecânica.

Realizaram-se ensaios de compressão em cubos de 15cm de aresta, aos 28 dias de idade do betão, de acordo com a especificação E-226-1968 [43], para determinação da resistência à compressão do betão.

O módulo de elasticidade dos diferentes tipos de betão foi igualmente determinado em laboratório, de acordo com a especificação E-397-1993 [44], do LNEC.

Determinou-se ainda a tensão de resistência à tracção por arrancamento. Para este ensaio, colou-se na superfície de um bloco de betão, previamente tratada com jacto de

areia, uma pastilha de metal circular com 50mm de diâmetro. Após 7 dias de cura, aplicou-se a esta pastilha uma carga de tracção, tendo sido medida a força necessária para provocar o seu arrancamento, por rotura do betão. Todos os provetes ensaiados evidenciaram roturas no betão.

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização encontram-se resumidos na Tabela 2.5, onde f_c representa a tensão média de resistência à compressão, E_c é o módulo de elasticidade, f_{ct} é a resistência à tracção por arrancamento, sendo Δf_c , ΔE_c e Δf_{ct} os respectivos desvios-padrão.

Tabela 2.5 – Características mecânicas do betão.

Propriedades	1ª fase			2ª fase	
	Betão A	Betão B	Betão C	Betão D	Betão E
f_c (MPa)	27.9	44.4	74.1	64.7	25.5
Δf_c (MPa)	0.89	0.97	2.20	2.05	1.08
E_c (GPa)	28.9	32.9	38.3	35.0	28.0
ΔE_c (GPa)	0.95	1.03	0.94	0.41	0.33
f_{ct} (MPa)	3.1	4.5	6.3	6.2	2.9
Δf_{ct} (MPa)	0.93	0.65	0.40	0.15	0.64

2.3.4.2. Adesivo

Durante as duas fases da investigação, utilizaram-se dois tipos diferentes de adesivos, ambos à base de resinas epóxicas. Na primeira fase, foi escolhido o adesivo com a designação comercial Icosit[®] K 101 AC [45]. Na segunda fase, após a perda de resistência observada para este adesivo com o aumento de temperatura, decidiu-se testar um adesivo diferente, tendo-se optado pelo Sikadur[®] 30 [45].

As propriedades de ambos os agentes ligantes foram determinadas a partir de ensaios laboratoriais.

a) Icosit[®] K 101 AC

Este adesivo foi fornecido em lotes constituídos por dois componentes, com designações A e B. Estes componentes foram misturados nas proporções 15% e 85% medidas em peso, respectivamente, segundo informação do fabricante [45].

Dadas as pequenas quantidades envolvidas, a mistura foi feita num tabuleiro, tendo os dois componentes sido misturados com a ajuda de uma espátula, até à obtenção de uma mistura homogénea de cor acinzentada.

Foram realizados ensaios de tracção, para determinação da tensão resistente e do módulo de elasticidade.

Na preparação destes provetes foi utilizada uma placa de resina com dimensões 280mm*260mm*3mm, que foi construída utilizando um molde em acrílico. A resina previamente preparada foi espalhada de modo uniforme à espátula sobre o molde, tendo a regularização da superfície superior sido feita através do deslocamento de um cilindro sobre o provete, de modo a retirar a resina em excesso.

Na ausência de normalização específica para este ensaio, foram construídos provetes com a configuração apresentada na Figura 2.22, tendo a lâmina de resina sido cortada mecanicamente para obter o formato desejado. Os provetes possuíam 3mm de espessura, o que conduziu a uma secção de ensaio de 30mm².

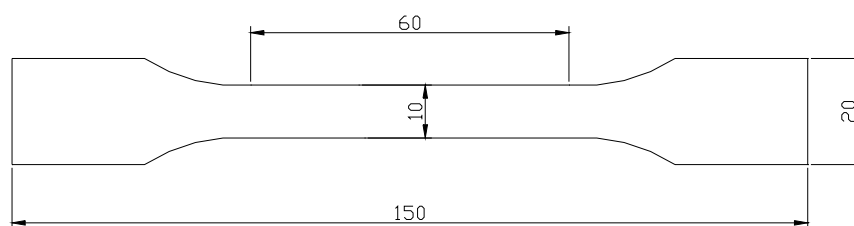


Figura 2.22 - Geometria dos provetes de resina (dimensões em mm) utilizados no ensaio de tracção.

Os provetes foram sujeitos a um ensaio de tracção, durante o qual sofreram um aumento de deformação com uma velocidade constante de 0.1mm.s⁻¹. Registou-se a evolução da força aplicada e da extensão do provete ao longo do ensaio.

A Tabela 2.6 apresenta os resultados obtidos, sendo f_{atu} a tensão de rotura do adesivo à tracção e E_a o módulo de elasticidade.

Tabela 2.6 – Característica mecânicas do adesivo Icosit® K 101 AC.

Provete	f_{atu} (MPa)	E_a (GPa)
K101-1	24.96	3.96
K101-2	21.21	3.98
K101-3	24.43	3.75
K101-4	25.23	3.40
Média	23.96	3.78
Desvio-padrão	1.86	0.27

b) Sikadur[®] 30

Na segunda fase da investigação, o novo adesivo foi sujeito a alguns ensaios suplementares que permitiram determinar outros parâmetros importantes. Para a sua caracterização, foram realizados três tipos de ensaio, com o objectivo de determinar as seguintes grandezas:

- tensão de rotura à tracção (f_{atu}) do adesivo,
- módulo de elasticidade à tracção (E_a),
- resistência ao corte da colagem (f_{as}) e
- resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc}).

Os adesivos epóxicos são produtos orgânicos, cujas propriedades variam com a temperatura. Previam-se portanto que as características do produto experimentassem alguma deterioração com o aumento de temperaturas. Desta forma, realizaram-se ensaios que permitiram caracterizar o adesivo para diferentes valores de temperatura.

b.1) Tensão de rotura (f_{atu}) e módulo de elasticidade (E_a) à tracção do adesivo

O ensaio realizado para a determinação destes parâmetros pretendia seguir os procedimentos apresentados anteriormente para o Icosit[®] K 101 AC. No entanto, não foi possível construir provetes maquinados, visto que o material apresentava um comportamento frágil quando laminado. Não foi possível a determinação destes parâmetros referentes ao Sikadur[®] 30.

b.2) Resistência ao corte da colagem (f_{as})

O segundo tipo de ensaio pretendeu avaliar a resistência de corte (f_{as}) suportada pela colagem.

Na ausência de normalização específica para este ensaio, o parâmetro foi determinado através de ensaios efectuados seguindo o modelo de ensaio ao corte desenvolvido para o estudo das colagens aço-betão. De modo a garantir que a rotura ocorreria no adesivo, a colagem realizou-se sobre juntas coladas aço-aço. Construiu-se uma peça em aço, a qual substituiu o bloco de betão.

Antes da colagem, as superfícies das chapas foram tratadas com um jacto de areia, a fim de aumentar a rugosidade. A zona de ensaio era constituída por duas superfícies

com colagem aço-aço com as dimensões de 2*100mm*80mm, correspondendo a uma área total colada de 16000mm². A zona circundante à zona de ensaio foi envolvida com fita adesiva, com a dupla finalidade de delimitar a zona colada e reduzir o atrito entre as chapas e o bloco de aço. A Figura 2.23 ilustra o esquema de ensaio utilizado.

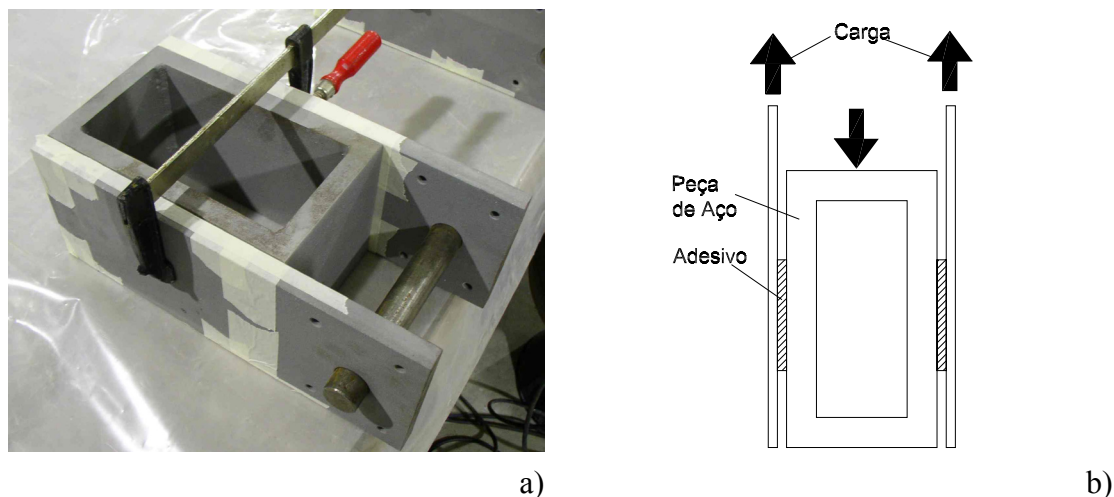


Figura 2.23 – Ensaio para determinação da tensão de corte na colagem (f_{as}):
a) provete; b) esquema de ensaio.

Realizaram-se ensaios a diferentes níveis de temperatura (20°C, 60°C e 90°C), de modo a avaliar a variação deste parâmetro com o aquecimento. Nestes ensaios, o provete foi introduzido no interior de um forno acoplado à máquina de ensaio.

Os provetes colados foram ensaiados na máquina de ensaios universal Servosis, modelo MUF-404/100. As chapas foram sujeitas a um esforço de tracção, aplicado sob a forma de um incremento de deslocamento de 0.2mm.s⁻¹. O bloco de aço foi mantido imóvel através de uma peça que o abraçava, encontrando-se sujeito a um esforço de compressão. A transferência de carga entre o bloco e as chapas era feita através da colagem. As amarras da máquina encontravam-se rotuladas, de modo a reduzir a presença de momentos flectores parasitas, e assim garantir que a zona de ensaio se encontrasse sujeita essencialmente a esforços de corte.

b.3) Resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc}).

O terceiro conjunto de ensaios tinha por objectivo quantificar a resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc}). Esta grandeza foi determinada através de um ensaio de tracção, realizado sobre uma junta colada aço-aço circular, com 90mm de diâmetro, conforme esquema apresentado na Figura 2.24. As superfícies circulares

foram sujeitas a tratamento com jacto de areia antes de efectuada a colagem. A máquina e velocidade de ensaio utilizadas foram as mesmas do conjunto de ensaios anterior.

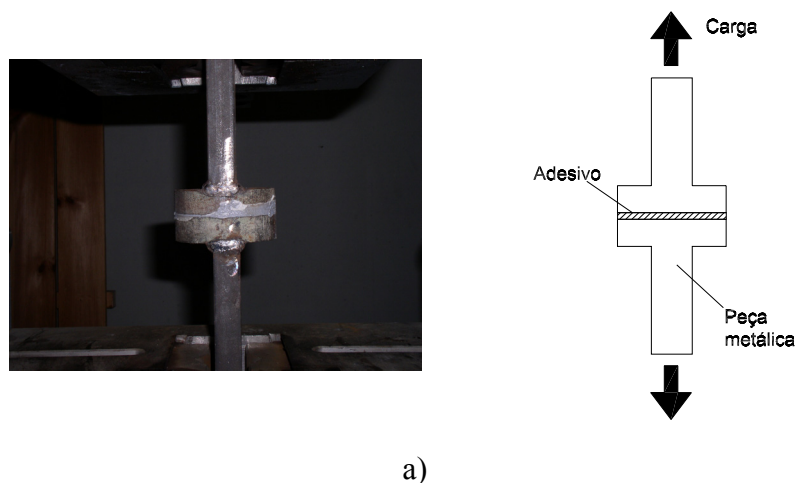


Figura 2.24 – Ensaio para determinação da tensão de tracção em junta colada: a) provete; b) esquema de ensaio.

b.4) Resultados dos ensaios de caracterização – Sikadur® 30

A Tabela 2.7 resume os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do adesivo Sikadur® 30.

Tabela 2.7 – Característica mecânicas do adesivo Sikadur® 30.

Propriedades	Corte (MPa)			Propriedades	Tracção (MPa)		
	20°C	60°C	90°C		20°C	60°C	90°C
f_{as} (MPa)	9.9	9.1	2.2	f_{atc} (Mpa)	15.6	14.0	3.1
Δf_{as} (MPa)	1.54	1.75	1.30	Δf_{atc} (MPa)	1.87	1.32	1.45

Os resultados confirmam que, entre 30°C e os 60°C, o adesivo exhibe uma pequena diminuição na resistência relativamente a ambos os esforços. A quebra acentua-se acima dos 60°C, verificando-se que, aos 90°C, o adesivo mantém apenas cerca de 20% da sua resistência a frio.

2.3.4.3. Aço

As propriedades do aço foram avaliadas através da realização de ensaios em tracção pura [46]. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 2.8, onde E_s representa o módulo de elasticidade à tracção, f_s corresponde à tensão de rotura, ΔE_s e Δf_s são os respectivos desvios-padrão.

Tabela 2.8 – Características mecânicas do aço.

Propriedades	Aço St-37
E_s (GPa)	199
ΔE_s (Gpa)	1.04
f_s (MPa)	359
Δf_s (MPa)	5.12

2.3.5. Definição das zonas de colagem

A escolha das dimensões dos provetes e áreas de colagem a utilizar na campanha laboratorial foi realizada a partir de ensaios preliminares, apoiados no desenvolvimento de modelos numéricos.

Durante a primeira fase da campanha, o equipamento disponível era limitado, quer em termos de força de ensaio disponível, quer em termos de dimensões do forno para a realização de ensaios a quente. A definição dos provetes de ensaio para esta fase exigiu a realização de uma significativa quantidade de trabalho preliminar, até à escolha das zonas de colagem finais. As limitações detectadas determinaram que, nesta primeira fase, a variação das dimensões da colagem não fosse tomada como variável, tendo sido eleita apenas uma configuração de colagem.

A experiência adquirida durante esta primeira fase permitiu planear a segunda fase de uma forma mais eficiente. A aquisição de novo equipamento e o redimensionamento do equipamento existente, bem como a elaboração de modelos numéricos mais desenvolvidos, possibilitou a adopção das dimensões da colagem como variável.

Nos pontos seguintes, descreve-se o trabalho desenvolvido no decurso da investigação, para a definição das dimensões e características dos provetes de ensaio.

2.3.5.1. Definição das dimensões dos provetes usados na primeira fase

No início da primeira fase da investigação, testaram-se provetes possuindo diferentes dimensões e áreas de colagem, com o objectivo de escolher uma configuração de colagem compatível com a capacidade do equipamento disponível.

Numa primeira etapa, foram realizados ensaios preliminares sobre provetes com dimensões de 200mm*100mm*100mm, sendo o adesivo aplicado em duas faces,

sobre uma área de 200mm*100mm. Os provetes com esta configuração foram rejeitados por duas razões:

- 1º - A carga necessária à obtenção da rotura do provete era superior à disponível (100kN), não tendo sido possível obter o valor de rotura. Deste modo, verificou-se a necessidade de reduzir a área colada.
- 2º - A dimensão dos provetes não permitia o seu ensaio a quente, visto que o forno disponível não comportava os provetes no seu interior. O comprimento dos blocos de betão foi reduzido de modo a possibilitar a realização desses ensaios.

Deste modo, fixaram-se as dimensões do bloco de betão em 150mm*100mm*100mm, tendo sido realizada uma nova série de ensaios, com uma área de colagem com as dimensões de 100mm de largura por 80mm de comprimento. Nesta série, a colagem foi realizada a partir do topo do provete mais distante do ponto de aplicação da carga.

Os resultados obtidos nesta segunda etapa encontram-se na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Resultados dos ensaios de corte a frio realizados na 2ª etapa da 1ª fase.

Provete	Força de Rotura (kN)	Tensão de Corte Média (MPa)
A1	54.6	3.41
A2	55.9	3.49
A3	47.2	2.95
B1	60.2	3.76
B2	64.8	4.05
C1	Rotura acima de 100 kN	-----
C2	Rotura acima de 100 kN	-----

Nestes ensaios, todos os blocos de betão A e B fissuraram ao meio, no sentido longitudinal. A modelação destes ensaios através de elementos finitos, efectuada paralelamente, revelou a presença de tensões de tracção no topo do provete mais afastado do ponto de aplicação da carga. Estas tensões, para as cargas de rotura obtidas, justificavam o aparecimento de uma fissura, a qual se propagava a todo o bloco. Assim, o resultado obtido nestes provetes não representava o esforço necessário para provocar a rotura por corte na colagem, mas sim a ocorrência de rotura devido a esforços de arrancamento.

Foi necessário redefinir mais uma vez a zona de colagem, para que os provetes entrassem em rotura devido ao esforço de corte.

Através do modelo de elementos finitos, verificou-se que, iniciando a colagem a 20mm do topo do provete, em vez de o fazer directamente a partir do topo, o estado de tensão se aproximaria mais de uma situação de corte puro.

Foram construídos e ensaiados provetes com esta nova configuração. Devido ao alto valor de resistência obtido nos provetes de betão tipo C nos ensaios da segunda etapa, a área de colagem nos provetes deste tipo foi reduzida para 100mm*55mm.

Os resultados obtidos nesta série de ensaios apresentam-se na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Resultados dos ensaios de corte a frio realizados na 3ª etapa da 1ª fase.

Provete	Força de Rotura (N)	Tensão Média (MPa)
A4	76.8	4.80
B3	Rotura acima de 100 kN	-----
C3	74.9	6.81
C4	86.1	7.82

Tal como previsto, nenhum dos provetes ensaiados fissurou longitudinalmente. Verificou-se, no entanto, um aumento generalizado de resistência em relação à situação anterior, em todos os provetes. Os provetes do tipo B apresentaram uma resistência superior à capacidade do equipamento de ensaio disponível. O provete de betão tipo A registou um aumento de resistência de cerca de 40%. Os resultados para os provetes do tipo C revelam que a nova área colada é compatível com o equipamento disponível.

Na série de ensaios final, foi necessário proceder a alterações na geometria da zona colada, de modo a obter em todos os ensaios valores de resistência compatíveis com a máquina de ensaio utilizada. Os modelos numéricos desenvolvidos revelaram que as tensões se concentram nos extremos da colagem e possuíam uma distribuição aproximadamente constante ao longo da largura desta. Desta forma constatava-se que a largura da colagem exerce influência na resistência total da junta colada. A redução de resistência necessária foi, deste modo, obtida através de uma redução da largura da zona de ensaio.

Na configuração final, utilizada posteriormente nos ensaios feitos a quente, mantiveram-se as áreas totais de colagem dos ensaios realizados com betão A e B. No entanto, as dimensões sofreram alguma alteração. Nesta última configuração da colagem, a zona colada passou a ter um comprimento de 100mm e uma largura de

80mm. Para os provetes de betão tipo C, a série final de ensaios realizou-se sobre provetes cuja colagem tinha 90mm de comprimento e 60mm de largura.

2.3.5.2. Definição das zonas de colagem utilizadas na segunda fase (modelos numéricos).

Na segunda fase da investigação, utilizaram-se blocos com dimensões de 250mm*150mm*150mm.

Os provetes eram produzidos através da colagem de duas das faces laterais (250mm*150mm) do bloco a duas chapas de aço, colocadas em lados opostos do bloco. Deste modo, a área de colagem máxima possível seria de 75000mm² (2x250mm*150mm). No entanto, as amarras disponíveis encontravam-se dimensionadas para resistirem a um esforço máximo de 200kN, pelo que os valores a utilizar nos ensaios foram necessariamente inferiores.

A campanha experimental pretendia avaliar a variação na resistência garantida por colagens com diferentes configurações. A experiência adquirida anteriormente [1, 2] indicava que a posição da colagem em relação aos extremos exercia influência sobre a força e modo de rotura dos provetes.

Deste modo, a definição das zonas de colagem a testar foi executada atendendo a dois objectivos: escolher dimensões que conduzissem a resistências compatíveis com o equipamento disponível e determinar a zona de implantação da colagem por forma a minimizar o efeito da proximidade aos bordos do bloco.

Para este efeito, foram produzidos modelos numéricos, os quais permitiram estimar a distribuição de tensões no interior do provete para diferentes condições de ensaio. Simulações executadas sobre estes modelos ilustraram a distribuição de tensões ao longo da zona colada, para as diversas localizações da colagem.

Nos provetes a ensaiar em laboratório, a implantação da zona de colagem foi realizada de acordo com as condições que, nos modelos numéricos, conduziram a uma distribuição de tensões mais próxima do corte puro.

a) Modelos numéricos

O modelo numérico foi desenvolvido utilizando o Método dos Elementos Finitos. Este método consiste na discretização de um corpo físico, no presente caso o provete de ensaio, por uma malha constituída por pequenos elementos numéricos (os

elementos finitos). Os elementos que integram a malha foram escolhidos por forma a que o comportamento do modelo numérico se aproximasse o mais possível do modelo real.

A construção do modelo foi efectuada com o auxílio de um programa comercial (LUSAS). Este programa permite a construção de modelos bi- e tri-dimensionais e a execução de análise lineares, não lineares, estáticas e dinâmicas. Possui uma biblioteca de elementos finitos contendo diversos tipos de elementos. Em termos de carregamentos, permite a utilização de diversos tipos de carga, incluindo variações de temperatura e tensões residuais.

A criação do modelo é facilitada pela existência de um interface gráfico, que presta um valioso auxílio na introdução dos dados. Na fase de pós-processamento, é possível a visualização gráfica dos resultados obtidos na análise.

O programa utilizado faz a resolução das equações de equilíbrio do Método dos Elementos Finitos seguindo um processo denominado por “Técnica Frontal”, baseada no método de substituição de Gauss.

Utilizando o LUSAS, foram desenvolvidos modelos numéricos tri-dimensionais, assumindo comportamento linear dos materiais. A simetria dos provetes de ensaio permitiu realizar a análise através da modelação de apenas um quarto do provete de ensaio, conforme se pode observar na Figura 2.25.

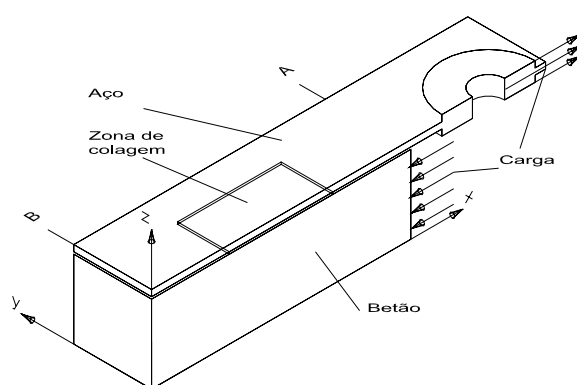


Figura 2.25 – Geometria do modelo numérico.

O provete foi modelado utilizando uma malha regular, de elementos paralelepípedicos. O elemento utilizado (Figura 2.26) é identificado na biblioteca de elementos do LUSAS com a referência HX8 [47], possuindo oito nós e três graus de liberdade em cada nó.

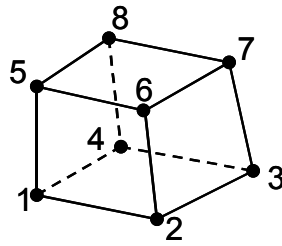


Figura 2.26 – Elemento finito utilizado (HX8).

Tendo em conta as considerações de simetria, o bloco de betão foi modelado com as dimensões de 250mm*75mm*75mm e a chapa de aço com 380mm*75mm*20mm.

Os elementos possuíam arestas com comprimento de aproximadamente 10mm, excepto aqueles que modelavam o adesivo. Visto que a camada de adesivo era modelada com uma espessura de 2mm, a distância entre nós na direcção perpendicular ao plano da colagem (direcção z) era também de 2mm. Nestas condições, a relação máxima entre duas arestas de um elemento era de 5, o que garantia a ausência de elementos desproporcionados, que poderiam conduzir a uma perda de rigor nos resultados numéricos.

Colocaram-se apoios simples, localizados no topo do bloco de betão do lado da aplicação da carga, que simulavam o efeito da abraçadeira metálica utilizada nos ensaios laboratoriais. Foram ainda considerados apoios suplementares, colocados ao longo dos planos de simetria ($y=0\text{mm}$ e $z=0\text{mm}$), que garantiam a validade das condições de simetria assumidas.

A Figura 2.27 ilustra a face do bloco de betão em contacto com o adesivo. A sombreado, assinala-se a zona modelada.

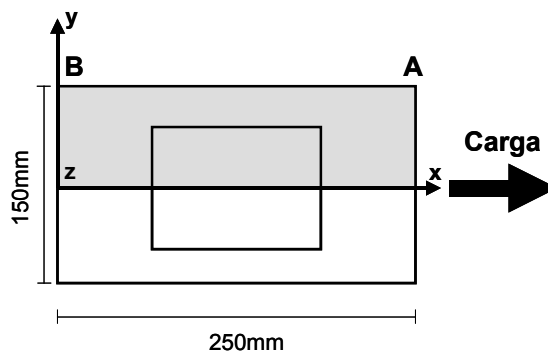


Figura 2.27 – Localização da zona de colagem.

Numa primeira fase, procurou avaliar-se a variação das tensões para diferentes posições desta colagem em relação aos extremos A e B do provete. Para esse efeito, tomou-se uma área de colagem com dimensões 100mm*100mm, que foi colocada a igual distância de ambas as faces laterais do provete, tomando-se como variável a distância ao extremo B. Foram modeladas diferentes posições para a colagem, em que a distância ao extremo B foi aumentando desde 0mm a 150mm, com incrementos de 10mm. Os modelos criados nesta fase consideraram as propriedades mecânicas do Betão E (ver Tabela 2.5), do adesivo e do aço.

Numa segunda fase, construíram-se modelos nos quais se manteve o comprimento da colagem constante e igual a 100mm, iniciando-se a 75mm dos topos do bloco de betão, tendo-se variado a largura de colagem. Estes modelos pretendiam verificar a alteração da distribuição de tensões na zona colada com a variação de largura desta.

A carga aplicada ao modelo consistia numa força de 50kN (correspondente a um total de 200kN para a totalidade do provete), aplicada no orifício da chapa de aço, com direcção x .

b) Distância da colagem aos extremos do bloco

A Figura 2.28 ilustra a distribuição de tensões normais na direcção z (σ_z), na vizinhança da interface cola-betão, para diferentes distâncias da colagem ao extremo B do bloco de betão (d_B).

Nesta figura, pode observar-se o aparecimento de duas concentrações de tensões, localizadas nos extremos da colagem.

No extremo mais próximo do ponto de aplicação da carga, a tensão existente é de compressão, enquanto que no extremo oposto a tensão é de sinal contrário. As tensões não apresentam variação apreciável ao longo da largura da colagem.

O diagrama de tensões apresenta a mesma configuração para todas as posições da colagem, excepto para a situação apresentada na Figura 2.28e. Nesta última situação, a colagem inicia-se a uma distância de 150mm do extremo B, logo o extremo da

colagem mais próximo da carga encontra-se coincidente com o extremo A do provete. Para esta localização da colagem, verifica-se que a concentração de tensões de compressão junto ao extremo da colagem é muito superior aos casos anteriores.

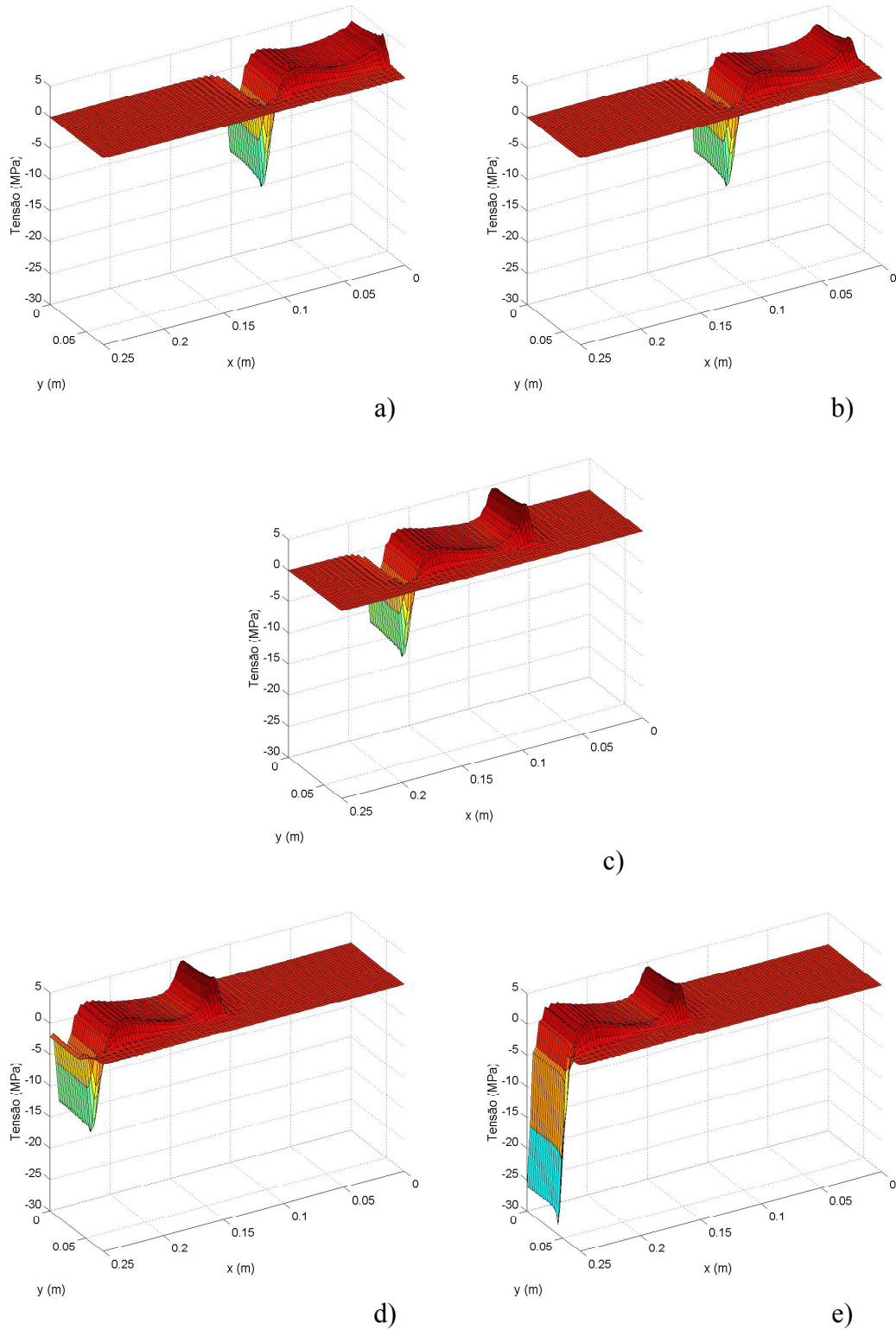


Figura 2.28 – Distribuição de tensões σ_x na proximidade da interface cola-betão: a) $d_B=0\text{mm}$; b) $d_B=10\text{mm}$; c) $d_B=80\text{mm}$; d) $d_B=140\text{mm}$; e) $d_B=150\text{mm}$.

A Figura 2.29 e a Figura 2.30 apresentam as distribuições de tensões tangenciais, nos planos $z-x$ e $z-y$, respectivamente.

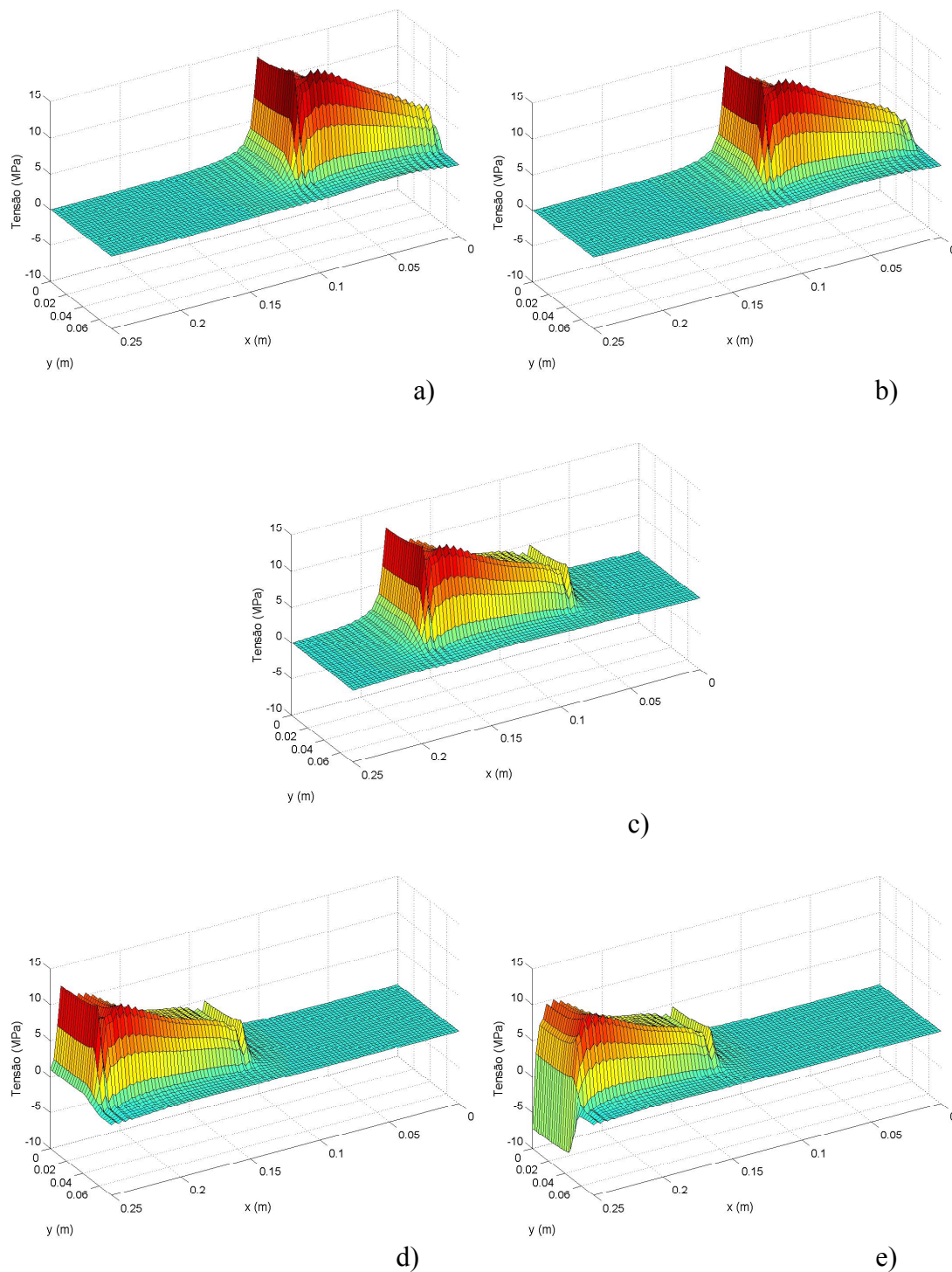


Figura 2.29 – Distribuição de tensões τ_{zx} na proximidade da interface cola-betão: a) $d_B=0\text{mm}$; b) $d_B=10\text{mm}$; c) $d_B=80\text{mm}$; d) $d_B=140\text{mm}$; e) $d_B=150\text{mm}$.

A Figura 2.29 revela que a distribuição de tensões τ_{zx} ao longo da colagem se manteve igual para todas as posições analisadas. Mais uma vez se verifica uma exceção na situação em que a colagem se efectuou a partir do extremo A.

O valor das tensões τ_{zx} é máximo junto ao extremo da colagem mais próximo da aplicação da carga, decrescendo até ao extremo oposto. A variação de tensão ao longo da largura da colagem não é significativa.

As tensões τ_{zy} (Figura 2.30) são aproximadamente nulas para todas as situações analisadas.

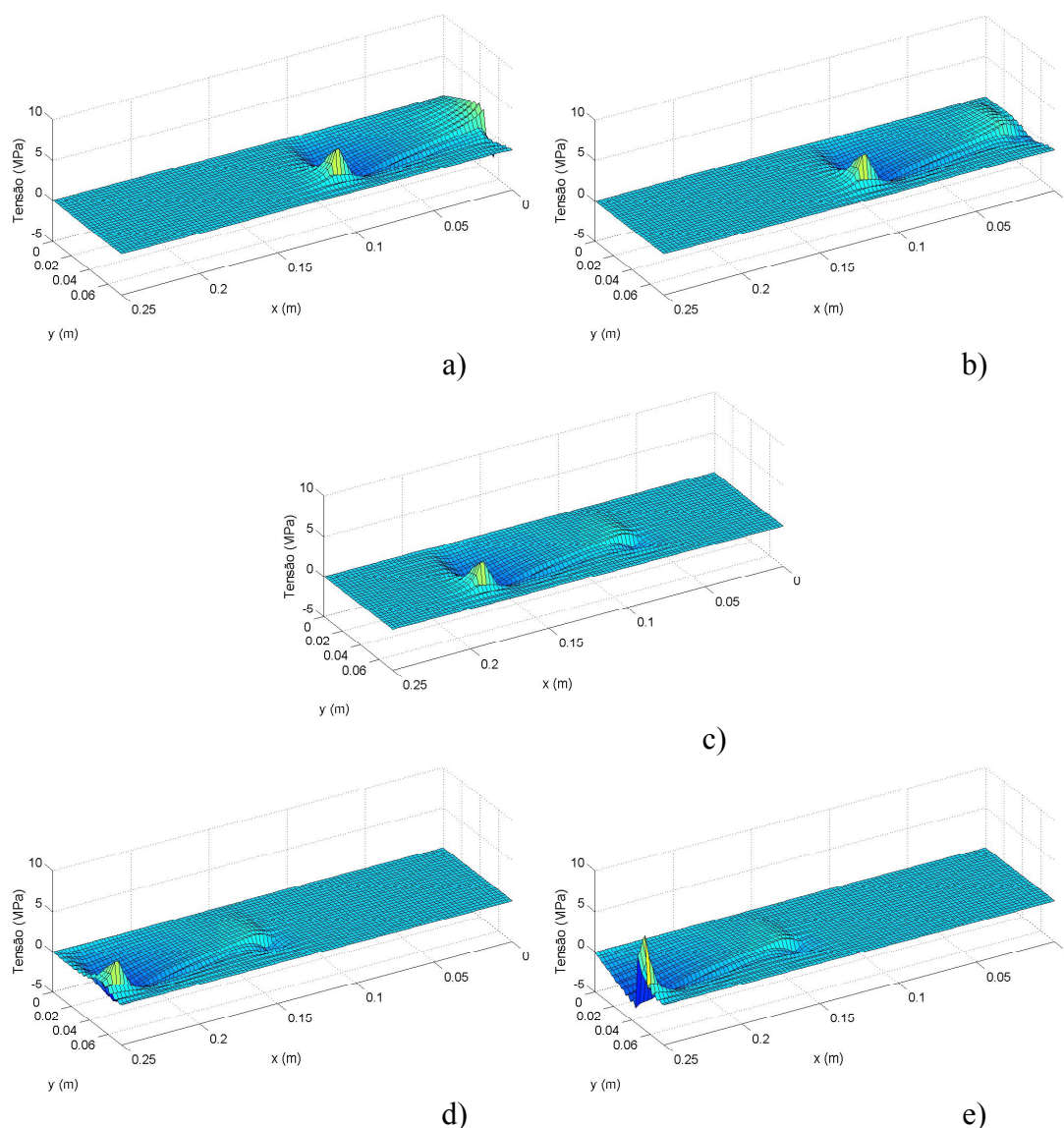


Figura 2.30 – Distribuição de tensões τ_{zy} na proximidade da interface cola-betão: a) $d_B=0\text{mm}$; b) $d_B=10\text{mm}$; c) $d_B=80\text{mm}$; d) $d_B=140\text{mm}$; e) $d_B=150\text{mm}$.

Os resultados obtidos permitiram verificar a existência de uma concentração de tensões σ_z , no extremo da colagem mais afastado do ponto de aplicação da carga. Esta concentração de tensões, que fora já observada em trabalho do autor referido anteriormente [1], tende a originar tensões de arrancamento no local, que poderão conduzir à falha prematura da colagem devido à rotura do bloco de betão.

Para evitar este fenómeno, as colagens devem ser iniciadas o mais longe possível do extremo do bloco. Deste modo, nos provetes ensaiados em laboratório, procurou-se que o centro geométrico da colagem coincidissem com o centro geométrico da face colada do bloco de betão.

c) Variação da largura de colagem

Este segundo conjunto de modelos numéricos pretendia verificar as alterações introduzidas nas distribuições de tensões na zona colada quando se varia a largura desta. Com este objectivo, criaram-se modelos contendo colagens com 100mm de comprimento e larguras entre 40mm e 150mm. A Figura 2.31 ilustra as distribuições

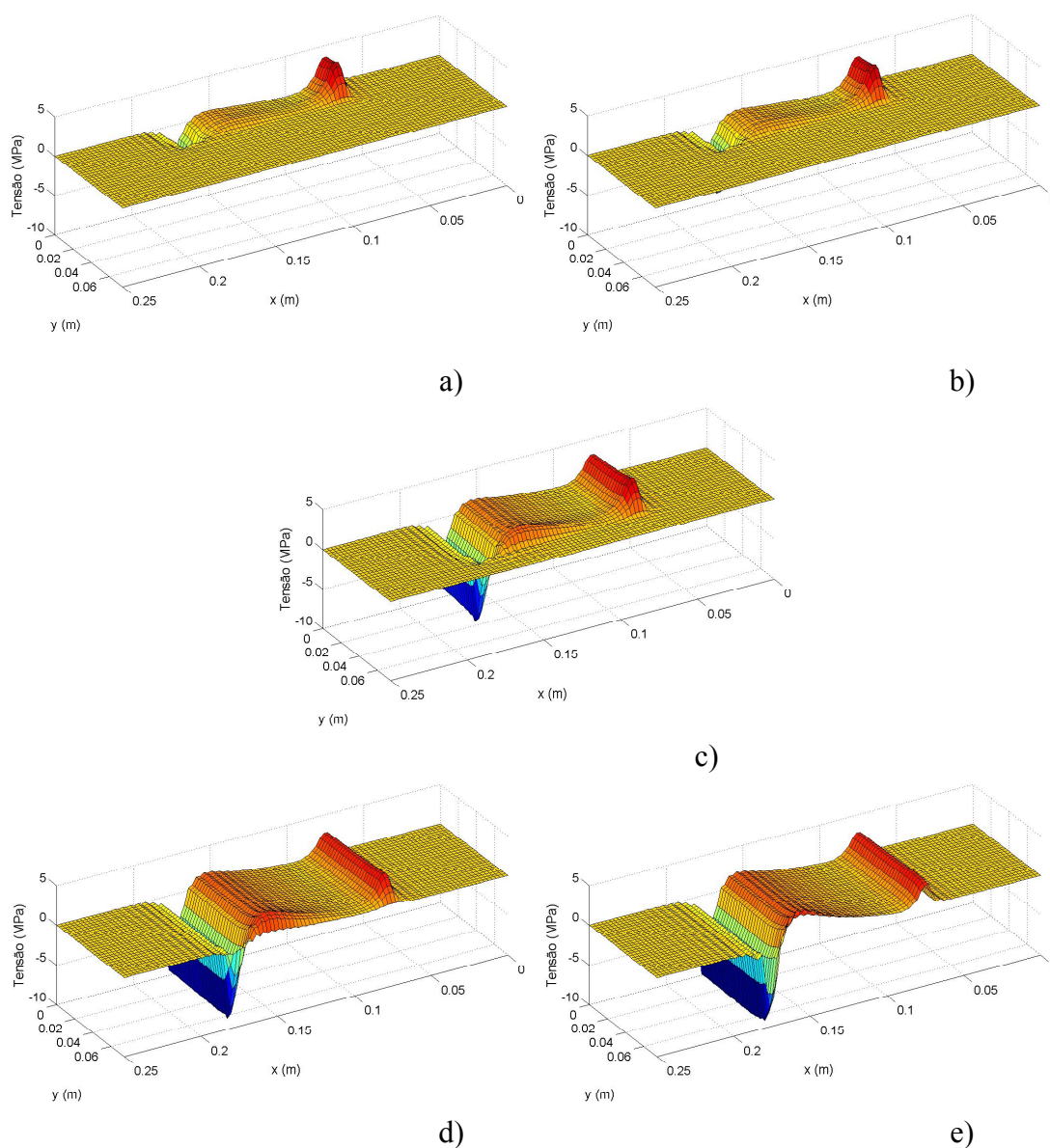


Figura 2.31 – Distribuição de tensões σ_z na proximidade da interface cola-betão para diferentes larguras de colagem: a) 40mm; b) 50mm; c) 100mm; d) 140mm; e) 150mm.

de tensões σ_z , obtidas para os diferentes modelos. Os diagramas representam as distribuições de tensões obtidas no bloco de betão, em planos paralelos ao plano de colagem e localizados na vizinhança desta, para as diferentes larguras de colagem.

As figuras seguintes mostram as distribuições de tensões τ_{zx} e τ_{zy} , obtidas nos mesmos modelos.

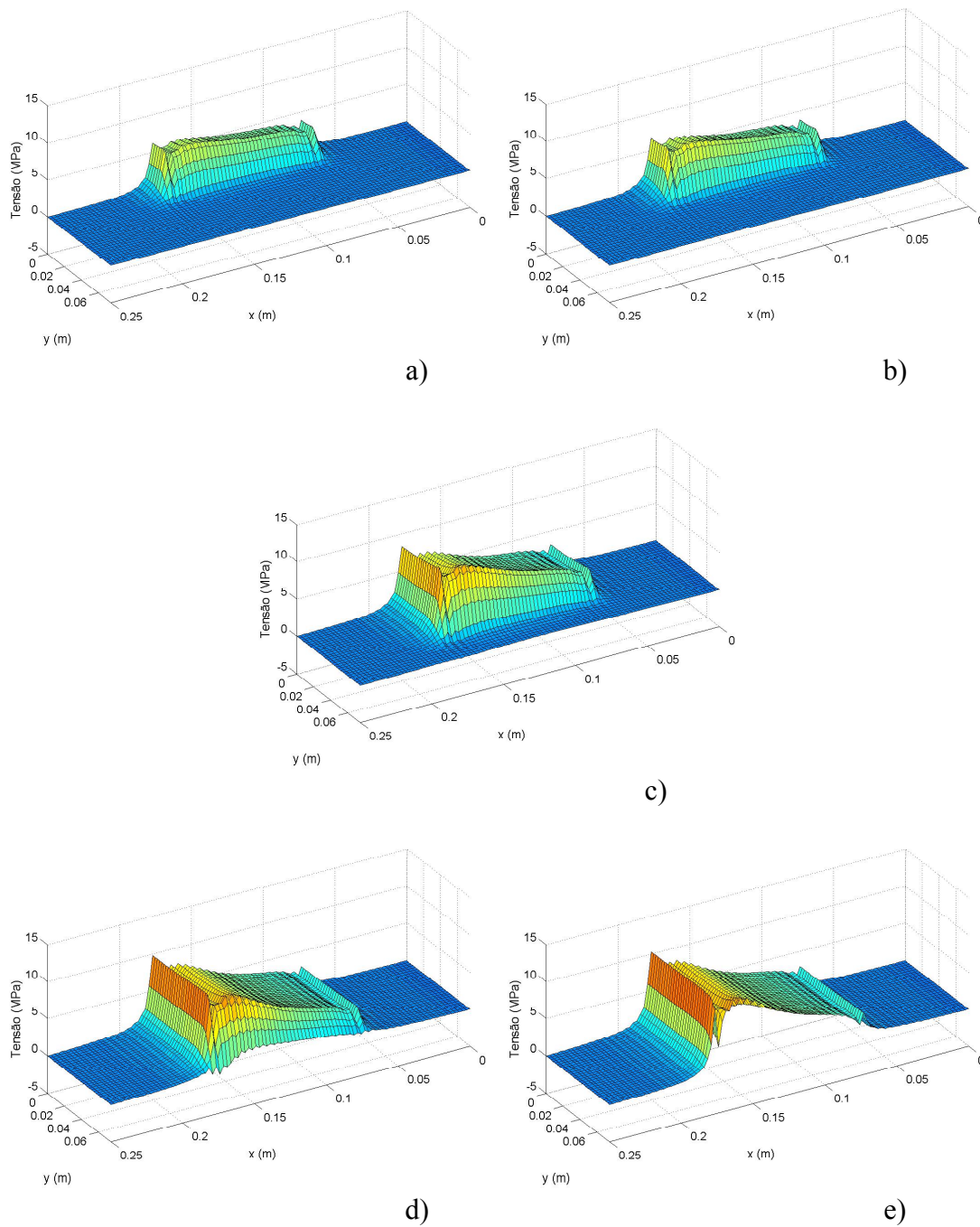


Figura 2.32 – Distribuição de tensões τ_{zx} na proximidade da interface cola-betão para diferentes larguras de colagem: a) 40mm; b) 50mm; c) 100mm; d) 140mm; e) 150mm.

A análise dos diagramas permitiu verificar que as tensões se distribuem de forma semelhante para as diferentes larguras de colagem. Na direcção y (direcção da largura da colagem), a variação de tensões não é muito significativa. Este fenómeno é confirmado pelos valores aproximadamente nulos observáveis na Figura 2.33.

Atendendo a que os modelos foram construídos assumindo um comportamento elástico linear dos materiais, estes resultados indicam que, para um mesmo comprimento colado, uma duplicação da largura permitiria obter uma duplicação da resistência da colagem.

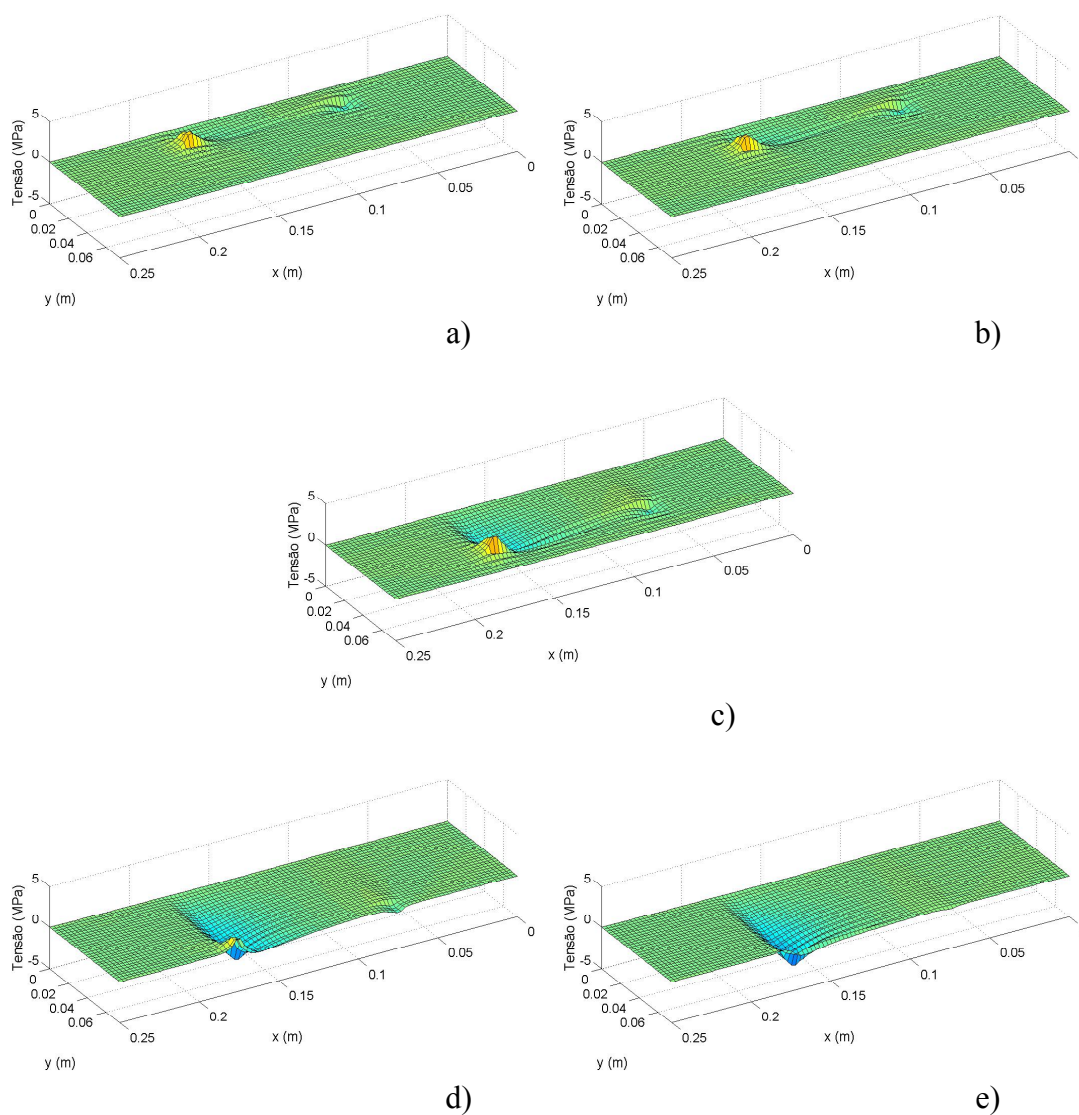


Figura 2.33 – Distribuição de tensões τ_{zy} na proximidade da interface cola-betão para diferentes larguras de colagem: a) 40mm; b) 50mm; c) 100mm; d) 140mm; e) 150mm.

d) Aproximação de uma situação de corte puro

Os resultados obtidos através dos modelos anteriores indicaram o aparecimento de tensões de arrancamento, junto ao extremo da colagem mais afastado da carga. Por outro lado, o campo de tensões tangenciais com a direcção da aplicação da força (τ_{zx}), não é constante ao longo de toda a zona colada. O valor das tensões de arrancamento no extremo da chapa poderá estar relacionado com a rigidez da chapa de aço (20mm).

Tendo em conta os resultados obtidos anteriormente, criaram-se novos modelos numéricos, que pretendiam analisar as condições em que a distribuição de tensões na colagem mais se aproximaria de uma situação de corte puro. Para esse efeito, considerou-se como modelo uma zona colada de dimensões 40mm*100mm.

Um dos modelos simulava a situação de um provete ensaiado em laboratório. Tentou limitar-se a ocorrência de picos através de um dispositivo que impedisse o movimento da chapa na direcção perpendicular ao plano da colagem (z). Esta condição foi garantida, no modelo, através de um conjunto de apoios simples, conforme indicado na Figura 2.34a. Nos provetes ensaiados em laboratório, esta restrição foi materializada através da aplicação de cintagem, com o auxílio dum conjunto de varões roscados, segundo o esquema apresentado na Figura 2.34b.

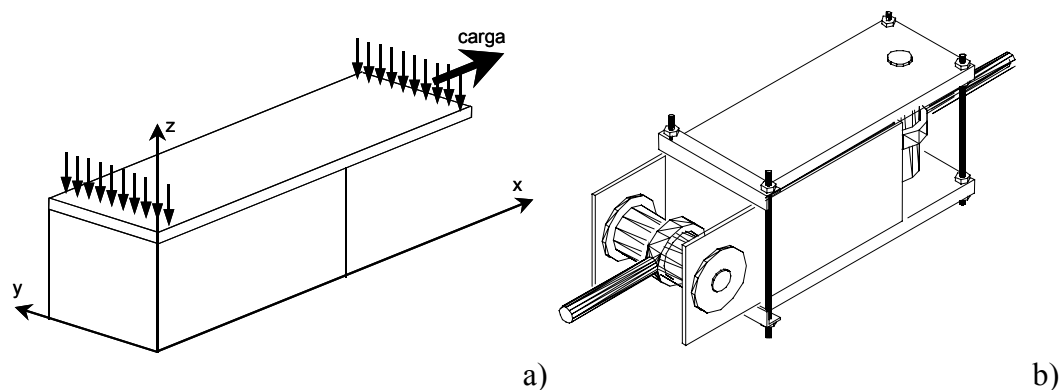
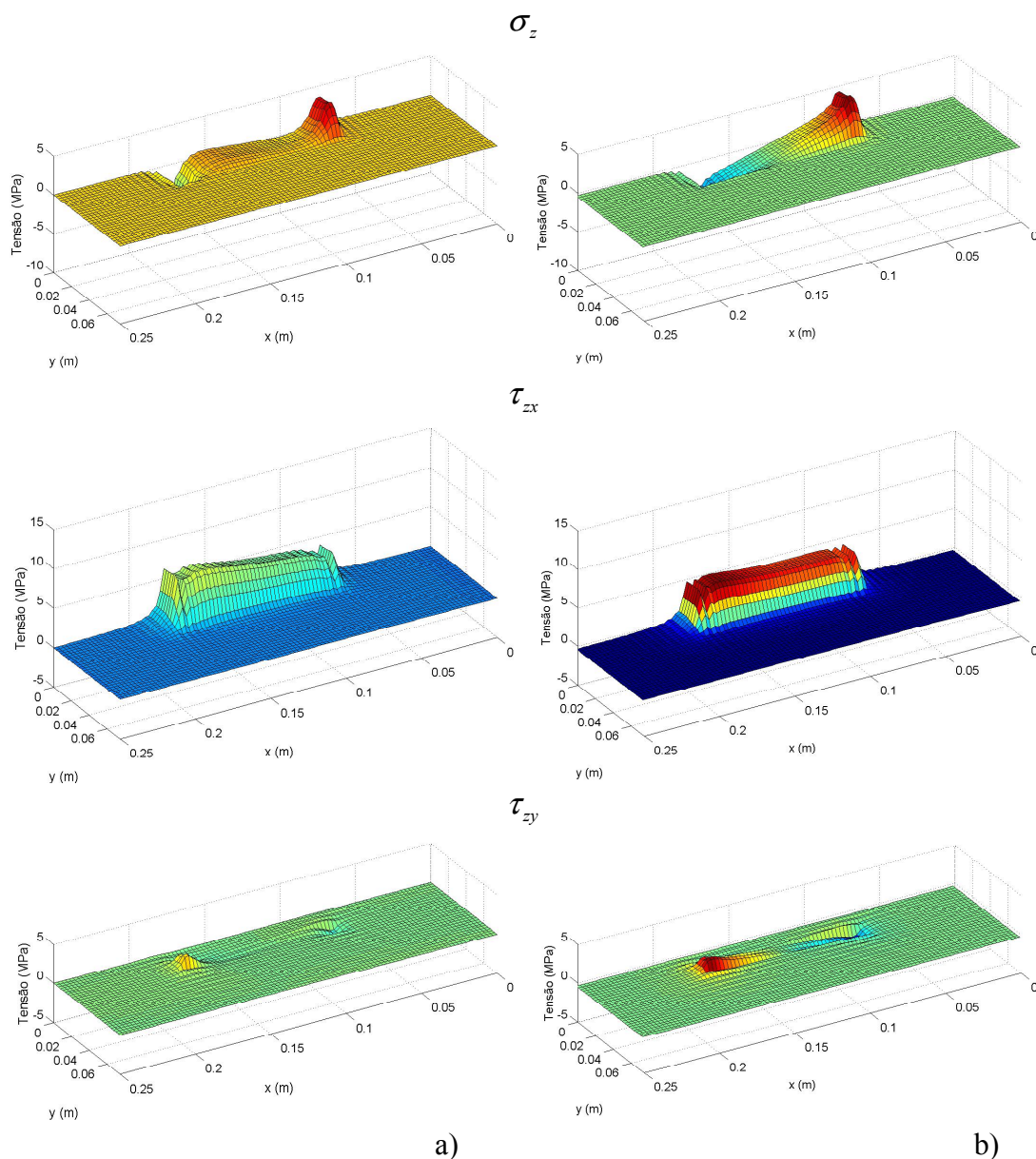


Figura 2.34 – Condições de aproximação do modelo a uma situação de corte puro:
a) análise numérica; b) análise laboratorial.

Os resultados obtidos para este modelo foram comparados com a situação hipotética de uma chapa com rigidez muito elevada, obtida pela criação de um modelo em que se modelou a chapa com um módulo de elasticidade 1000 vezes superior ao real. Considerou-se ainda um terceiro modelo, em que foi modelada uma situação de corte puro: retirou-se a chapa de aço do modelo, tendo a carga sido aplicada directamente na superfície da camada de cola. Neste modelo, a carga foi aplicada na

direcção x , tendo sido considerada uniformemente distribuída ao longo de toda a superfície colada.

A Figura 2.35 compara os resultados obtidos entre o modelo que simula as condições de laboratório e o realizado com uma chapa de rigidez elevada. Verifica-se que, quando a chapa é mais rígida, a distribuição de tensões σ_z ao longo do comprimento da zona colada tem uma variação aproximadamente linear, ocorrendo



**Figura 2.35 – Distribuição de tensões na proximidade da interface cola-betão:
a) modelo laboratorial; b) modelo com chapa de rigidez elevada.**

compressão na zona da colagem mais próxima do ponto de aplicação da carga, e tracção no extremo oposto. No modelo laboratorial correspondente, o valor de tensões σ_z ao longo da colagem mantém-se aproximadamente constante, à excepção da zona

dos extremos, onde ocorrem os picos atrás referidos. O valor da tensão nestes picos aumentou com o incremento de rigidez da chapa. Os diagramas de tensões τ_{zx} mostram que, à medida cresce que a rigidez da chapa, a distribuição de tensões na zona colada tende a tornar-se mais uniforme. No modelo em que a chapa é mais rígida, continua a verificar-se que o valor das tensões τ_{zy} se mantém desprezável.

A Figura 2.36 compara os resultados obtidos no modelo laboratorial com os resultados provenientes do modelo em que a carga foi aplicada directamente sobre a face superior da cola.

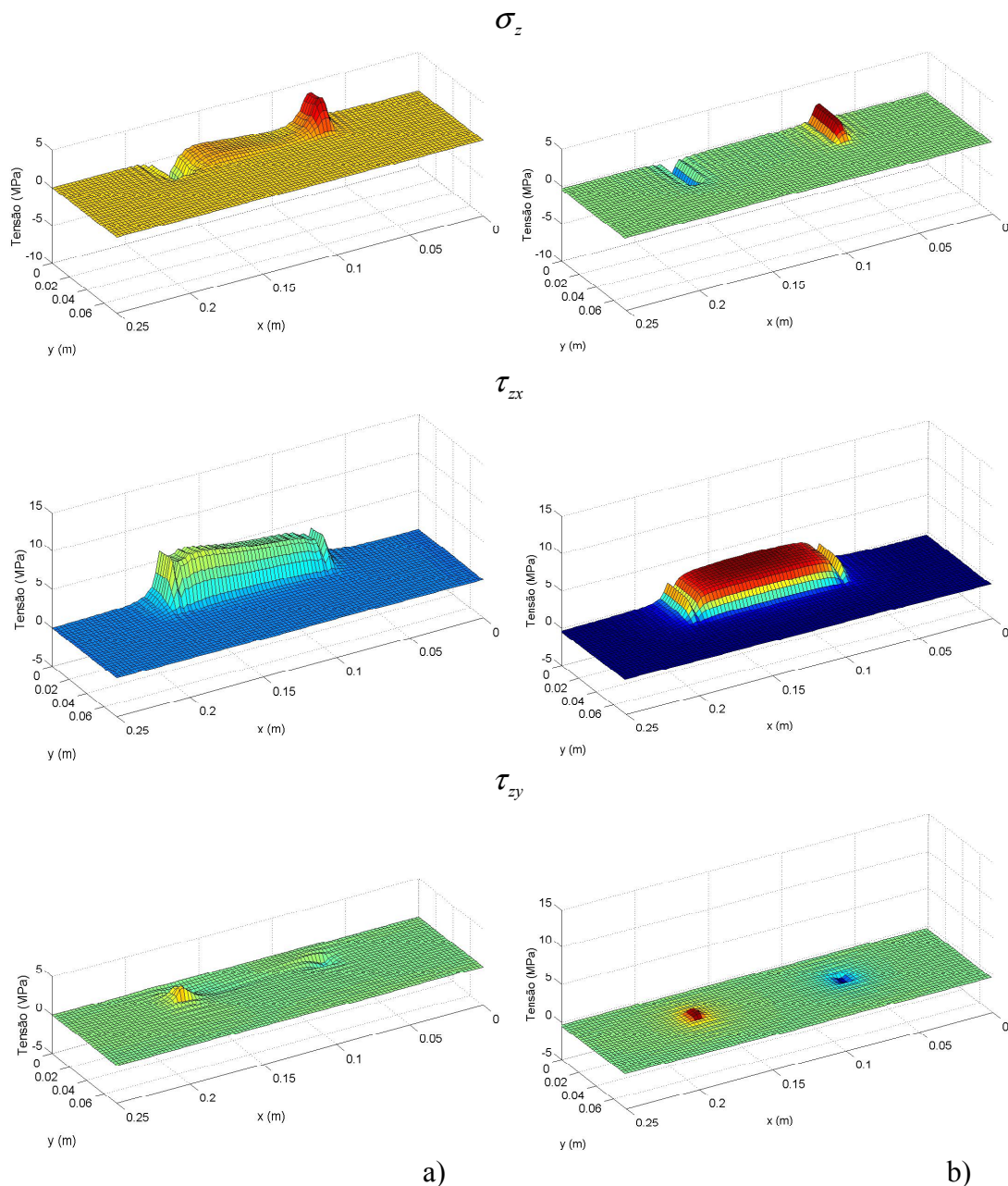


Figura 2.36 – Distribuição de tensões na proximidade da interface cola-betão: a) modelo laboratorial; b) modelo com carga aplicada directamente na colagem.

Neste último modelo, verifica-se que, à exceção dos picos ocorridos nas extremidades, não há desenvolvimento de tensões σ_z ao longo da zona colada. O valor de pico da tensão σ_z é inferior ao verificado no modelo laboratorial. A distribuição de tensões τ_{zx} apresenta-se aproximadamente uniforme na zona colada. Os valores de tensão τ_{zy} , em ambos os modelos, são próximos de zero ao longo de toda a face de colagem.

2.3.5.3. Configurações adoptadas da zona de colagem (2ª fase)

Na sequência da análise numérica, foram adoptadas nos ensaios laboratoriais as sete configurações de colagem apresentadas na Figura 2.37. Em todos os provetes, o centro geométrico da colagem coincidia com o centro geométrico da face colada do bloco de betão.

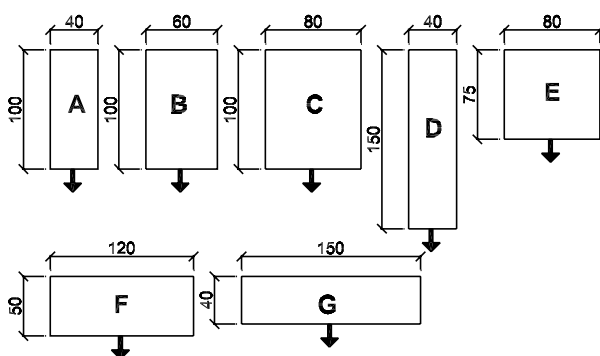


Figura 2.37 – Configurações de colagem adoptadas nos ensaios (dimensões em mm).

As configurações A, B e C apresentam o mesmo comprimento, possuindo larguras com diferenças de 20mm. As configurações B, D, E, F e G têm em comum a mesma área colada ($2 \times 8000 \text{mm}^2$), apresentando diferentes relações comprimento/largura. As configurações A e D possuem larguras idênticas, diferindo o comprimento da configuração A para a D em 50%.

2.3.6. Preparação dos provetes de ensaio

Durante a construção dos provetes de ensaio foram tomados alguns cuidados especiais para garantir uma boa adesão entre os componentes a colar. Antes da colagem, as superfícies a colar foram sujeitas a um tratamento específico.

2.3.6.1. Betão

O betão necessário à construção dos blocos foi produzido em laboratório. A quantidade de cimento, agregados e fumo de sílica a utilizar em cada amassadura foi verificada por meio de pesagem. As quantidades de água e superplastificante foram determinadas por medição de volume.

A mistura de componentes foi feita com o auxílio de uma betoneira eléctrica de eixo vertical. Em cada amassadura foram produzidos oito provetes com dimensões 250mm*150mm*150mm, tendo ainda sido retirados quatro cubos de 150mm de aresta para controlo de qualidade.

Os provetes e os cubos foram curados em câmara húmida, com temperatura (20°C) e humidade (95%) controladas durante 28 dias.

Dois dias antes da colagem, os provetes foram retirados da câmara, tendo sido efectuada a preparação das superfícies a colar. Esta preparação foi realizada por intermédio de uma limpeza com jacto de areia sob pressão. A operação tinha por objectivo retirar a camada superficial do provete de betão, de modo a aumentar a rugosidade da superfície e consequentemente a aderência. Consistiu na lavagem dos provetes com um jacto, constituído por uma mistura de água e areia sob pressão, que arrancou a camada superficial de betão.

A areia seleccionada possuía uma granulometria fina, tendo sido utilizada apenas a fracção passada no peneiro nº16 da série ASTM (abertura de malha 1.19mm). O provete manteve-se sob acção do jacto até ao aparecimento das primeiras partículas de agregados. Pretendeu-se com este processo retirar a camada superficial do provete de betão, por forma a aumentar a rugosidade da superfície e consequentemente a aderência. A Figura 2.38 apresenta o aspecto da superfície do betão antes e após a limpeza.

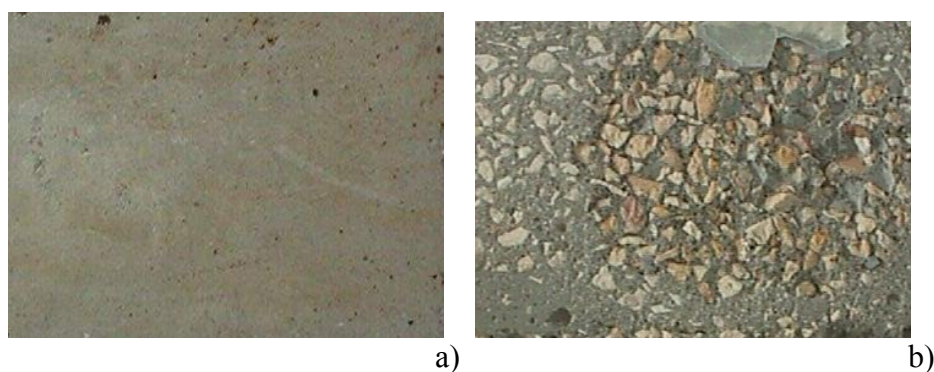


Figura 2.38 – Aspecto das superfícies de colagem: a) superfície não tratada; b) superfície após tratamento com jacto de areia.

Após a limpeza, os provetes foram deixados secar ao ar. A colagem foi efectuada sobre provetes com a superfície seca.

2.3.6.2. Adesivo

O adesivo era constituído por dois componentes. A quantidade a misturar de cada um foi determinada por pesagem. Em seguida, foram misturados em tabuleiro até à obtenção de uma mistura homogénea, de acordo com as instruções do fabricante [45], tendo sido feita a aplicação do adesivo imediatamente após a mistura.

A face do bloco de betão a colar possuía uma área total de 250mm*150mm. No entanto, a colagem não era realizada na totalidade da superfície.

A zona a colar era delimitada, com o auxílio de tiras de fita adesiva, que eram colocadas sobre ambas as superfícies a colar (betão e aço). Este procedimento garantia que a área colada possuísse as dimensões e geometria pretendidas e evitava o alastramento de adesivo.

A cola era distribuída sobre ambas as superfícies a colar com o auxílio de uma espátula. Em seguida, as chapas de aço eram comprimidas contra a superfície do betão, sendo a pressão mantida com o auxílio de grampos metálicos. O excesso de cola, expulso durante o aperto dos grampos, era retirado antes de se iniciar o seu endurecimento.

Na altura da colagem utilizavam-se guias metálicas, que garantiam o paralelismo entre as chapas e o alinhamento entre os orifícios de fixação das amarras. A distância entre o eixo e o topo do bloco de betão era igualmente medida e mantida constante de provete para provete. A cura da colagem decorria durante 7 dias, antes do ensaio dos provetes.

2.3.6.3. Aço

Na superfície das chapas de aço expostas ao ar forma-se uma película resultante da oxidação do aço, que reduz a sua aderência durante o processo de colagem.

A fim de garantir boas condições de aderência por parte das chapas, estas eram sujeitas a um tratamento abrasivo similar ao do betão, designado por grenalhagem. No caso do aço, o tratamento era realizado a seco, com recurso a um jacto de ar comprimido, realizado no interior de uma câmara própria. O ar comprimido

transportava ainda um agente abrasivo, constituído por partículas de material metálico. A colagem das chapas ao bloco de betão era realizada logo após a execução da grenalhagem, antes do ressurgimento da oxidação.

2.3.7. Estudo da evolução de temperaturas no interior do provete

Antes da execução dos ensaios a quente, analisou-se a variação da temperatura no interior do forno e do provete, de modo a estimar o tempo de aquecimento antes da realização do ensaio.

A temperatura no interior do forno aumentava a uma taxa de $5^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$ até ser atingido o valor pretendido para a realização do ensaio. Em seguida, mantinha-se a temperatura do forno constante, sendo monitorizado o aquecimento verificado no interior do provete. Os ensaios eram efectuados quando a temperatura em todos os pontos do provete se encontrava em equilíbrio com a temperatura do forno, isto é, quando o provete apresentava uma temperatura aproximadamente uniforme, com uma tolerância de $\pm 2^{\circ}\text{C}$.

A evolução da temperatura no provete foi estudada experimentalmente, através do aquecimento de provetes instrumentados com sondas de temperatura.

Com o objectivo de conhecer a evolução de temperaturas no interior dos provetes, efectuaram-se ensaios, sobre provetes idênticos aos utilizados nos ensaios de corte, em que apenas era aplicada a variação de temperatura.

Os provetes utilizados para este efeito foram munidos de fios termopares, tendo sido feito o registo das variações de temperatura com o auxílio de um “*datalogger*”, fazendo medições com intervalos de 20s.

2.3.7.1. Variação de temperaturas nos ensaios da 1ª fase

Um dos objectivos da primeira fase da investigação era conhecer o comportamento da colagem a diversas temperaturas. Sendo a resina utilizada na colagem um material orgânico e portanto potencialmente sensível a temperaturas elevadas, previa-se que a gama de temperaturas de serviço se encontraria abaixo dos 100°C .

Foram colocados os termopares ao longo do eixo de simetria do provete, conforme apresentado na Figura 2.39. A Tabela 2.11 lista as posições ocupadas pelas sondas. A evolução da temperatura no forno ao longo do tempo foi determinada a partir das leituras dos termopares 9 e 10, colocados no seu interior.

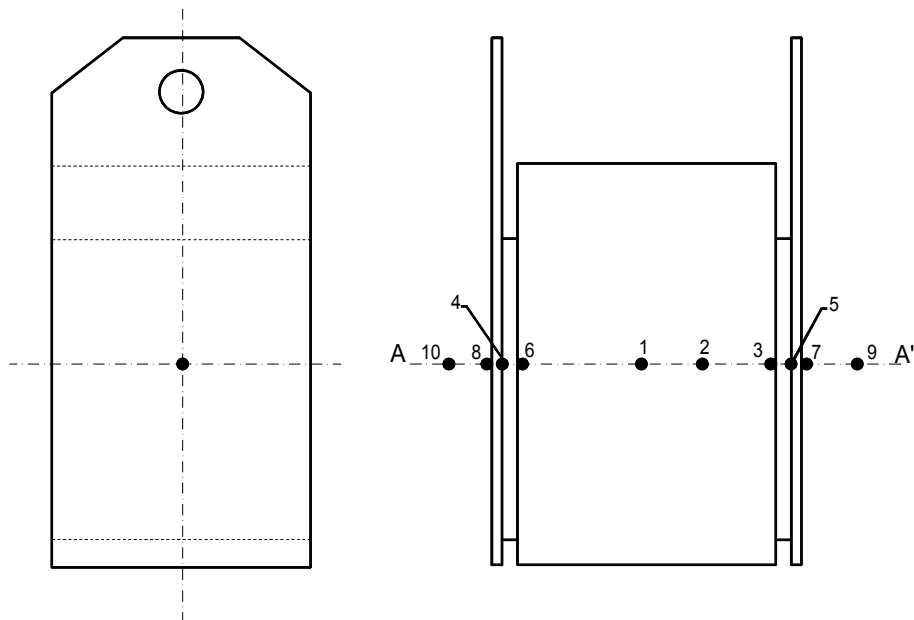


Figura 2.39 - Esquema de distribuição dos termopares.

Tabela 2.11 – Localização dos termopares no ensaio de aquecimento (1ª fase).

Termopar	Localização
1	Centro do bloco de betão
2	2.5 cm do centro do bloco de betão
3	Superfície do bloco de betão
4	Face interior da chapa
5	Face interior da chapa
6	Superfície do bloco de betão
7	Face exterior da chapa
8	Face exterior da chapa
9	Interior do Forno
10	Interior do Forno

Paralelamente aos ensaios de aquecimento, construiu-se um modelo numérico recorrendo ao Método dos Elementos Finitos, com o objectivo de estimar o tempo de aquecimento a adoptar durante os ensaios laboratoriais.

A construção deste modelo foi realizada com o auxílio de um programa de elementos finitos denominado FIRES-T [48].

O FIRES-T é um programa de elementos finitos, que procura descrever a transmissão de calor por condução em ambientes heterogéneos. A versão do programa utilizada encontrava-se limitada a espaços bi-dimensionais para estudar a evolução da temperatura, sendo os seus resultados obtidos através da resolução da equação diferencial

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right), \quad (2.33)$$

onde ρ representa a densidade; c é o calor específico; λ é a condutibilidade térmica; T é a temperatura e t é o tempo. Os parâmetros ρ , c e λ dependem da temperatura e das características do material.

Os gráficos seguintes estabelecem a comparação entre os resultados obtidos pela resolução do modelo numérico e os resultados dos ensaios laboratoriais.

A Figura 2.40 compara a evolução da temperatura observada no interior do forno durante os ensaios experimentais realizados (Curva Experimental), com a curva de evolução da temperatura programada no controlador do forno (Curva Programada).

Como é possível verificar, em todos os ensaios, a temperatura no forno não seguiu a curva programada, assinalando-se a existência de alguma inércia térmica.

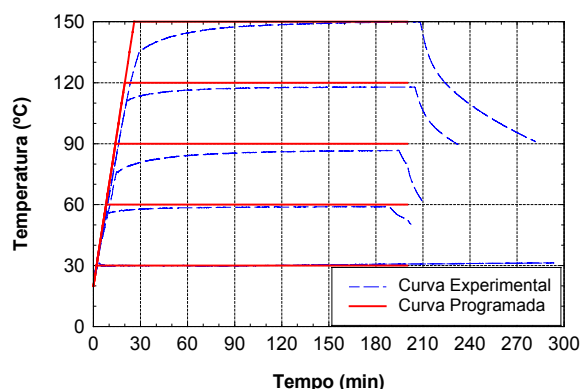


Figura 2.40- Comparação entre a curva de aquecimento programada e o resultado experimental.

As figuras 2.41 e seguintes comparam os resultados obtidos através dos ensaios experimentais com os valores correspondentes provenientes da análise através do FIRES-T.

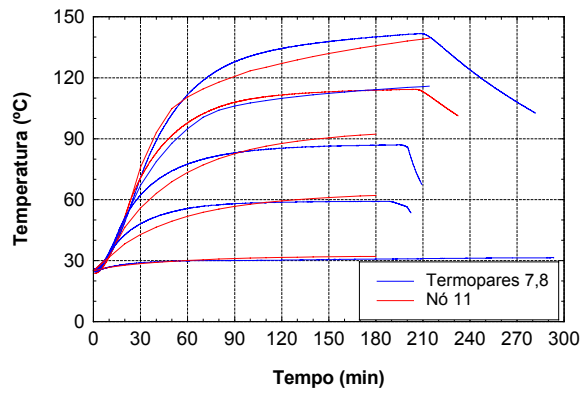


Figura 2.41 - Comparação entre FIRES-T e ensaios experimentais (nó 11 e termopares 7 e 8).

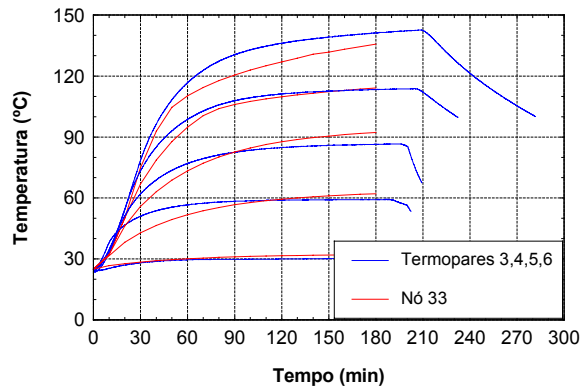


Figura 2.42 - Comparação entre FIRES-T e ensaios experimentais (nó 33 e termopares 3,4,5 e 6).

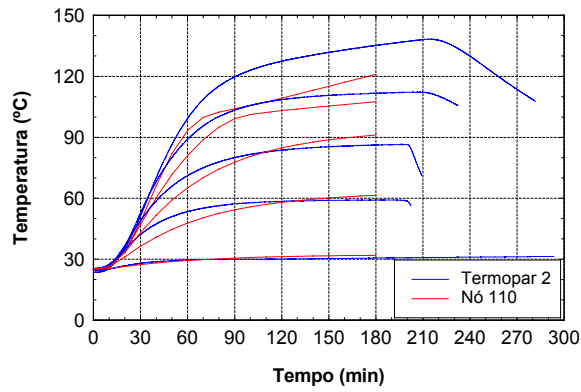


Figura 2.43 - Comparação entre FIRES-T e ensaios experimentais (nó 110 e termopar 2).

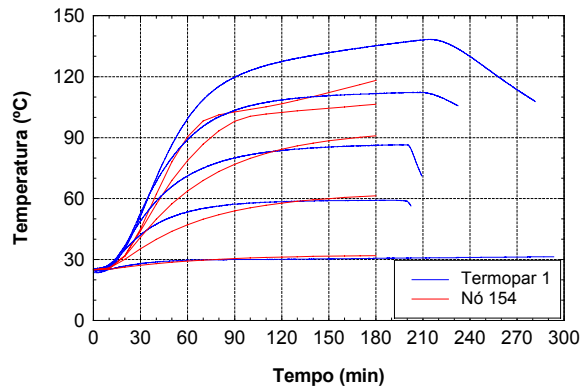


Figura 2.44 - Comparação entre FIRES-T e ensaios experimentais (nó 154 e termopar 1).

Em todos os gráficos se pode observar a tendência conservadora do modelo numérico, durante a fase de aquecimento. Verifica-se que em todos os pontos do provete, durante aquela fase, o valor de temperatura previsto pelo modelo era inferior ao obtido nos ensaios experimentais. Esta tendência é tanto mais notória quanto maior for a temperatura do ensaio.

A partir de um determinado instante, verifica-se que o valor da temperatura prevista pelo modelo numérico ultrapassa o valor registado durante o ensaio. A previsão obtida pelo Método dos Elementos Finitos tem um ajuste aceitável, em relação aos resultados dos ensaios laboratoriais, até temperaturas da ordem dos 120°C. Nos ensaios a 150°C, o valor proveniente do modelo numérico é demasiado conservador, não se prevendo que constitua uma boa aproximação aos valores observados.

As discrepâncias verificadas podem dever-se ao facto de o modelo utilizado ser bi-dimensional, não se encontrando assim representados numericamente os efeitos tri-dimensionais existentes no ensaio laboratorial. Além disso, as propriedades térmicas preconizadas pelo Eurocódigo 4 [49] podem não se adaptar da melhor forma aos betões fabricados, para a gama de temperaturas usada.

Verifica-se ainda que a precisão da estimativa se reduz, com a variação da distância à superfície do provete. O gráfico relativo ao nó 154, que coincide com o centro do provete, mostra que a propagação de temperatura até ao interior nos ensaios decorreu de forma bastante mais rápida do que o previsto. Neste caso, a modelação correspondente ao ensaio realizado à temperatura de 120°C afasta-se já bastante da realidade.

Apresentam-se a seguir as evoluções das temperaturas no interior dos provetes de ensaio verificadas durante os ensaios laboratoriais. As figuras seguintes ilustram a evolução de temperaturas no interior dos provetes para temperaturas máximas do forno de 90°C e 120°C, respectivamente.

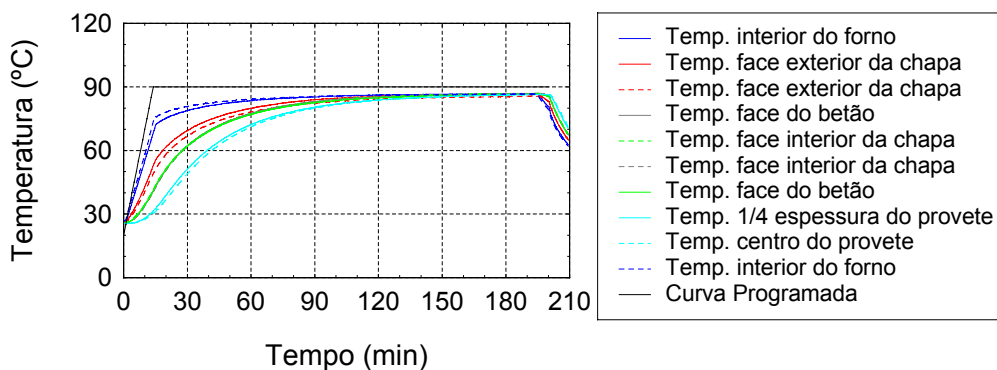


Figura 2.45 - Evolução de temperaturas durante o aquecimento até 90°C.

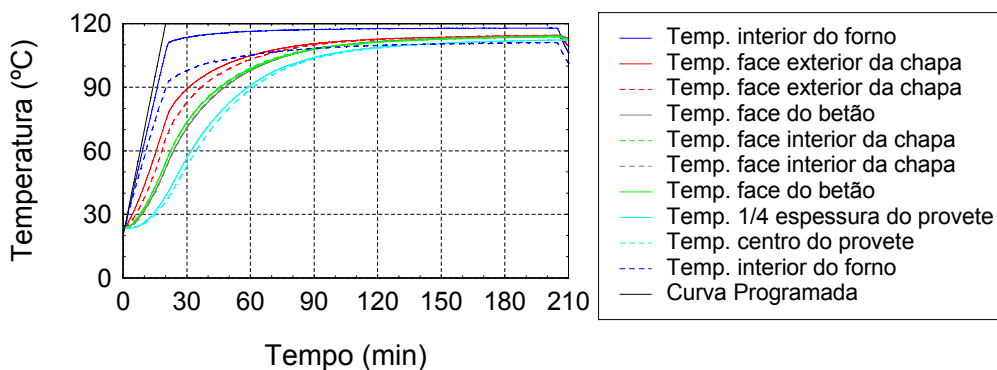


Figura 2.46 - Evolução de temperaturas durante o aquecimento até 120°C.

Verifica-se um aumento gradual da temperatura, do exterior para o interior do provete. Note-se que a temperatura na face exterior da chapa atinge o equilíbrio mais rapidamente.

As temperaturas nos termopares 3, 4, 5 e 6 são aproximadamente coincidentes, o que se justifica devido à pequena espessura da camada de resina.

O centro do provete é o último ponto a aquecer, embora se verifique pouca variação de temperatura entre os dois pontos medidos no interior do provete (termopares 2 e 3). Cerca de duas horas após o início do ensaio, o fluxo de calor do exterior para o interior do provete, quase se anula, pelo que as diferenças entre as temperaturas ao longo do provete são pequenas. Os ensaios de resistência ao corte a quente foram realizados após atingida esta situação.

2.3.7.2. Variação de temperaturas nos ensaios da 2ª fase

O forno e os tipos de betão utilizados na segunda fase eram diferentes dos anteriores. Por outro lado, as dimensões dos provetes utilizados no estudo da influência da configuração de colagem eram superiores às dos provetes utilizados na fase anterior. Atendendo às diferentes condições de ensaio nesta segunda etapa, foi necessário repetir os ensaios de aquecimento para as novas condições.

De modo a conhecer a distribuição de temperaturas no interior dos provetes utilizados na segunda parte da investigação, utilizaram-se 6 fios termopares. A Figura 2.47 e a Tabela 2.12 ilustram a localização das sondas utilizadas.

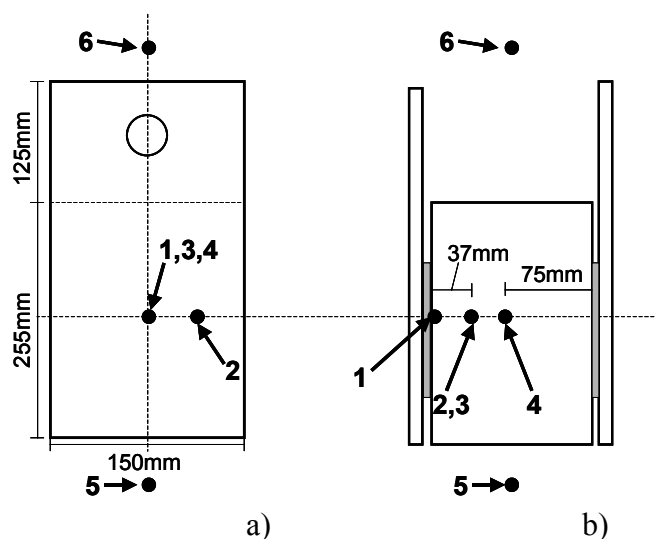


Figura 2.47 – Localização dos termopares usados no estudo da variação de temperatura:
a) vista lateral do provete; b) corte transversal do provete.

Tabela 2.12 - Localização dos termopares usados no estudo da variação de temperatura.

Sonda	Localização
1	Junto à colagem.
2	No bloco de betão, a 37mm da face de colagem e 37mm da face lateral do bloco.
3	No bloco de betão, a 37mm da face de colagem e 75mm da face lateral do bloco.
4	No centro geométrico do bloco de betão.
5	Na zona inferior do forno.
6	Na zona superior do forno.

Os ensaios de corte pretendidos deveriam ser realizados a temperaturas entre 30°C e 150°C. Deste modo, foram efectuados ensaios de aquecimento dentro desta gama de

temperaturas, com intervalos de 30°C. A Figura 2.48 apresenta os resultados obtidos nestes ensaios.

Todos os resultados mostram que o ar no interior do forno aqueceu mais rapidamente que o provete. Este fenómeno torna-se mais evidente para os ensaios realizados com temperaturas mais elevadas. Verifica-se ainda que a sonda localizada na parte superior do forno registou valores mais elevados do que a existente no fundo do forno, em todos os ensaios. No interior do provete, como seria de esperar, os pontos localizados a maior profundidade demoram mais tempo a aquecer. Estes foram os pontos utilizados para determinar o tempo mínimo de aquecimento a adoptar nos ensaios de corte.

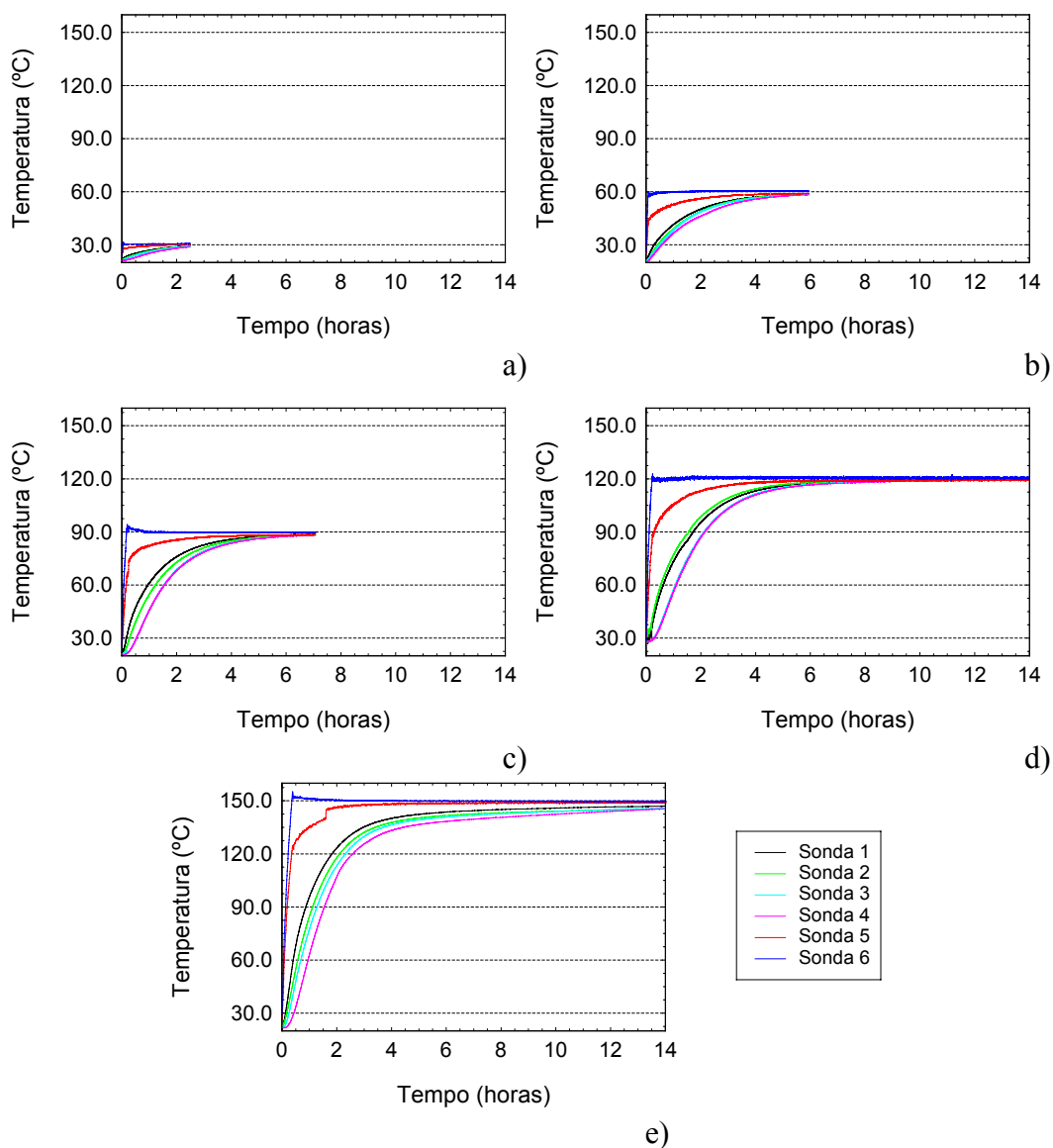


Figura 2.48 – Ensaio de aquecimento: a) 30°C; b) 60°C; c) 90°C; d) 120°C; e) 150°C.

Assim, para cada temperatura, verificou-se qual o tempo de aquecimento necessário para que a diferença de temperaturas entre a sonda 4 e as sondas 5 e 6 fosse inferior a 2°C. A Figura 2.49 resume os tempos de aquecimento apurados.

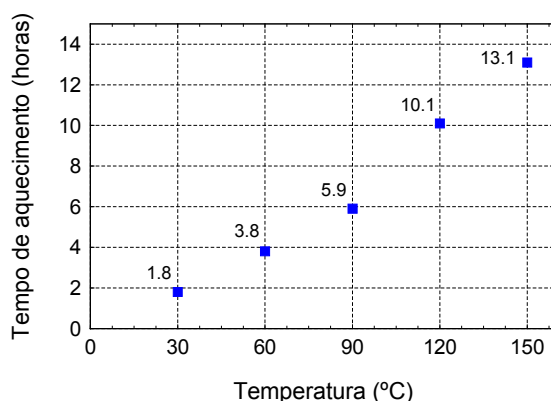


Figura 2.49 – Tempo mínimo de aquecimento a adoptar nos ensaios de corte.

a) Valores de temperaturas adoptados nos ensaios

Nesta segunda fase do trabalho, realizaram-se ensaios de corte a diferentes níveis de temperatura.

Para ambos os tipos de betão considerados, os provetes com as configurações A (100mm*40mm), B (100mm*60mm), D (150mm*40mm) e E (75mm*80mm) foram ensaiados a três níveis: 20°, 30° e 60°C.

A configuração C (100mm*80mm) foi ensaiada a temperaturas de 20°C, 30°C, 40°C, 45°C, 50°C, 60°C, 70°C, 90°C e 105°C, enquanto que as configurações F (50mm*120mm) e G (40mm*150mm) foram ensaiadas apenas a frio.

2.3.8. Resultados dos ensaios de corte

Tendo sido definidos os materiais, equipamentos, condições de colagem e temperaturas, deu-se início à realização dos ensaios de corte. Para cada uma das condições ensaiadas foram testados no mínimo três provetes.

Apresentam-se em seguida os resultados obtidos.

2.3.8.1. Ensaio de corte realizados na primeira fase

Na primeira fase do trabalho [1, 2, 39], tomaram-se como variáveis o tipo de betão e a temperatura de ensaio. Testaram-se betões de três classes de resistência diferentes, tendo sido realizados ensaios para cinco níveis de temperatura: 20°C, 30°C, 60°C, 90°C e 120°C.

As figuras seguintes ilustram as relações força/deslocamento obtidas nos ensaios de corte realizados nos diferentes tipos de betão, para os diversos valores de temperatura considerados.

Os deslocamentos verificados ao longo do ensaio foram medidos através da distância relativa entre as garras da máquina de ensaio pelo que, em alguns dos ensaios, se podem observar variações de deslocamento, resultantes de ajustamentos das ancoragens na fase inicial do ensaio, que não são proporcionais à carga.

Após uma fase inicial de carregamento, todos os ensaios revelaram uma taxa de aumento da força aproximadamente constante com o deslocamento. As roturas ocorreram de forma súbita, não sendo visível uma zona de cedência.

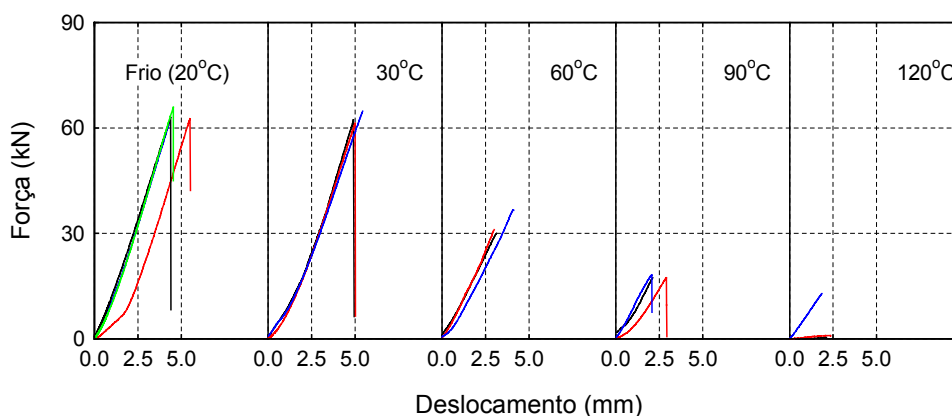


Figura 2.50 – Resultados dos ensaios de corte para o Betão A.

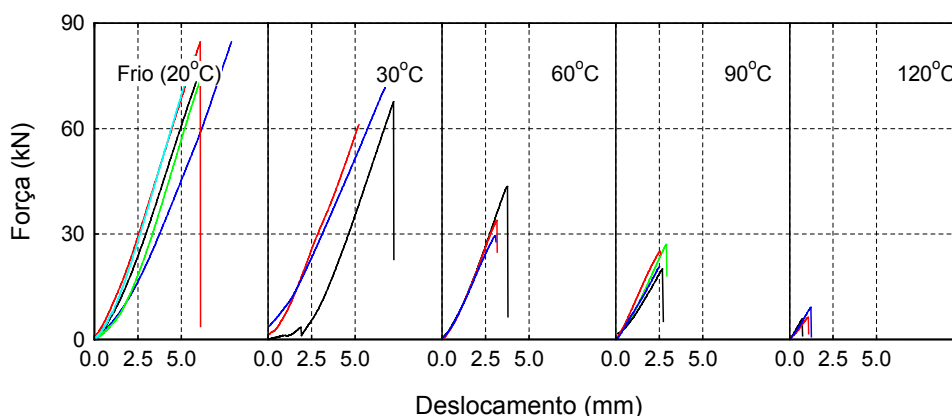


Figura 2.51 - Resultados dos ensaios de corte para o Betão B.

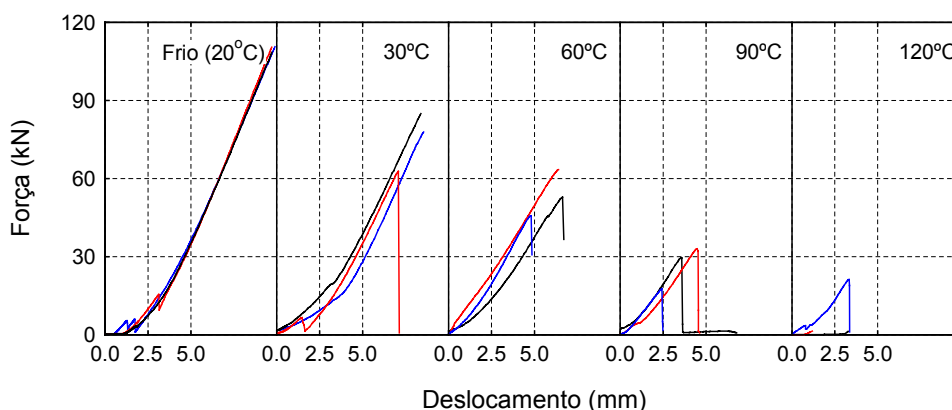


Figura 2.52 - Resultados dos ensaios de corte para o Betão C.

Nos ensaios realizados à temperatura de 20°C, todos os provetes exibiram uma rotura por falha do betão. Os resultados apurados mostraram claramente que o tipo de betão é um factor condicionante para a resistência final da colagem a esta temperatura.

A superfície de rotura observada a 20°C apresentava um formato curvo, que se iniciava no extremo da colagem, propagando-se até ao topo do bloco de betão, a cerca de 30mm da face lateral (ver Figura 2.53).

Os modelos de elementos finitos construídos paralelamente à campanha laboratorial confirmaram a existência de uma concentração de tensões no extremo da colagem. Esta concentração de tensões é a responsável pelo início da fissura, que se propagou até ao topo do bloco de betão.



Figura 2.53 – Superfície de rotura observada nos ensaios a 20°C.

Nos ensaios realizados a 30°C, o modo de rotura observado foi semelhante à situação atrás descrita. A rotura ocorreu de forma abrupta, sem que se verificasse uma redução de rigidez que anunciasse a ocorrência de cedência.

A 60°C, os provetes apresentaram uma redução generalizada de resistência ao corte. A rotura, em todos os provetes testados, independentemente do tipo de betão, surgiu por falha do agente adesivo. Os betões das séries A e B, que possuíam

idênticas configurações de colagem, exibiram resistências da mesma ordem de grandeza. Este resultado não surpreendeu, visto a resistência para esta temperatura ter sido condicionada pelo adesivo, que era idêntico em ambos os casos.

Quando a temperatura subiu a 90°C, verificou-se uma quebra acentuada na resistência, continuando a rotura a ocorrer devido a falha do adesivo.

Dos provetes testados a 120°C, quatro atingiram a rotura por separação das chapas na interface cola-betão, sob a acção de cargas pouco significativas. Para além da deterioração da resina, visível já nos níveis de temperatura inferiores, podem ser apontadas outras explicações para este fenómeno. De facto, na fase final dos ensaios observou-se o aparecimento de uma película de humidade na superfície do betão, sob a zona colada. Esta humidade teve a sua origem na libertação, através de evaporação a 100°C, da água presente no interior do betão. A migração desta água provocou a ocorrência de pressões na zona da colagem, conduzindo a um aumento das tensões de arrancamento que culminou na separação da película superficial do betão. Estas pressões podem ter sido as responsáveis pela rotura prematura da colagem, devido à dificuldade, por parte da água, de atravessamento da camada de adesivo.

Uma análise global dos resultados demonstra que a inclinação das curvas tendeu a decrescer com o aumento da temperatura. Esta redução sugere um decréscimo da rigidez da colagem, como resultado da degradação das suas características.

A Figura 2.54 ilustra as forças de rotura registadas para todos os ensaios realizados.

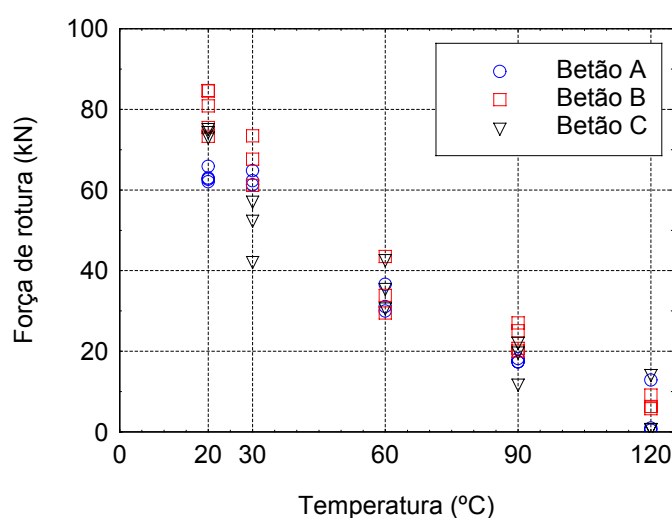


Figura 2.54 – Forças de rotura apuradas nos ensaios de corte, para as diferentes condições de ensaio.

Para cada tipo de betão, listam-se na Tabela 2.13 as cargas de rotura médias ($F_{R,t}$) e a tensão média de corte (τ_m) na colagem no instante da rotura. Os símbolos $\Delta F_{R,t}$ e $\Delta \tau_m$ representam os respectivos desvios-padrão.

A tensão média de corte foi calculada assumindo uma distribuição uniforme de tensões ao longo da secção colada. A tabela indica ainda a relação entre a força de rotura média obtida para cada temperatura ($F_{R,t}$) e o valor correspondente nos ensaios a frio ($F_{R,20}$).

Os resultados revelaram que o betão C possuía uma maior sensibilidade ao aumento inicial de temperatura. A 30°C, a resistência das colagens efectuadas sobre este tipo de betão era de apenas 68% daquela que havia sido obtida a frio.

Tabela 2.13 - Resultados obtidos nos ensaios de corte (1ª fase).

	Temp. (°C)	$F_{R,t}$ (kN)	$\Delta F_{R,t}$ (kN)	τ_m (MPa)	$\Delta \tau_m$ (MPa)	$F_{R,t}/F_{R,20}$	Tipo de rotura
A	20	63.4	1.692	3.9	0.106	100.0	betão
	30	62.8	1.785	3.9	0.112	99.1	betão
	60	32.6	3.555	2.0	0.222	51.4	adesivo
	90	17.6	4.750	1.1	0.030	27.8	adesivo
	120	4.8	7.037	0.3	0.440	7.5	adesivo
B	20	79.7	4.653	4.9	0.291	100.0	betão
	30	67.4	6.150	4.2	0.384	84.5	betão
	60	35.6	7.174	2.2	0.448	44.7	adesivo
	90	23.2	3.387	1.5	0.212	29.1	adesivo
	120	7.1	1.806	0.4	0.113	8.9	adesivo
C	20	110.2	1.073	6.9	0.099	100.0	betão
	30	75.3	7.648	4.7	0.708	68.2	betão
	60	54.1	6.030	3.4	0.558	49.0	adesivo
	90	26.8	5.427	1.7	0.502	24.3	adesivo
	120	8.0	7.756	0.5	0.718	7.3	adesivo

Nos ensaios realizados a 60°C, a influência da temperatura foi observável para todos os tipos de betão. A resistência dos provetes a 60°C foi determinada pelas características do adesivo, registando-se valores de resistência entre 44% e 51% daqueles obtidos a frio.

Quando a temperatura subiu a 90°C, notou-se uma nova quebra de resistência, que passou a cifrar-se em valores entre 24% e 29% dos iniciais.

A 120°C a resistência existente era apenas residual, com valores inferiores a 10% dos registados a frio.

Esta fase do trabalho permitiu verificar que, a frio, o adesivo epóxico testado garantia uma transferência eficiente de tensões entre o betão e o aço, sob a acção de esforços de corte. Para temperaturas inferiores a 30°C, a rotura da ligação ocorreu devido ao desenvolvimento de tensões de tracção no interior do betão. Nestas condições, a resistência da ligação era, portanto, condicionada pela resistência à tracção do betão utilizado.

Verificou-se ainda que o adesivo apresentava uma grande degradação das suas propriedades com o aumento de temperatura. A 60°C, a resistência da ligação era de cerca de metade da sua resistência a frio. A 90°C, a resistência diminuiu substancialmente, apresentando valores que se situam entre os 24% e os 29% da resistência a frio. Com a subida da temperatura, a resistência da ligação passou a ser definida pelas características do adesivo, enquanto que a influência do tipo de betão perdeu importância.

2.3.8.2. Ensaios de corte realizados na segunda fase

Na segunda fase do trabalho [42, 50], efectuaram-se ensaios de corte em que, para além da temperatura e tipo de betão, foi tomada como variável a configuração geométrica da zona de colagem.

Os ensaios de corte foram inicialmente realizados a frio (20°C). Em seguida, realizaram-se ensaios sob temperaturas de 30°C e 60°C. A série de provetes com dimensões de colagem 80mm*100mm (série C) foi ensaiada para um conjunto mais vasto de níveis de temperatura, variando entre 20°C e 105°C.

A Tabela 2.14 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios realizados. Para cada ensaio, determinou-se a força de rotura média (F_R) e o respectivo desvio-padrão (ΔF_R) obtidos em cada conjunto de ensaios. A tabela apresenta ainda a tensão média de rotura por corte obtida para cada condição de ensaio. Esta tensão foi determinada através da divisão da força de rotura (F_R) pela área colada (A_{bond}), correspondendo ao valor da tensão de corte na colagem admitindo que esta se encontrava uniformemente distribuída pela área colada.

Tabela 2.14 – Resultados dos ensaios de corte realizados.

Tipo de betão	Config. de colagem	Temp. (°C)	Área Colada (A_{bond}) (mm ²)	Relação largura/comprimento	F_R (kN)	ΔF_R (kN)	F_R/A_{bond} (MPa)
D	A	20	8000	0.40	89.4	6.73	11.2
		30			71.9	1.34	9.0
		60			14.4	2.91	1.8
	B	20	12000	0.60	108.7	7.09	9.1
		30			99.5	4.19	8.3
		60			26.2	5.22	2.2
	C	20	16000	0.80	137.0	8.74	8.6
		30			136.8	6.64	8.6
		40			65.1	5.52	4.1
		45			32.5	5.14	2.0
		50			18.8	6.53	1.2
		60			20.4	2.86	1.3
		70			13.7	3.05	0.9
	90	12.2	5.66	0.8			
105	12.0	6.74	0.8				
D	20	12000	0.27	96.6	2.59	8.05	
	30			79.6	5.47	6.63	
	60			19.9	3.10	1.66	
E	20	12000	1.07	125.5	6.36	10.5	
	30			123.5	6.50	10.3	
	60			13.0	3.00	1.1	
F	20	12000	2.40	138.7	8.13	11.6	
G	20	12000	3.75	103.6	3.25	8.6	
E	A	20	8000	0.40	48.7	5.88	6.1
		30			46.7	3.24	5.8
		60			40.5	3.35	5.1
	B	20	12000	0.60	61.1	4.09	5.1
		30			52.6	4.12	4.4
		60			46.9	5.29	3.9
	C	20	16000	0.80	74.8	4.31	4.7
		30			68.5	4.78	4.3
		60			52.8	3.52	3.3
		70			43.8	4.16	2.7
		80			35.0	7.09	2.2
		90			28.4	1.34	1.8
		105			25.4	2.52	1.6
	D	20	12000	0.27	60.9	2.33	5.08
30		59.5			3.60	4.96	
60		47.1			3.03	3.93	
E	20	12000	1.07	70.0	7.73	5.8	
	30			66.6	3.77	5.6	
	60			50.8	7.96	4.2	
F	20	12000	2.40	67.1	5.37	5.6	
G	20	12000	3.75	61.7	4.88	5.1	

Nos pontos seguintes apresenta-se a análise dos resultados obtidos, de acordo com os parâmetros de ensaio tomados como variáveis.

a) Influência da configuração da colagem

As colagens com as configurações B, D, E, F e G possuíam a mesma área colada, diferindo entre si apenas na relação largura/comprimento.

A Figura 2.55 ilustra a variação de resistência com a relação largura/comprimento, verificada nos ensaios realizados a frio (20°C).

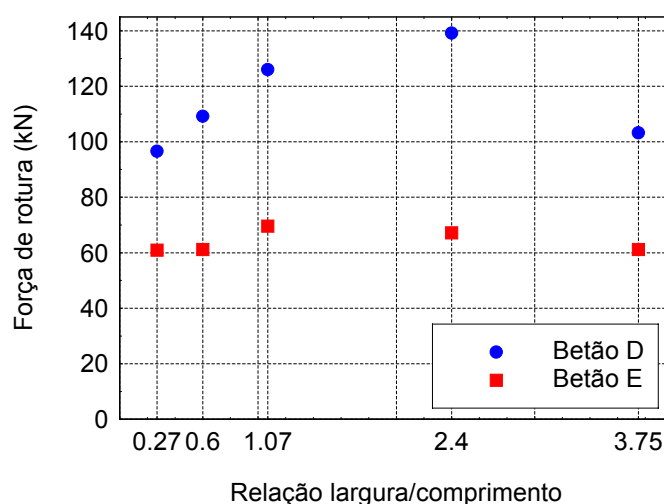


Figura 2.55 – Variação da resistência com a relação largura/comprimento (20°C).

Os resultados obtidos mostram que, à medida que a largura aumentou, a resistência ao corte da colagem também aumentou. Uma exceção a este comportamento verificou-se nas colagens com a configuração G, que apresentava a maior relação largura/comprimento (3.75) de todas as configurações ensaiadas.

O modo de rotura observado variou com a relação largura-comprimento. Para valores menores desta relação (configurações A a E), a rotura ocorreu devido a falha do betão, na vizinhança da zona colada. Estes provetes exibiram um descolamento da chapa, que se manteve colada a uma fina película pertencente à zona mais superficial do bloco de betão. Nos casos em que a relação largura/comprimento era mais elevada (configurações F e G), a rotura surgiu devido ao aparecimento de tensões de arrancamento (“*peeling*”) entre o adesivo e o betão. Estas tensões tendiam a provocar a fractura do betão, seguindo uma superfície de rotura curva. Após a rotura, a chapa

permanecia colada ao pedaço de betão destacado do bloco. Em ambas as situações, a rotura ocorria subitamente, de forma frágil, sem uma significativa redução da rigidez próximo da rotura.

Um aumento da largura de colagem de 40mm (colagem D) para 80mm (colagem E), conduziu a um incremento da resistência da colagem de apenas 30%, no betão de alta resistência (Betão D) e de 15% no betão corrente (Betão E).

A variação de resistência com a configuração de colagem, nos ensaios a frio, foi mais evidente nos provetes constituídos por betão de alta resistência. Observou-se ainda que, para relações largura/comprimento inferiores à unidade, a colagem apresentava uma maior sensibilidade à variação de largura. De facto, a passagem de uma relação de 0.6 (colagem tipo B) para uma relação de 1.07 (colagem de tipo E), em betões de alta resistência, proporcionou um aumento de resistência de 15%. No entanto, o aumento da relação de 1.07 para 2.40 (colagem do tipo F), utilizando o mesmo tipo de betão, apenas resultou numa melhoria de resistência de 10%.

b) Influência do comprimento da colagem

Observou-se que, para colagens com a mesma largura, um aumento de comprimento não conduziu a uma melhoria da resistência ao corte proporcional à variação deste parâmetro.

As colagens do tipo A possuíam um comprimento de 100mm e 40mm de largura. Mantendo a largura de colagem constante e aumentando o comprimento em 50%, obtiveram-se as colagens do tipo D (40mm*150mm). Comparando os resultados obtidos para estas duas condições, verificaram-se aumentos de resistência ao corte de 8% e 25%, para o betão de alta resistência e para o betão corrente, respectivamente.

Comparando as colagens dos tipos E e C, que possuíam larguras idênticas de 80mm, as diferenças nos valores de resistência ao corte foram de aproximadamente 8% para ambos os tipos de betão, embora o aumento de comprimento fosse de 33%.

c) Influência da largura da colagem

A Figura 2.56 ilustra os resultados obtidos para colagens com o mesmo comprimento (100mm), e diferentes larguras.

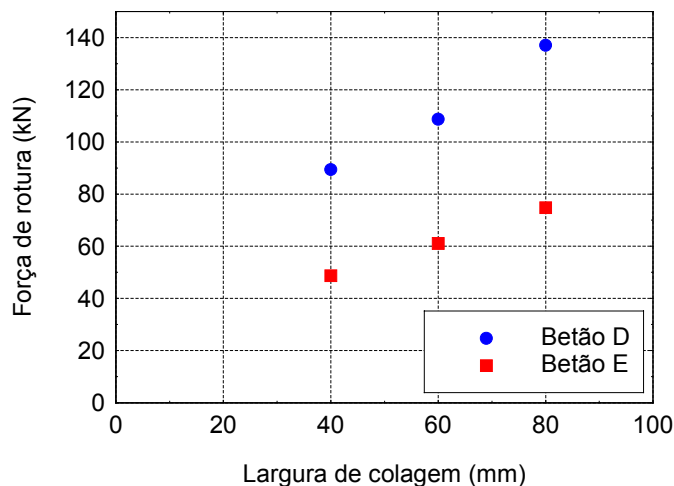


Figura 2.56 – Variação da resistência ao corte com a largura, em colagens com o mesmo comprimento (100mm).

Os resultados obtidos permitiram verificar que a resistência ao corte aumentou de forma aproximadamente linear com o aumento de largura, para ambos os tipos de betão. No entanto, uma duplicação da largura conduziu a um aumento de resistência de apenas 53%, para ambos os tipos de betão testados.

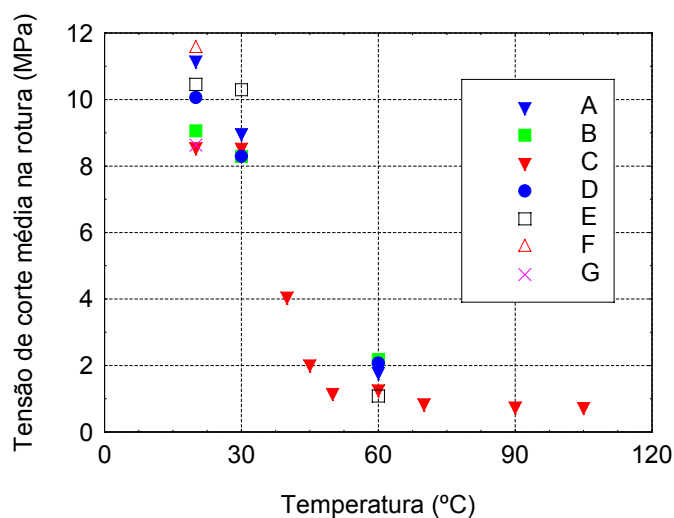
d) Influência da temperatura

Uma das variáveis em análise era a temperatura da zona colada no momento da aplicação do esforço. Com o objectivo de se quantificar a influência deste parâmetro, a configuração C (80mm*100mm) foi ensaiada para um maior número de valores de temperatura, entre 20°C e 105°C, o que permitiu averiguar se existiria um valor de temperatura para o qual ocorresse uma variação súbita da resistência da colagem.

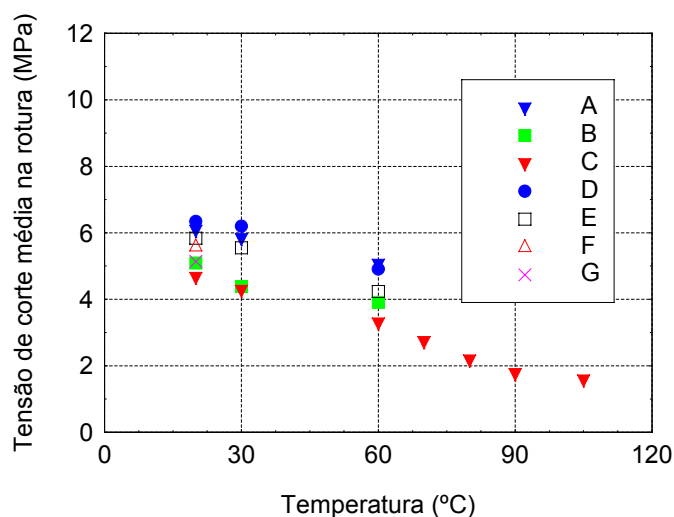
A Figura 2.57 ilustra a variação da tensão média de corte na ruptura com o aumento da temperatura, para ambos os tipos de betão testados. Para os provetes construídos com betão de alta resistência (Figura 2.57a), observou-se uma pronunciada redução da resistência da colagem quando a temperatura atingiu os 40°C. Acima dos 55°C, a resistência da colagem encontrava-se já reduzida a 10% do valor observado a frio.

O modo de rotura exibido pelos provetes também sofreu alteração à medida que a temperatura aumentou. Para temperaturas mais baixas, as roturas ocorreram por quebra do bloco de betão; acima dos 55°C, todos os provetes evidenciaram uma rotura por falha do adesivo, quer por descolamento total entre o adesivo e o betão, quer por rotura interna do próprio adesivo.

A Figura 2.57b exibe os resultados obtidos nos ensaios realizados com betão corrente.



a)



b)

Figura 2.57 – Tensão de corte média na rotura vs temperatura obtida nos ensaios laboratoriais: a) betão D (alta resistência); b) betão E (betão corrente).

Como seria de esperar, os valores registados a frio foram inferiores aos obtidos com o betão de alta resistência. No entanto, verificou-se que, à medida que a temperatura subia, não ocorreu para este tipo de betão uma perda brusca de

resistência. A tensão de corte na rotura reduziu-se gradualmente com o aumento de temperatura. Um dos factores responsáveis por este fenómeno poderá ter sido o facto de a superfície do betão corrente, após a limpeza com jacto de areia, ter apresentado uma maior rugosidade do que no caso do betão de alta resistência. Assim, o adesivo penetrou mais facilmente na superfície do betão corrente, conduzindo a uma ligação colada mais eficiente.

Para além da colagem C, as restantes configurações foram igualmente testadas para três níveis de temperatura: a frio (20°C), a 30°C e a 60°C. Estes valores foram escolhidos tendo em atenção os resultados da investigação realizada na fase anterior, que apontavam um decréscimo acentuado da resistência para temperaturas da ordem dos 60°C.

Os resultados confirmaram uma redução generalizada de resistência com o aumento da temperatura. Verificou-se ainda que esta redução ocorria de modo mais acentuado no betão de alta resistência. À medida que a temperatura aumentava, a resistência ao corte de todas as geometrias coladas tendia para o mesmo valor. Deste modo, concluiu-se que a influência da geometria da colagem decresce com o aumento de temperatura. O comportamento das colagens para temperaturas mais elevadas passou a ser condicionado pelas propriedades do adesivo.

e) Correlação com os modelos numéricos

Os resultados obtidos experimentalmente foram comparados com os provenientes dos modelos numéricos desenvolvidos. Esta comparação permitiu compreender melhor alguns dos resultados obtidos, nomeadamente a diferença no modo de rotura verificada a frio entre os provetes com as configurações de colagem F e G e as restantes configurações.

Após a obtenção dos resultados laboratoriais, introduziram-se nos modelos numéricos atrás descritos carregamentos de valor equivalente aos que conduziram à rotura dos provetes em laboratório. Criaram-se modelos numéricos considerando ambos os tipos de betão utilizados.

A rotura de uma ligação colada inicia-se quando a tensão em qualquer ponto atinge o valor de rotura (valor máximo admissível) para esse ponto. A Tabela 2.15 indica os valores máximos e médios das diferentes componentes da tensão, no interior do bloco de betão, na vizinhança da colagem, apurados através dos modelos numéricos.

Tabela 2.15 – Tensões obtidas nos modelos numéricos para as forças de rotura observadas experimentalmente (MPa)

Betão de alta resistência (D)					
Configuração	Carga de Rotura(kN)	Máx. τ_{zx} (MPa)	Média τ_{zx} (MPa)	Máx. σ_z (MPa)	Máx. σ_x (MPa)
A	89.37	10.123	8.049	5.933	18.196
B	108.70	8.998	6.751	5.328	15.082
C	137.00	9.158	6.493	5.375	14.145
D	96.57	8.690	6.035	3.279	11.090
E	125.47	9.839	7.596	7.088	18.293
F	138.65	7.053	4.859	8.881	9.040
G	103.60	5.095	3.293	6.186	6.542
Betão corrente (E)					
Configuração	Carga de Rotura(kN)	Máx. τ_{zx} (MPa)	Média τ_{zx} (MPa)	Máx. σ_z (MPa)	Máx. σ_x (MPa)
A	48.70	5.651	4.366	3.091	9.885
B	61.10	5.227	3.777	2.873	8.468
C	74.83	5.197	3.528	2.847	7.756
D	60.85	5.668	3.787	1.996	6.934
E	70.03	5.671	4.213	3.791	10.211
F	67.10	3.421	2.371	4.183	4.066
G	61.70	3.052	1.975	3.586	3.785

A análise destes resultados mostra que as tensões de corte (τ_{zx}), para as configurações de colagem A a E, são semelhantes. Este resultado foi observado para ambos os tipos de betão. Pode ainda verificar-se que os valores máximos da tensão normal com a direcção da aplicação da carga (σ_x) são mais elevados do que os valores de tensão normal na direcção perpendicular ao plano de colagem (σ_z), excedendo os valores de resistência do betão ao arrancamento obtidos experimentalmente (ver ponto 2.3.4.1). Os resultados sugerem que, para estas configurações de colagem, a rotura se terá iniciado devido a um valor excessivo das tensões σ_x na vizinhança da interface de colagem.

Os valores máximos das tensões σ_x reduziam-se consideravelmente para relações largura/comprimento muito elevadas (configurações F e G), enquanto que as tensões τ_{zx} se reduziam de forma menos significativa. No entanto, não se verificou um comportamento idêntico quanto às tensões σ_z . Esta diferença de comportamento pode explicar o tipo de rotura diferente exibido pelas colagens com as configurações F e G, para as quais as tensões com a direcção σ_z assumiram os valores mais elevados.

2.4. CONCLUSÕES

O trabalho realizado e descrito no presente capítulo pretendeu contribuir para um melhor conhecimento do comportamento de ligações coladas aço-betão por intermédio de ligantes epóxicos.

A ligação colada entre aço e betão possui múltiplas possibilidades de aplicação no domínio da engenharia civil, nomeadamente ao nível de reforços ou recuperações de elementos estruturais.

Os agentes ligantes à base de resinas epóxicas existentes no mercado possibilitam a realização de colagens que, para baixas temperaturas de utilização, apresentam bons comportamentos mecânicos. Verifica-se, no entanto, que as características dos adesivos se deterioram muito rapidamente com o aumento de temperatura, existindo uma grande lacuna no conhecimento da forma como o calor afecta a resistência deste tipo de ligações.

O presente trabalho pretendeu quantificar a variação de resistência de ligações coladas, sujeitas a esforços de corte, sob diferentes condições de temperatura. Procurou ainda quantificar-se a influência da configuração da colagem na resistência da mesma.

A abordagem ao problema foi realizada de forma essencialmente experimental, através da realização de ensaios laboratoriais. Paralelamente, foram criados modelos numéricos, utilizando o Método dos Elementos Finitos, os quais permitiram, por um lado, ajudar a definir as condições de ensaio laboratoriais, adaptando as características dos provetes à capacidade dos equipamentos disponíveis e, por outro, estabelecer correlações com os resultados obtidos experimentalmente.

Para a campanha de ensaios laboratorial foi desenvolvido um modelo de ensaio, que permitiu a realização de ensaios de ligações coladas, sujeitas predominantemente a tensões de corte. Este modelo permite a obtenção de esforços de corte na interface entre um bloco de betão e chapas de aço, sendo o ensaio realizado através da aplicação de carregamentos de tracção às chapas coladas. Simultaneamente, o bloco de betão encontrava-se sujeito a esforços predominantes de compressão.

A preparação dos ensaios exigiu o projecto, dimensionamento e construção de amarras específicas, que permitissem efectuar a ligação dos provetes à máquina de ensaio.

Nos ensaios a quente utilizaram-se fornos, acopláveis às máquinas de ensaio, que permitiram a realização dos ensaios à temperatura pretendida, sem necessidade de remoção prévia do provete do seu interior. No presente estudo consideraram-se diversos tipos de betão. Numa primeira fase do trabalho, utilizaram-se três tipos de betão possuindo diferentes valores de resistência: dois betões correntes e um betão de alta resistência. Numa segunda fase, utilizou-se um betão corrente e um betão de alta resistência.

Dos resultados obtidos, foi possível concluir que, para ensaios realizados a frio, a resistência do betão exercia um papel preponderante, determinando a resistência última das ligações. Nos ensaios efectuados a baixas temperaturas, o elemento de betão revelou sempre ser o elo mais fraco do conjunto, exibindo os adesivos um bom comportamento.

Na segunda fase do trabalho, para além da temperatura e da classe de resistência do betão, tomou-se como variável a configuração geométrica da colagem.

Para ambos os tipos de betão testados nessa segunda fase, verificou-se uma influência significativa da largura da colagem sobre a resistência ao corte das colagens. Para a mesma área colada, um aumento da largura de colagem conduziu a um aumento da resistência. No entanto, é importante salientar que, para relações largura/comprimento superiores a 2.40, o aumento das tensões de arrancamento, no interior do bloco de betão na vizinhança da colagem, conduziu a um tipo de rotura diferente. Nesta situação, a rotura deixou de ocorrer devido ao acumular de tensões normais com a direcção de aplicação da carga, que se verificava para as larguras de colagem menores, passando a ocorrer devido ao surgimento de “*peeling*” da camada superior do betão.

Realizaram-se ensaios, sobre provetes com diferentes configurações de colagem, a temperaturas que variaram entre 20°C e 105°C. Os resultados obtidos mostraram uma diminuição da resistência da colagem com o aumento de temperatura, devido à degradação das propriedades mecânicas do adesivo. Nos ensaios realizados utilizando betão de alta resistência, a ligação apresentou uma súbita perda de resistência para temperaturas da ordem dos 40°C. No betão corrente, a redução de resistência decorreu de uma forma mais gradual à medida que a temperatura aumentou. Com o aumento de temperatura, as diferentes configurações de colagem tenderam a apresentar valores semelhantes de tensão de corte na rotura, demonstrando que a configuração da colagem perde influência com o aumento de temperatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Branco, F.G. - Influência da temperatura na fixação de chapas de aço a betão. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, 1998.
2. Tadeu, A.; Branco, F.G. - Shear tests of epoxy-bonded steel plates to concrete under temperature. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 12, nº1, 2000, p. 74-80.
3. L’Hermite, R. - L’application des colles et résines dans la construction. Le béton a coffrage portant. *Annales de L’Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, nº239, 1967, p. 65-73.
4. L’Hermite, R.; Bresson, J. - Béton armé d’armatures collées. Communication présentée au Colloque RILEM “Recherches Expérimentales sur les Nouveaux Développements Apportés par les Résines Synthétiques aux Techniques de Construction”, Proceedings of RILEM International Symposium on Synthetic Resins in Building Construction, Paris, 4-6 Septembre, 1967, p. 175-203.
5. Isnard, A.; Thomasson, C. - Deux exemples de renforcement de structure par aciers laminaires collés. *Annales de L’Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, nº349, Avril, 1977, p. 64-69.

6. Vidal, J. - Renforcement du pont biais de l'autoroute A6 sur le chemin départemental 126. Ouvrage A-09. *Annales de L'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n°349, Avril, 1977, p. 76-79.
7. Bresson, J. - Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Béton plaqué. *Annales de L'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n°278, Février, 1971, p. 22-55.
8. Ang, T. - The strengthening of reinforced concrete beams using glued steel plates. M. Eng. Dissertation, University of Sheffield, 1979.
9. Ladner, M; Weder, C. - Concrete structures with bonded external reinforcement. Report n°206, EMPA, Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research, Dübendorf, 1981.
10. Theillout, J.N. - Renforcement et réparation des ouvrages d'art par la technique des toles collées. Thèse présentée à L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées pour obtenir le diplôme de Docteur-Ingénieur de Génie Civil, Paris, Décembre, 1983.
11. Theillout, J.N. - Repair and strengthening of bridges by means of bonded plates. Proceedings of an international symposium "Adhesion Between Polymers and Concrete", organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September, 1986, p. 542-555.
12. Roberts, T.M. - Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams. *The Structural Engineer*, Vol. 67, n°12, 1989, p. 229-233.
13. Bernardo, A.P. - Restauração de estruturas de betão armado utilizando armaduras exteriores coladas com resinas epoxies. 1º ENCORE, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, LNEC, Lisboa, Portugal, 17 a 21 Junho, 1985, p. 3.1-3.18.
14. Appleton, J.; Almeida, J.; Appleton, J. - Reparação e reforço de estruturas de betão armado. 1º ENCORE - Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, LNEC, Lisboa, Portugal, 17 a 21 Junho, 1985, p.1-21.

15. Alfaiate, J. - Reforço por adição de elementos metálicos em vigas de betão armado. Dissertação submetida para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas pela Universidade Técnica de Lisboa, IST, Lisboa, Agosto, 1986.
16. Rodrigues, C.M.C. - Comportamento de ligação aço-resina-betão em elementos estruturais. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas pela Universidade Técnica de Lisboa, IST, Lisboa, Junho, 1993.
17. Jones, R.; Swamy, R.N.; Charif, A. - Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. *The Structural Engineer*, Vol. 66, nº5, 1988, p. 85-94.
18. Swamy, R.N.; Jones, R.; Charif, A. - The effect of external plate reinforcement on the strengthening of the structurally damaged RC beams. *The Structural Engineer*, Vol. 67, nº3, 1989, p. 45-56.
19. Saadatmanesh, H. - Fiber composites for new and existing structures. *ACI Structural Journal*, V. 91, nº 3, 1994, p. 346-354.
20. Saadatmanesh, H.; Ehsani, M.R. - Fiber composite bond for reinforced concrete construction. *Journal of Composite Materials*, Vol. 25, nº2, 1991, p. 188-203.
21. Ghazy, J.; Al-Sulaimani, H. - Shear repair for reinforced concrete by fiberglass plate bonding. *ACI Structural Journal*, Vol. 91, nº3, 1994, p. 458-464.
22. Täljsten, B. - Strengthening of beams by plate bonding. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 9, nº4, 1997, p. 206-212.
23. Swamy, R N; Mukhopadhyaya, P.; Lynsdale, C.J. - Strengthening for shear of RC beams by external plate bonding. *The Structural Engineer*, Vol. 77, nº12, 1999, p. 19-30.
24. Chen, J.F.; Teng, J.G.– Anchorage strength models for FRP and steel plates

- bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 127, n°7, 2001, p. 784-791.
25. Van Gemert, D.; Bosch, M.V. - Long-term performance of epoxy bonded steel-concrete joints. Proceedings of an international symposium “*Adhesion Between Polymers and Concrete*”, organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September, 1986, p. 518-527.
26. Terro, M. - Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire. *ACI Structural Journal*, Vol. 95, n°2, 1998, p. 183-193.
27. Hamoush, S.A; Abdel-Fattah, H.; McGinley, M.W. - Residual fracture toughness of concrete exposed to elevated temperature. *ACI Structural Journal*, Vol. 95, n°6, 1998, p.689-694.
28. Reis, M.L.B.C.; Neves, I.C.; Tadeu, A.; Rodrigues, J.P.C.– High-temperature compressive strength of steel fiber high-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 13, n°3, 2001, p. 230-234.
29. Júlio, E.N.B.S. – A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, 2001.
30. Appleton, J; Gomes, A. – Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, n°41, Janeiro, 1997, p. 15-20.
31. REBAP - Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado. Imprensa Nacional - Casa da Moeda, Lisboa, 1990.
32. Comité Euro-International du Béton - Assesment of concrete structures and design procedures for upgrading. Bulletin d’information n° 162, CEB, Lausanne, August, 1983.
33. Muravljov, M.; Krasulja, M. - Physical and numerical models for the shear load-carrying capacity testing of steel-concrete bonded joints. *Materials and*

- Structures*, Vol. 27, nº165, 1994, p. 40-53.
34. Chajes, M.; Finch, W.; Januska, T.; Thomson Jr, T. – Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 93, nº2, 1996, p. 208-217.
35. Caron, C. - Importance du module de rigidité du polymère dans les collages structuraux. Proceedings of an international symposium “*Adhesion Between Polymers and Concrete*”, organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September, 1986, p. 505-508.
36. ACI Committee 546 - Guide for repair of concrete bridge superstructures. *Concrete Repair Basics*, ACI, 1991, p. 139 ss.
37. Talbot, C.; Pigeon, M.; Deaupré, D.; Morgan, D.R. – Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete. *ACI Materials Journal*, Vol. 91, nº6, 1995, p.560-566.
38. Hindo, K. R. - In-place bond testing and surface preparation of concrete. *Concrete Repair Basics*, ACI, 1991, p. 112 ss.
39. Tadeu, A.; Branco, F.G. - Scherversuche an mit epoxyharz befestigten stahlplatten auf beton unter temperatureinfluß. *Bautechnik*, Vol. 76, 1999, p. 556-560.
40. Swamy, R.N.; Jones, R.; Bloxham, J.W. – Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. *The Structural Engineer*, Vol. 65A, nº2, 1987, p. 59-68.
41. Norma DIN 17200 – Aceros para tratamiento. Prescripciones de calidad. Manual DIN 4 Parte A, normas de materiales y perfiles. Acero y hierro. 4ª edición española de la 21ª alemana, Editorial Balzola-Bilbao, 1970.
42. Nogueira, J.A.– Influência da largura de colagem na resistência ao corte em ligações coladas aço-betão submetidas a variação de temperatura. Tese de Mestrado em Engenharia Civil Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, 2003.

43. Especificação LNEC E-226-1968 - Betão. Ensaio de compressão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 1968.
44. Especificação LNEC E-397-1993 - Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 1993.
45. Sika Portugal – Prontuário. Catálogo de fichas técnicas. Sika Portugal, Produtos de Construção e Indústria, S.A., Vila Nova de Gaia, Edição nº4, 2000/2001, p. 209-211.
46. NP EN 10002-1 – Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test (at ambient temperature). European Committee of Standardization, Bruxelles, Belgium, 1990.
47. FEA – Lusas Finite Element System. Element library. FEA, Ltd., Kingston upon Thames, Surrey, UK, 2000.
48. Iding, R.; Bresler, B.; Nizamuddin, Z. – FIRES-T3 a computer program for the fire response of structures. Thermal (three dimensional version). NIST GCR 95-682, NIST – National Institute of Standards and Technology, USA, 1996.
49. ENV 1994-1-2 - Eurocódigo nº 4. Propriedades térmicas do betão e do aço. Comissão Europeia de Normalização, Bruxelas, 1994.
50. Branco, F.G.; Tadeu, A.; Nogueira, J.A. - Bond geometry and shear strength of steel plates bonded to concrete on heating. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 15, nº6, p. 586-593.

CAPÍTULO 3

ENSAIOS DE CORTE, SOBRE ELEMENTOS DE BETÃO COM CHAPAS COLADAS E APARAFUSADAS, SUJEITOS A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

3.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, estudou-se o método de reforço de elementos estruturais através da adição de chapas de aço coladas com resinas epóxicas. O presente capítulo constitui uma extensão do trabalho anterior, onde, para além da colagem, se analisa a fixação através de parafusos.

A ligação de chapas a elementos de betão armado através de parafusos constitui, por si só, um método de reforço estrutural. A fixação de chapas de aço a betão através de parafusos ou buchas metálicas permite realizar a transferência de esforços entre a chapa e o elemento. Este método de reforço tem, em relação à colagem de chapas, a desvantagem de exigir um tempo de execução mais elevado, visto ser necessária a abertura individual dos orifícios na chapa e no betão, e ainda a realização do aparafusamento. Uma outra desvantagem prende-se com o modo como é realizada a transferência de cargas: enquanto que, nas ligações coladas, a carga é transmitida através da totalidade da superfície de colagem, no caso das buchas metálicas a transferência é realizada pontualmente nas zonas aparafusadas. Deste modo, a

aplicação de buchas introduz indesejáveis concentrações de esforços no elemento de betão.

O aparafusamento pode ser utilizado também como complemento de outros métodos de reforço, como por exemplo a fixação de chapas por colagem, estudada anteriormente. De facto, a ligação colada entre aço e betão possui determinados pontos fracos, como por exemplo uma elevada sensibilidade a aumentos de temperatura e a possibilidade de rotura prematura devido a concentrações de tensões nas extremidades das chapas. A adição de parafusos como complemento à ligação colada permite reduzir a possibilidade de falha do reforço. Através da inclusão de parafusos é possível, igualmente, reduzir a perda de resistência do elemento, originada pela degradação da colagem durante o aquecimento.

O presente capítulo tem por objectivo estudar o comportamento de ligações aparafusadas sujeitas a esforços de corte. Pretende-se ainda estudar o comportamento de ligações coladas complementadas com a utilização de buchas metálicas. Para além dos esforços de corte, a temperatura foi igualmente uma das variáveis consideradas.

Apresenta-se seguidamente um resumo do estado do conhecimento no que respeita ao estudo das ligações aparafusadas. Depois, descreve-se a campanha laboratorial realizada.

Ao longo do trabalho, realizaram-se dois tipos de ensaios sobre ligações aparafusadas: ensaios de arrancamento e ensaios de corte. Apresentam-se os esquemas utilizados nos ensaios laboratoriais, bem como as peças concebidas para a sua realização. Lista-se igualmente o equipamento utilizado.

Depois, apresenta-se a caracterização dos materiais utilizados, que foi efectuada experimentalmente. Realizaram-se ensaios sobre dois tipos de ligações aço/betão: ligações aparafusadas e ligações coladas complementadas por buchas metálicas. São apresentadas as dimensões dos provetes utilizados em ambos os casos e os procedimentos seguidos na sua confecção.

Finalmente, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais realizados a diferentes níveis de temperatura. Estes resultados são depois comentados e relacionados entre si.

3.2. ESTADO DA ARTE

Em obras de engenharia é frequente a necessidade de unir elementos estruturais entre si, bem como de reforçar estes elementos através da adição de materiais exteriores, como por exemplo chapas metálicas.

Desde a antiguidade que se conhecem e utilizam métodos de fixação. No entanto, a evolução tecnológica ocorrida ao longo do século XX levou à descoberta de novos e mais eficientes métodos para realizar as ligações pretendidas. O desenvolvimento dos sistemas de perfuração permitiu que os sistemas de fixação, por intermédio de parafusos ou varões metálicos, passassem a ser de utilização corrente. Estes sistemas podem ser classificados em dois grupos, de acordo com o modo como se processa a fixação: ancoragens químicas e mecânicas.

Nas ancoragens químicas, a fixação é assegurada por um adesivo, geralmente à base de resinas epóxicas, que garante a ligação entre o elemento metálico e o suporte de betão. Nas ancoragens mecânicas, a transferência de esforços entre os dois elementos realiza-se através do atrito criado entre ambos.

A utilização sistemática das ancoragens mecânicas levou o *American Concrete Institute* (ACI) [1] a publicar um documento com informação sobre os tipos de ligações mecânicas e suas características, disponíveis comercialmente àquela data nos Estados Unidos da América. O documento resumia a informação técnica fornecida pelos fabricantes, apresentando, para cada sistema, a sua configuração, o processo de aplicação, as suas limitações e outras características. Neste documento, não eram feitos comentários acerca dos sistemas de fixação apresentados ou comparações entre eles.

Tendo em conta que o objectivo das ancoragens é a realização de ligações resistentes entre elementos estruturais, ou entre estes e os materiais de reforço, verificou-se ser crucial a determinação da capacidade de carga dos diferentes sistemas de fixação existentes.

O ACI 349 [2] propôs um método que permitia determinar a resistência à tracção de ancoragens mecânicas, simples e múltiplas. A abordagem proposta assumia que o

betão do suporte atingia a rotura pela formação de um cone de rotura com a inclinação de 45°.

Cook et al. [3] efectuaram uma campanha laboratorial com o objectivo de comparar o funcionamento de diferentes tipos de ligações metálicas, sujeitas a esforços de tracção. Neste trabalho, foram analisadas ligações de elementos metálicos a betão, sendo a fixação efectuada através de adesivos à base de epóxidos, polyester, vinylester e cimento, buchas de expansão e buchas “*undercut*”. Estudaram-se diferentes tipos de cargas: estáticas, de fadiga e de impacto. Os resultados obtidos permitiram comparar a relação carga-deformação e o modo de rotura das ligações para os diferentes sistemas de fixação, tendo sido efectuada uma classificação destes, em função dos resultados obtidos.

Fuchs et al. [4] desenvolveram um modelo para o cálculo de fixações mecânicas denominado “*Concrete Capacity Design*” (CCD). Este método permitia prever a carga correspondente à rotura por formação do cone de betão, em ligações mecânicas efectuadas em betão não fissurado e sujeitas a cargas monotónicas. O modelo era aplicável tanto a ancoragens betonadas *in situ* como às aplicadas posteriormente. Permitia estimar a carga de rotura em ancoragens simples (compostas por um único elemento metálico) e grupos de ancoragens, sujeitas a cargas de tracção e de corte. Nas ancoragens simples, foi incluída como variável a distância da ancoragem ao bordo da peça de suporte. O método ora proposto foi comparado com o método sugerido pelo ACI 349 [2]. Os resultados obtidos através de ambos os processos foram correlacionados com os provenientes de ensaios laboratoriais constantes de uma base de dados. O CCD demonstrou capacidade para prever, com grande exactidão, a carga de rotura para a generalidade do conjunto de dados analisado.

Farrow et al. [5] compararam os diversos métodos existentes para a previsão da carga de rotura de ancoragens, quando esta ocorre pela formação de cones de rotura no betão. O estudo incidiu sobre ancoragens simples e múltiplas, instaladas em betão não fissurado e sujeitas a esforços de tracção. Para as ancoragens simples, um dos factores considerados foi a proximidade ao bordo da peça que servia de suporte. Os autores efectuaram uma recolha de resultados provenientes de ensaios laboratoriais realizados por diferentes investigadores, que foram introduzidos numa base de dados

e comparados com os resultados fornecidos por três métodos de previsão: o método proposto pelo ACI 349 [2], o método do ângulo do cone variável e o CCD. Face aos resultados obtidos, os métodos de previsão foram classificados em termos de precisão e adequação à prática de projecto. Os autores concluíram que a previsão do CCD era a que melhor se ajustava aos dados experimentais obtidos para ancoragens simples localizadas na vizinhança do bordo do suporte, e também para as ancoragens múltiplas com pequeno espaçamento entre os varões.

As diversas possibilidades de aplicação prática das ancoragens mecânicas em obras de construção civil foram alvo de estudo por diferentes investigadores.

Em meados dos anos 90, Farhey et al. [6] estudaram a aplicabilidade de ancoragens mecânicas na recuperação de estruturas danificadas. O método de recuperação consistia na aplicação, aos elementos de betão pré-existent, de chapas metálicas fixas por parafusos. A ligação entre ambos os materiais era reforçada através da injeção de adesivos epóxicos, que permitiam ainda colmatar as fissuras existentes no betão.

Os autores realizaram ensaios experimentais sobre ligações entre lajes e pilares construídas com elementos de betão armado. Os provetes foram inicialmente conduzidos à rotura, sendo em seguida reposta a sua resistência com recurso à técnica em análise.

Após a reparação, os provetes foram ensaiados novamente, tendo os resultados sido comparados com os obtidos antes do reforço. Através deste trabalho, foi possível observar o comportamento e os mecanismos de rotura de lajes reforçadas com chapas fixadas externamente.

A técnica revelou resultados muito satisfatórios, permitindo restituir e mesmo aumentar a resistência, rigidez e capacidade de dissipação de energia dos elementos danificados.

Para além da reparação de estruturas danificadas, os autores recomendaram o uso deste método no reforço de lajes em estruturas antigas, de modo a proporcionar-lhes uma resistência adequada face a fenómenos sísmicos.

Carrato et al. [7] analisaram experimentalmente o comportamento de 44 ancoragens de elevada resistência de diferentes tipos sujeitas a esforços de tracção.

Foram testadas ancoragens químicas e diversos tipos de ancoragens mecânicas: ancoragens de expansão, ancoragens tipo “*undercut*” e ancoragens mecânicas betonadas *in situ*. Os comprimentos das ancoragens ensaiadas variavam entre 200mm e 480mm, com resistências até 760kN. Os autores identificaram quatro modos de rotura: cedência do parafuso, rotura da junta colada, arrancamento do parafuso e rotura com formação de cone de betão. O modo de rotura por falha do betão foi analisado com particular detalhe, sendo os resultados obtidos comparados com os propostos pelo ACI e com o método CCD.

Bahaari et al. [8], utilizando um modelo não elástico construído com recurso ao Método dos Elementos Finitos, analisaram a rigidez e a resistência de ligações aparafusadas nos extremos de chapas de aço aplicadas em pilares. O modelo desenvolvido tinha em conta um grande número de parâmetros, incluindo a plasticidade e endurecimento do material. As ligações analisadas encontravam-se sujeitas unicamente a esforços de flexão. Os resultados provenientes do modelo numérico foram comparados com dados experimentais.

Mais recentemente, Mansur et al. [9], estudaram a resistência de juntas aparafusadas entre ferro e argamassa armada sujeitas a esforços de compressão. Os parâmetros analisados incluíam a resistência à compressão da argamassa, a percentagem de armadura de reforço, a espessura das chapas, o diâmetro e o número de parafusos, e a dimensão da anilha. Os resultados obtidos mostraram que um aumento da qualidade da argamassa possibilitava um aumento significativo da resistência. Uma redução no diâmetro dos parafusos ou um aumento na dimensão da anilha permitia também aumentar a resistência, mas em menor escala. A espessura da chapa e a percentagem de armadura não revelaram uma influência significativa. Baseados numa análise estatística dos resultados, os autores propuseram uma fórmula para a previsão da tensão de rotura devido a esforço de corte (τ_{sb}) de uma ligação contendo um único parafuso, que pode ser descrita pela expressão

$$\tau_{sb} = 2.02 (f'_c)^{0.75} \left(\frac{S}{d_b} \right)^{0.40} \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{0.09}, \quad (3.1)$$

onde f'_c representa a resistência da argamassa à compressão, medida em cilindros; S é o espaçamento entre parafusos, na direcção normal à aplicação da carga; d_b é o diâmetro do parafuso; A_w é a área de contacto da anilha e A_b representa a área da secção transversal do parafuso.

Ebead et al. [10] apresentaram uma técnica para reforço da zona de união entre lajes e pilares utilizando chapas de aço e parafusos. Os autores realizaram ensaios experimentais, onde compararam a eficiência de duas configurações de chapas e diferentes posições de colocação dos parafusos. As lajes reforçadas demonstraram um aumento da rigidez, da ductilidade e da capacidade de absorção de energia. A fixação das chapas era efectuada por intermédio de 8, 12 ou 16 parafusos, e os resultados obtidos permitiram observar melhorias da capacidade de carga entre 56% e 64%. Para as condições de ensaio consideradas pelos autores, o aumento do número de parafusos utilizados conduzia ao aumento da resistência da ligação.

A acrescentar à sua utilização como peça principal num sistema de reforço estrutural, as ancoragens mecânicas podem igualmente ser utilizadas como complemento de outros sistemas. De acordo com diversos autores, o método de reforço por adição de chapas coladas pode, com vantagem, ser complementado pela utilização de ancoragens mecânicas.

Hussain et al. [11] analisaram o comportamento de vigas reforçadas através da aplicação de chapas coladas. Entre os parâmetros analisados, incluíam-se a influência da aplicação de buchas metálicas nos extremos da chapa colada na resistência e modo de rotura dos elementos reforçados. A espessura das chapas foi outra das variáveis consideradas.

Os resultados deste estudo permitiram concluir que as vigas reforçadas apresentavam resistências superiores às do elemento original, desde que as chapas utilizadas não excedessem uma determinada espessura. O aumento da espessura conduzia a uma rotura prematura das vigas devido ao arrancamento das chapas, com uma consequente quebra na ductilidade. A presença de parafusos nos extremos das chapas não se revelou suficiente para impedir o descolamento, mas permitiu um aumento da ductilidade e uma melhoria pontual na carga de rotura.

Com base nestes resultados, os autores elaboraram sugestões de procedimentos a adoptar em projecto com o objectivo de evitar a ocorrência de roturas prematuras.

Também Appleton et al. [12] e Souza et al. [13, 14] recomendaram a utilização de parafusos metálicos como complemento à aplicação das chapas coladas.

Segundo os autores, a presença dos parafusos nestes sistemas mistos apresentava a vantagem de reduzir a probabilidade de rotura da ligação originada pelo arrancamento prematuro dos extremos da chapa colada.

Por outro lado, os adesivos utilizados nos sistemas de fixação por colagem são, regra geral, muito sensíveis a aumentos de temperatura. Esta sensibilidade traduz-se num comportamento deficiente do reforço caso se encontre sujeito a temperaturas elevadas, como por exemplo em situações de incêndio. A presença das ancoragens mecânicas permite que os elementos estruturais, reforçados por colagem, mantenham a sua resistência durante mais tempo, mesmo quando submetidos a aumentos de temperatura.

Ali et al. [15] estudaram o fenómeno da rotura de vigas reforçadas com chapas coladas devido ao descolamento prematuro do material de reforço. Verificaram que a aplicação de esforços de corte verticais origina o aparecimento de fissuras diagonais nas vigas, que levam ao arrancamento das chapas. Segundo os autores, este é um dos principais modos de rotura observados em vigas reforçadas. Os autores desenvolveram modelos matemáticos, baseados em conceitos simplificados da teoria da plasticidade, que permitiam quantificar a resistência ao esforço transversal de vigas com chapas exteriores coladas. Os modelos foram validados pela realização de ensaios experimentais. Os resultados obtidos demonstraram que o mecanismo de arranque das chapas, devido ao esforço transversal, era rápido, ocorrendo sempre como consequência do aparecimento de fissuras diagonais. A presença ou ausência de estribos não influenciou significativamente a ocorrência da descolagem. Os modelos matemáticos permitiram prever com precisão a resistência das vigas para diferentes configurações de chapas coladas.

Oehlers et al. [16] estudaram a aplicação do método das chapas coladas a vigas contínuas de betão armado. Segundo os autores, a aplicação de chapas exteriores neste tipo de elementos apresentava maiores dificuldades do que no caso das lajes, devido

ao efeito do esforço transversal. Este tipo de esforço condicionava a aplicação do método, pois conduzia ao descolamento prematuro dos extremos das chapas. Os autores procuraram solucionar o problema através da adição de chapas coladas nas faces laterais das vigas. Os ensaios realizados mostraram que a presença destas chapas adicionais permitia prevenir o descolamento dos reforços localizados na face traccionada.

3.3. CAMPANHA LABORATORIAL

O conjunto de ensaios realizado teve por objectivo estudar o comportamento de ligações aço-betão realizadas através de buchas metálicas aparafusadas. O desempenho deste tipo de ligação foi comparado com o de ligações coladas. Realizaram-se igualmente ensaios sobre ligações simultaneamente coladas e aparafusadas, que permitiram analisar o comportamento das buchas quando utilizadas como meio de complementar uma ligação por colagem.

3.3.1. Esquema de ensaio

A campanha laboratorial consistiu na realização de dois tipos de ensaios: ensaios de arrancamento de buchas metálicas cravadas em betão e ensaios de corte.

Os ensaios de arrancamento foram executados apenas sobre ligações aparafusadas. Quando utilizados como elemento complementar num reforço realizado por colagem de chapas, uma das funções dos parafusos é prevenir o descolamento dos extremos das chapas, em peças sujeitas a flexão. Através destes ensaios, pretendia-se verificar a resistência máxima garantida pelo parafuso neste tipo de situação.

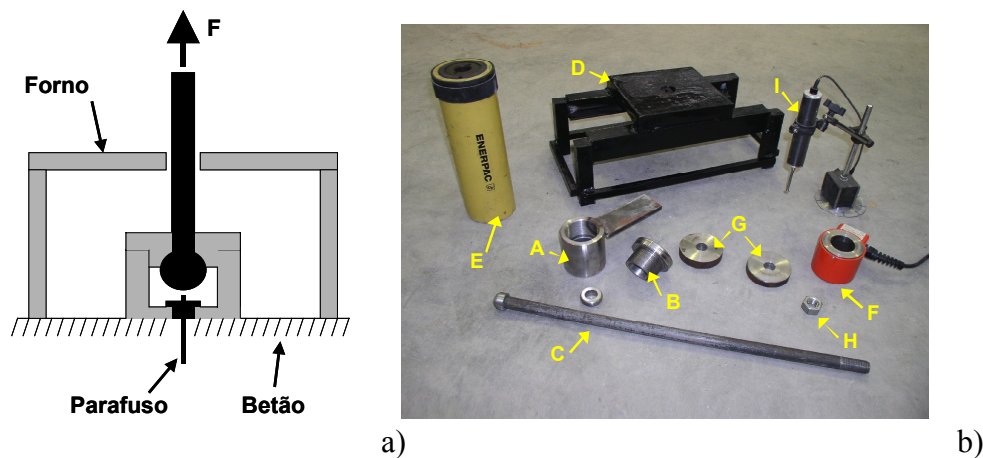
Testaram-se ao corte três tipos de ligação entre chapas de aço e blocos de betão: ligações aparafusadas, ligações coladas e ligações mistas simultaneamente coladas e aparafusadas. Realizaram-se ensaios a diversos níveis de temperatura, desde a temperatura ambiente (20°) até 90°C.

3.3.1.1. Ensaio de arrancamento

Os ensaios de arrancamento tinham como objectivos a determinação da resistência máxima da ligação a este tipo de esforços, a identificação dos modos de rotura e a sua localização na peça.

A Figura 3.1a ilustra o esquema de ensaio seguido. O ensaio iniciava-se com a implantação, numa peça de betão, de uma bucha metálica, que era posteriormente aparafusada, garantindo-se assim a sua fixação. Esta bucha era, em seguida, sujeita a uma carga de tracção, que tendia a arrancá-la da peça de betão.

Para a realização deste ensaio foi necessário construir um aparelho que permitisse efectuar a aplicação da carga. O aparelho deveria ainda possibilitar a introdução de uma célula de carga para o registo em tempo real da força aplicada, e de um deflectómetro que media o deslocamento da bucha ao longo do ensaio. A carga de reacção era descarregada sobre a peça de betão, a uma distância da zona de ensaio suficientemente grande para garantir que não haveria interferência nos resultados do ensaio.



O aparelho de ensaio era composto por diversas peças (ver Figura 3.1b). Na zona inferior, junto à peça de betão, colocava-se uma anilha, que possuía um orifício central com dimensões compatíveis com a bucha a ensaiar.

Antes da fixação da bucha, a anilha referida era colocada no interior de uma peça cilíndrica oca (A), rosca interiormente, que era utilizada para aplicar o esforço de arrancamento na bucha. Em seguida, aplicava-se a bucha. Esta fixava a anilha e o cilindro oco a uma laje de betão construída para o efeito.

Na zona superior do cilindro, enroscava-se uma outra peça metálica (B), através da qual passava uma haste metálica (C) cujo extremo assumia um formato esférico. A zona inferior da peça (B) possuía um formato côncavo, obtido por maquinação, que garantia a rotulagem da ligação entre esta peça e a haste metálica.

Outro dos componentes do aparelho consistia numa base metálica (D), assente em quatro apoios colocados nos vértices de um rectângulo com as dimensões 490mm*200mm. A chapa sobre os apoios possuía um orifício central, através do qual passava a haste (C), que permitia transmitir à bucha a carga desejada.

Sobre a base metálica (D) colocava-se o macaco hidráulico utilizado para a aplicação da carga (E). Este macaco, de formato cilíndrico, era atravessado longitudinalmente pela haste (C).

A célula de carga (F), utilizada para registo das cargas aplicadas, era colocada sobre o macaco (E), sendo igualmente atravessada pela haste (C).

Em ambos os topos da célula de carga eram colocadas peças metálicas (G), com 20mm de altura.

A haste (C) atravessava este bloco através de um orifício central. O extremo superior da haste era seguro através de duas porcas metálicas (H) localizadas no topo do conjunto.

O ensaio de arrancamento realizava-se através da aplicação de pressão no macaco hidráulico. O aumento de comprimento deste aparelho forçava a elevação da haste metálica, que tendia a arrastar consigo o cilindro (A) e consequentemente a anilha e a bucha metálica.

O deslocamento vertical da bucha durante o ensaio era monitorizado através de um deflectómetro (I) colocado junto à laje de betão.

A Figura 3.2 ilustra a configuração do aparelho de ensaio acima descrito após montagem de todas as peças.



Figura 3.2 – Aparelho de ensaio montado.

3.3.1.2. Ensaio de corte

Os ensaios de corte foram realizados de acordo com o esquema concebido para os ensaios realizados no capítulo 2. Uma descrição detalhada do esquema de ensaio e dos elementos constituintes do aparelho de ensaio pode ser consultada nesse capítulo. A Figura 3.3a ilustra o esquema de ensaio adotado.

Pretendia-se utilizar os equipamentos disponíveis, bem como as amarras que haviam sido dimensionadas para a realização dos ensaios de colagens. Deste modo, as chapas e os blocos de betão utilizados na construção dos provetes possuíam dimensões idênticas às utilizadas anteriormente (380mm*150mm*20mm para as chapas; 255mm*150mm*150mm para os blocos).

No trabalho descrito no capítulo anterior os ensaios haviam sido realizados unicamente sobre ligações coladas. Nesta fase, para além da colagem, pretendia-se ensaiar ligações entre o betão e o aço executadas através de parafusos. A Figura 3.3 ilustra esquematicamente a posição dos parafusos metálicos utilizados.

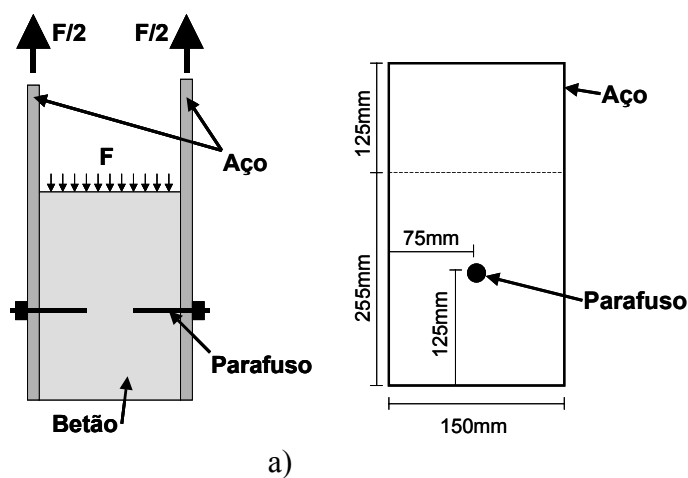


Figura 3.3 – Ensaio de corte: a) vista em corte do esquema de ensaio; b) vista lateral esquemática de um provete com ligação aparafusada.

3.3.2. Equipamento utilizado

Nos pontos seguintes apresentam-se as características dos equipamentos utilizados para a realização do presente trabalho.

3.3.2.1. Macaco hidráulico

A carga utilizada nos ensaios de arrancamento foi aplicada com o auxílio de um macaco hidráulico manual de marca Enerpac, modelo RCH206B4592B, com uma capacidade de 200kN.

3.3.2.2. Máquina universal

Para a realização dos ensaios de corte, utilizou-se a máquina de ensaios universal Servosis MUF-404/100, possuindo uma célula de carga de 1000kN, descrita no capítulo anterior.

Os ensaios foram realizados com controlo da máquina em posição, com uma velocidade de afastamento das amarras de $0.01\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$.

3.3.2.3. Forno

Os ensaios a quente foram realizados no interior do mesmo forno utilizado nos ensaios descritos no capítulo 2. Este forno era da marca ATS – *Applied Test Systems* – modelo “*split box oven*”, série 3720, possuindo a capacidade de controlar temperaturas até 425°C e dimensões interiores úteis de $250\text{mm}\times 250\text{mm}\times 620\text{mm}$.

3.3.2.4. Aparelho de aquisição de dados

Os resultados dos ensaios de corte foram registados num computador acoplado à máquina de ensaios universal, por intermédio do “*software*” da máquina.

Os ensaios de arrancamento exigiram a utilização de um “*datalogger*”, que permitiu obter o registo da força aplicada e do deslocamento do parafuso ao longo do ensaio. O aparelho utilizado foi um “*datalogger*” modelo TDS-602, fabricado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co, Ltd.

3.3.3. Caracterização dos materiais

Os testes realizados exigiram a utilização de quatro tipos de materiais.

Os provetes usados nos ensaios de arrancamento eram constituídos por uma base em betão, onde se fixaram buchas metálicas.

Para os ensaios de corte, construíram-se provetes formados por blocos de betão, onde se fixaram chapas de aço. A ligação entre os materiais foi realizada através de três processos diferentes: ligações coladas por intermédio de um adesivo epóxico, ligações aparafusadas através de buchas metálicas e uniões mistas por colagem reforçada pela adição de buchas.

3.3.3.1. Betão

Todos os ensaios foram realizados sobre provetes construídos com o mesmo tipo de betão. Era um betão corrente, produzido com os materiais descritos no capítulo 2. A sua composição era igual à do betão “E” referenciado naquele capítulo. A Tabela 3.1 apresenta a composição de betão utilizada.

Tabela 3.1 – Composição do betão.

Betão	Cimento (Kg/m ³)	Areia (Kg/m ³)	Brita (Kg/m ³)	Água (l/m ³)	Razão A/C	Adjuvantes e Aditivos
E	280	498	1413	160	0.57	-----

A caracterização mecânica do betão foi realizada de acordo com os procedimentos referidos para a caracterização dos materiais utilizados no capítulo 2. Os parâmetros mecânicos determinados foram a resistência média à compressão aos 28 dias de idade (f_c) [17], o módulo de elasticidade médio (E_c) [18] e a tensão de resistência à tracção por arrancamento (f_{ct}).

A Tabela 3.2 apresenta os resultados apurados nos ensaios de caracterização.

Tabela 3.2 – Características mecânicas do betão.

Propriedades	Betão E
f_c (MPa)	25.5
Δf_c (MPa)	1.08
E_c (GPa)	28.0
ΔE_c (GPa)	0.33
f_{ct} (MPa)	2.9
Δf_{ct} (MPa)	0.64

3.3.3.2. Aço

As chapas de aço utilizadas nos ensaios de corte eram idênticas, em termos geométricos e de características mecânicas, às chapas utilizadas nos ensaios de corte descritos no capítulo 2. A Tabela 3.3 resume os valores das características mecânicas apuradas experimentalmente [19]. Nesta tabela, o símbolo E_s representa o módulo de elasticidade obtido em ensaios de tracção, enquanto que f_s corresponde à tensão de rotura e ΔE_s e Δf_s são os respectivos desvios-padrão.

Tabela 3.3 – Características mecânicas do aço.

Propriedades	Aço St-37
E_s (GPa)	199.0
ΔE_s (Gpa)	1.04
f_s (MPa)	359.0
Δf_s (MPa)	5.12

3.3.3.3. Adesivo

Nos ensaios de corte realizados sobre juntas coladas, utilizou-se o adesivo epóxico com a designação comercial Sikadur[®] 30 [20].

As características mecânicas deste adesivo foram determinadas experimentalmente de acordo com os procedimentos expostos no capítulo 2. Os valores obtidos encontram-se expressos na Tabela 3.4, onde f_{as} representa a resistência ao corte de uma junta colada com este adesivo e f_{atc} é a respectiva resistência à tracção. Os símbolos Δf_{as} e Δf_{atc} são os respectivos desvios-padrão.

Tabela 3.4 – Características mecânicas do adesivo (Sikadur[®] 30).

Propriedades	Corte (MPa)			Propriedades	Tracção (MPa)		
	20°C	60°C	90°C		20°C	60°C	90°C
f_{as} (MPa)	9.9	9.1	2.2	f_{atc} (Mpa)	15.6	14.0	3.1
Δf_{as} (MPa)	1.54	1.75	1.30	Δf_{atc} (MPa)	1.87	1.32	1.45

3.3.3.4. Buchas metálicas

O conjunto de ensaios realizado pretendia avaliar a resistência de juntas aparafusadas quando sujeitas a esforços de corte ou arrancamento. Pretendia-se

determinar a variação deste valor quando se utilizavam buchas de diferentes diâmetros e comprimentos.

Deste modo, utilizaram-se nos ensaios diferentes tipos de buchas disponíveis comercialmente (ver Figura 3.4).



Figura 3.4 – Tipos de buchas utilizadas nos ensaios.

A Tabela 3.5 apresenta as características das buchas utilizadas, de acordo com documentos fornecidos pelo fabricante [21].

Tabela 3.5 – Características das buchas testadas.

Referência	Diâmetro (mm)	Comp. mín. orifício (mm)	Comp. da bucha (mm)	Momento de aperto (máx./recom.) (Nm)	Carga recom. tracção (kN)	Carga recom. corte (kN)
HSA 6x65	6	55	65	10/5	2.4	2.6
HLC 8x60F	6	40	60	---	1.0	1.8
HSA 8x57	8	50	57	23/15	4.8	4.6
HSA 8x75	8	65	75	23/15	4.8	4.6

O comprimento máximo das buchas a ensaiar foi condicionado pelo facto de os ensaios de corte terem sido efectuados sobre provetes com uma espessura de 150mm, correspondente à dimensão transversal dos blocos de betão utilizados no seu fabrico.

3.3.4. Preparação dos provetes

Ao longo da campanha laboratorial, realizaram-se dois tipos de ensaios: ensaios de arrancamento e ensaios de corte. Nesta secção descrevem-se os provetes utilizados nestes testes, bem como o método de construção dos mesmos.

3.3.4.1. Ensaio de arrancamento

Os provetes utilizados nos ensaios de arrancamento eram constituídos pelas buchas metálicas e pela laje de betão onde aquelas se encontravam fixadas. A laje possuía uma espessura de 300mm. A fixação das buchas foi realizada de modo a garantir um espaçamento mínimo de 300mm entre duas buchas adjacentes e entre cada bucha e os bordos do elemento de betão. Desta forma, garantiu-se que os resultados obtidos não eram influenciados pela presença de buchas ou zonas de rotura nas proximidades.

A aplicação da bucha era precedida da abertura de um orifício no betão, utilizando uma broca adequada ao diâmetro da bucha a ensaiar. O orifício era limpo por aspiração antes da colocação da bucha.

Em seguida, colocava-se a bucha no orifício, sendo efectuado o aperto do parafuso com o auxílio de uma chave dinamométrica. O valor do momento torsor de aperto aplicado em cada bucha era controlado, tendo-se seguido os valores recomendados pelo fabricante: 5Nm para as buchas com 6mm de diâmetro e 15Nm para as buchas com 8mm.

O momento aplicado por aperto da porca, dava origem a uma pré-tensão no parafuso, que pressionava a zona de expansão da bucha contra o material do elemento de suporte, garantindo a fixação do parafuso. Durante a realização dos ensaios de tracção, a aplicação da carga provocava um aumento da pressão de expansão que permitia mobilizar uma resistência crescente, aumentando deste modo o poder de retenção do sistema.

O valor da pré-tensão gerada pelo aperto (F_v) depende do momento de aperto aplicado (M_t), da geometria das peças utilizadas e das condições de atrito entre elas. A relação entre estes parâmetros é dada através da expressão [22]

$$M_t = F_v \left[\frac{d}{2} \tan(\varphi' - \gamma) + \frac{d_{an}}{2} \tan \varphi \right], \quad (3.2)$$

onde d representa o diâmetro médio da rosca, d_{an} é o diâmetro médio da superfície de fricção entre a anilha e a cabeça do parafuso, γ é o ângulo da cabeça do parafuso,

φ' é o ângulo de atrito da rosca e φ é o ângulo de atrito entre a anilha e a cabeça do parafuso.

3.3.4.2. Ensaio de corte

Nos ensaios de corte procuraram testar-se diferentes modos de fixação entre betão e aço.

Uma vez que o esquema de ensaios utilizado era igual ao desenvolvido para a realização dos ensaios apresentados no capítulo 2, a geometria dos provetes foi igualmente idêntica à dos provetes utilizados naqueles ensaios. Como já foi referido, todos os provetes eram constituídos por um bloco de betão com as dimensões 250mm*150mm*150mm, onde se fixavam duas chapas de aço com dimensões de 320mm*150mm e espessuras de 20mm.

a) Preparação dos provetes

A preparação dos provetes das três séries (colados, aparafusados e de ligação mista) foi efectuada seguindo os mesmos procedimentos, até à fase de execução da ligação aço-betão.

O betão utilizado na construção dos provetes foi produzido em laboratório, tendo a mistura dos componentes sido feita com o auxílio betoneira eléctrica de eixo vertical. As quantidades dos constituintes utilizados em cada uma das amassaduras foram determinadas por meio de pesagem, excepto as de água, que foi medida em volume.

Em cada amassadura foram retirados quatro cubos de 150mm de aresta para determinação da resistência à compressão (f_c) e controlo de qualidade. Após a betonagem, os provetes foram curados em câmara húmida, durante 28 dias, sujeitos a condições de temperatura (20°C) e humidade (95%) controladas.

Antes da aplicação das chapas, os blocos de betão sofreram uma limpeza efectuada com jacto de areia sob pressão, com o objectivo de remover a camada de betão superficial e aumentar a rugosidade da superfície.

As chapas de aço foram igualmente sujeitas a um tratamento de superfície que permitiu eliminar a possível presença de corrosão, óleos ou sujidade. Este tratamento

foi efectuado imediatamente antes da execução da ligação aço-betão, com recurso a um jacto de ar comprimido transportando partículas abrasivas.

a.1) Provetes com buchas

Nos provetes em que a ligação era efectuada através de buchas, foi previamente aberto, nas chapas de aço, um orifício com o diâmetro da bucha a utilizar. Atendendo às dimensões dos blocos, todos os ensaios foram realizados sobre provetes contendo apenas um parafuso.

Após a limpeza superficial das chapas de aço, estas eram fixadas ao bloco de betão com o auxílio de um grampo metálico. Utilizava-se uma guia metálica para garantir o alinhamento entre os orifícios de fixação das amarras. Em seguida, era feito o orifício no bloco de betão, utilizando um berbequim eléctrico (ver Figura 3.5).

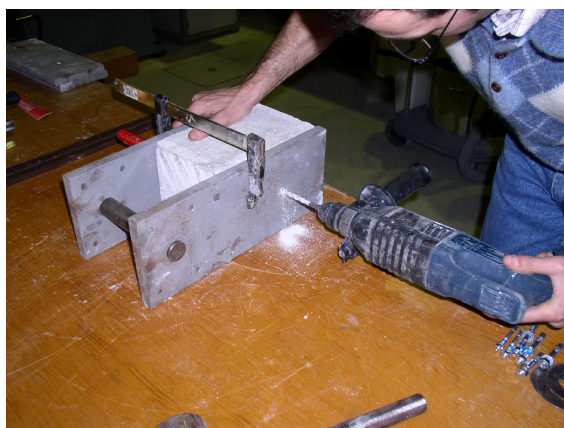


Figura 3.5 – Fixação das chapas. Abertura do orifício para introdução da bucha.

O orifício era limpo por aspiração, sendo então feita a aplicação da bucha. O aparafusamento da bucha era feito com o auxílio de uma chave dinamométrica. Em cada parafuso, aplicou-se o momento torsor recomendado pelo fabricante.

a.2) Provetes colados

Os provetes colados foram construídos segundo os procedimentos utilizados para os ensaios descritos no capítulo 2. Na realização da presente campanha, utilizou-se a experiência adquirida naqueles ensaios, nomeadamente no que respeitava à localização da zona colada e suas dimensões.

Todos os ensaios sobre provetes com ligação colada foram efectuados utilizando colagens com dimensões 100mm*60mm, equivalentes à geometria de colagem B do capítulo 2.

A geometria do provete e as condições de ensaio eram iguais às da campanha descrita no capítulo anterior. Deste modo, não foi necessário realizar novos ensaios para a previsão da evolução das temperaturas no interior dos provetes. Os tempos de aquecimento a adoptar antes da realização dos ensaios a quente, expressos na Tabela 3.6, eram idênticos aos considerados na campanha descrita no capítulo anterior.

Tabela 3.6 – Tempo mínimo de aquecimento a adoptar nos ensaios de corte.

Temperatura (°C)	Tempo de aquecimento (horas)
20	---
30	1.8
60	3.8
75	4.9
90	5.9

a.3) Provetes colados e aparafusados

Na construção dos provetes com ligação mista através de colagem e parafusos, efectuou-se em primeiro lugar a delimitação da zona a colar, através da aplicação de fita adesiva, de forma análoga à dos provetes colados (ver capítulo 2).

As chapas de aço, onde previamente se havia feito o orifício para passagem da bucha, foram colocadas em posição e fixas ao bloco através de um grampo metálico. Em seguida, abriu-se o orifício correspondente no betão. Retirava-se o grampo e, após limpeza por aspiração, espalhava-se o adesivo com o auxílio de uma espátula. Finalmente, as chapas eram recolocadas em posição, efectuando-se a fixação da bucha metálica. Antes do ensaio, os provetes eram deixados em cura durante 7 dias.

No caso dos provetes simultaneamente colados e aparafusados, não se conhecia ainda a evolução de temperaturas no interior dos provetes. Deste modo, realizaram-se ensaios de aquecimento sobre provetes instrumentados com sondas de temperatura, com o objectivo de determinar o tempo mínimo de aquecimento a adoptar nos ensaios a realizar a quente.

Utilizaram-se provetes construídos com buchas com a referência HSA 6x65. Estes provetes foram sujeitos a ensaios de aquecimento, com uma taxa de $5^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$, até à obtenção da temperatura pretendida. Em seguida, a temperatura mantinha-se

constante, tendo-se determinado o tempo necessário para que a diferença de temperatura entre os pontos no interior do bloco de betão e a temperatura do ar não excedesse 2°C. A Figura 3.6 e a Tabela 3.7 ilustram a localização das sondas utilizadas.

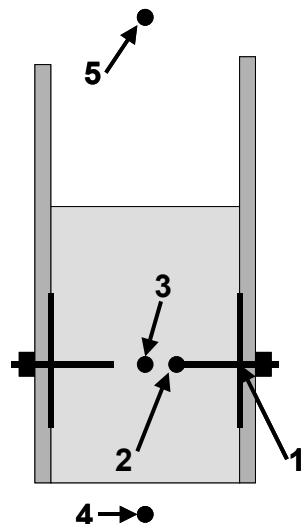


Figura 3.6 – Localização dos termopares para o estudo da variação de temperatura.

Tabela 3.7 - Localização dos termopares para o estudo da variação de temperatura.

Sonda	Localização
1	Junto à colagem.
2	No bloco de betão, na extremidade interna da bucha.
3	No centro geométrico do bloco de betão.
4	Na zona inferior do forno.
5	Na zona superior do forno.

A Figura 3.7 ilustra, a título de exemplo, a curva obtida nos ensaios realizados com aquecimento até aos 90°C.

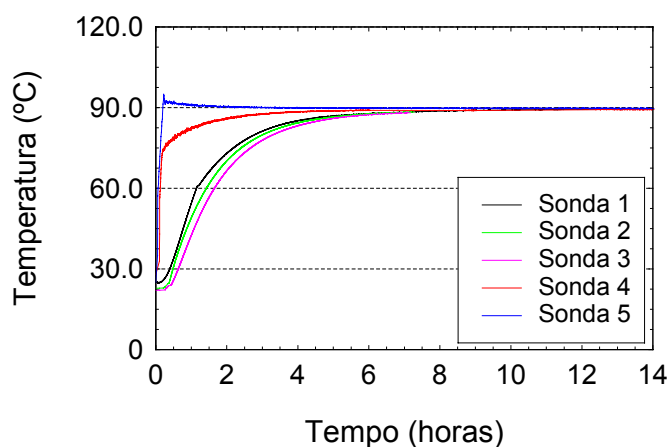


Figura 3.7 – Ensaio de aquecimento a 90°C.

Os resultados obtidos indicaram que, à semelhança do verificado nos ensaios de aquecimento do capítulo 2, a sonda localizada na parte superior do forno registava valores mais elevados do que a existente no fundo do forno.

No interior do provete, os pontos localizados a maior profundidade foram os condicionantes para determinar o tempo mínimo de aquecimento a adoptar nos ensaios de corte. Verificou-se que a presença da bucha metálica permitia o aquecimento do interior do provete mais rapidamente do que no caso em que a bucha não se encontrava presente. No entanto, esta diferença não era significativa. Deste modo, utilizaram-se nos ensaios de corte os mesmos tempos de aquecimento da campanha anterior (ver Tabela 3.6).

3.4. REALIZAÇÃO DE ENSAIOS

Após a construção dos provetes, realizaram-se os ensaios de arrancamento e corte pretendidos. Os resultados apurados apresentam-se nos pontos seguintes. Para cada uma das condições ensaiadas foram testados três provetes.

3.4.1. Ensaio de arrancamento

Na primeira fase dos ensaios, determinou-se a resistência das ligações aparafusadas a esforços de tracção pura. Este tipo de ligações pode apresentar diferentes modos de rotura, os quais se encontram esquematizados na Figura 3.8.

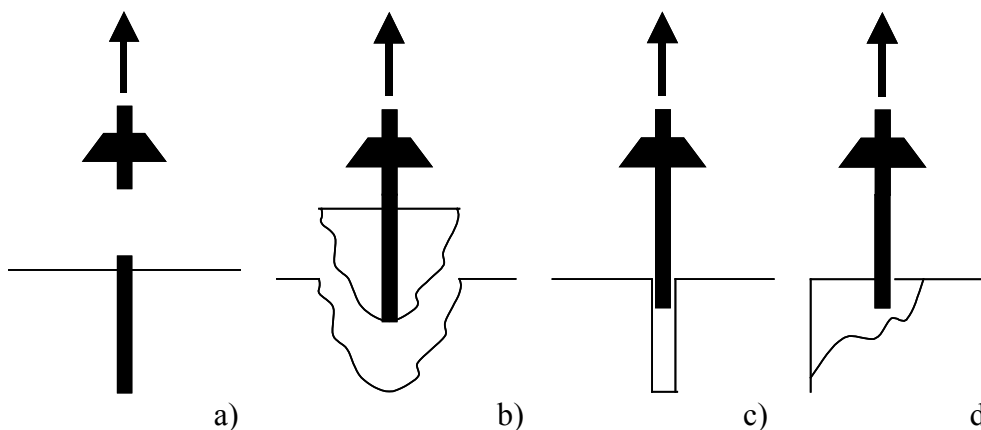


Figura 3.8 – Modos de rotura em ligações aparafusadas: a) rotura do parafuso; b) rotura do betão por tracção; c) arrancamento do parafuso; d) rotura do elemento de suporte.

No primeiro caso, o parafuso rompe quando a tensão de tracção instalada excede a tensão resistente do material. Este é o tipo de rotura que garante a máxima resistência da ligação, visto que o material constituinte do parafuso é o mais resistente do conjunto. Para ser atingido este tipo de rotura, é necessária a existência de uma boa solidarização entre o aço e o betão. A profundidade de aplicação da bucha metálica deve ser suficientemente grande para garantir que a rotura não ocorra no betão antes de ser atingida a resistência do elemento metálico.

Quando se aplica uma carga de tracção ao parafuso, a zona do betão em torno deste fica sujeita a tensões de tracção. Uma vez que a resistência do betão a este tipo de esforços é reduzida, existe a tendência para a formação de uma superfície de rotura cónica nesta zona, ocorrendo então o destacamento do betão. Este modo de rotura encontra-se ilustrado na Figura 3.8b, ocorrendo quando o comprimento de embebimento do parafuso é demasiado curto, ou a resistência do betão é demasiado baixa.

A resistência de uma ancoragem aparafusada cuja rotura ocorra no betão pode ser calculada através da expressão [23]

$$F_{R,c} = 0.62L_p^2 f_c^{2/3}, \quad (3.3)$$

onde L_p representa o comprimento de embebimento do parafuso e f_c é a resistência do betão à compressão obtida em ensaios de provetes cúbicos com 150mm de aresta, realizados aos 28 dias de idade.

O terceiro tipo de rotura surge quando a adesão entre o parafuso e o betão é deficiente. Este fenómeno pode dever-se a diversos factores, entre os quais um aperto insuficiente do parafuso ou uma deficiente limpeza do orifício. O esforço crescente aplicado à cabeça do parafuso, em determinada altura, excede o atrito existente entre o betão e a bucha, ocorrendo a saída do parafuso sem se verificar a rotura do betão.

A rotura do elemento de suporte pode ser observada em situações em que se efectue a colocação de diversos parafusos demasiado próximos entre si, ou em que a distância entre o ponto de aplicação do parafuso e o bordo do elemento de suporte seja reduzida. De modo a evitar a rotura do elemento de suporte, devem ter-se em conta as seguintes considerações de ordem geométrica [22]:

- A largura do elemento estrutural de betão deve ser sempre superior ou igual ao dobro do comprimento de embebimento do parafuso.

- A espessura do elemento estrutural deve ser superior a um limite mínimo recomendado pelo fabricante do sistema de fixação. Este limite depende do tipo e diâmetro da bucha utilizada.

- O comprimento do elemento de betão, na sua maior dimensão, não condiciona a resistência da ligação.

- Caso se apliquem, no mesmo elemento de betão, vários parafusos, devem ser garantidos espaçamentos mínimos entre eles. Este espaçamento mínimo é, regra geral, múltiplo da profundidade de embebimento, podendo diferir de acordo com o tipo de elemento de fixação utilizado. No caso de rotura no betão, a distância deve ser tal que se garanta que não ocorre interacção entre os cones de rotura originados pelos diferentes parafusos. Quando as ancoragens se encontram sujeitas a um esforço de tracção simples, um distanciamento de $3.5L_p$ (assumindo um cone formado por linhas de rotura inclinadas de 60° em relação à direcção do parafuso) garante esta condição. A concepção de alguns tipos de buchas permite a redução deste valor, mantendo-se a resistência pretendida.

- Deve igualmente ser garantido um distanciamento mínimo entre os parafusos e o bordo do elemento de suporte. Esta distância depende da direcção de aplicação da carga. A influência deste parâmetro na carga de rotura será tanto maior quanto mais a linha de actuação da carga se aproximar da perpendicular ao bordo.

Nos ensaios realizados, foi possível observar modos de rotura por fractura do betão e por arrancamento do parafuso.

Foram ensaiados quatro tipos de buchas, das quais uma possuía um diâmetro de 6mm e as restantes diâmetros de 8mm. Os comprimentos totais das buchas variaram entre 57mm e 75mm.

A Tabela 3.8 mostra os resultados obtidos nos ensaios. Nesta tabela, a força de rotura média corresponde à média dos valores obtidos experimentalmente para cada situação de ensaio. O valor representado por $F_{R,c}$ corresponde à resistência teórica da ancoragem em caso de rotura no betão, calculada pela expressão (3.3). A tensão máxima representa o valor da tensão média numa secção transversal do parafuso, no instante imediatamente anterior à rotura.

Tabela 3.8 – Resultados dos ensaios de tracção em ligações aparafusadas.

Referência	Diâmetro (mm)	Força de rotura média (kN)	Desvio-padrão (kN)	$F_{R,c}$ (kN)	Tensão máxima no parafuso (MPa)	Tipo de rotura
HSA 6x65	6	9.1	2.56	10.7	321.8	betão
HSA 8x57	8	7.1	2.65	6.5	141.3	betão
HSA 8x75	8	12.2	2.04	16.0	242.7	betão
HLC 8x60F	6	10.9	1.95	8.5	216.8	arrancamento do parafuso

Todas as buchas ensaiadas, excepto as de referência HLC 8x60F, evidenciaram uma rotura no betão, devido a formação do cone de rotura. A rotura nas ligações efectuadas através de buchas do tipo HLC ocorreu devido a escorregamento do parafuso. Os resultados obtidos nos ensaios apresentaram desvios da mesma ordem de grandeza, independentemente das características da bucha ensaiada.

O ensaio permitiu concluir que a resistência da ligação, para aquelas condições de ensaio, era condicionada pela resistência do betão que servia de suporte. A dimensão do cone de betão estava relacionada com a profundidade da bucha, pelo que se verificou um aumento da resistência com o comprimento do parafuso utilizado. Por outro lado, a influência do diâmetro do varão demonstrou ser pequena, quando comparada com o comprimento de embebedimento. De facto, as buchas com o diâmetro de 6mm apresentaram uma resistência da mesma ordem de grandeza daquelas com 8mm.

3.4.2. Ensaio de corte

Os ensaios de corte constituíram a segunda fase do estudo. Nesta série de ensaios, foram analisados três tipos diferentes de ligação entre blocos de betão e chapas de aço: aparafusada, colada e uma ligação mista. Os ensaios em que se utilizou um ligante epóxico efectuaram-se a diferentes níveis de temperatura, entre 20°C e 90°C. Para esta gama de temperaturas, não era de esperar alterações significativas no comportamento das ligações efectuadas unicamente através de buchas, pelo que os ensaios correspondentes a esta condição apenas se realizaram a frio.

A Tabela 3.9 resume os resultados obtidos nos ensaios. Para cada condição de ensaio, apresenta-se a força de rotura média (F_R) observada e o respectivo desvio-padrão (ΔF_R). Nos ensaios em que foi utilizado adesivo, calculou-se ainda a tensão média de rotura por corte, obtida para cada condição de ensaio. Este parâmetro foi determinado dividindo a força de rotura (F_R) pela área colada (A_{bond}). A tensão média de rotura corresponde à tensão de corte na colagem, assumindo uma distribuição uniforme em toda a área colada.

Tabela 3.9 – Resultados dos ensaios de corte.

Tipo de ligação	Tipo de bucha	Temp. (°C)	F_R (kN)	ΔF_R (kN)	F_R/A_{bond} (MPa)	Modo de rotura
Colada	---	20	59.1	4.81	4.9	betão
		30	51.5	4.56	4.3	betão
		60	26.3	4.28	2.2	adesivo
		90	15.4	5.30	1.3	adesivo
Aparafusada	HSA 6x65	20	21.2	5.11	---	bucha
	HSA 8x57	20	36.2	5.34	---	betão
	HSA 8x75	20	26.2	4.75	---	betão
Colada e Aparafusada	HSA 6x65	20	68.8	5.51	5.7	betão/bucha
		30	57.7	3.84	4.8	betão/bucha
		60	25.7	4.63	2.1	betão
		90	19.1	5.41	1.6	betão
	HSA 8x57	20	69.6	5.83	5.8	betão/bucha
		30	66.3	4.90	5.5	betão/bucha
		60	44.5	5.07	3.7	betão
		90	40.4	4.12	5.4	betão
	HSA 8x75	20	58.0	5.38	4.8	betão/bucha
		30	59.1	5.23	4.9	betão/bucha
		60	34.7	4.75	2.9	betão
		90	24.9	4.20	5.1	betão

3.4.2.1. Resultados obtidos a frio

Nos ensaios conduzidos a frio, os provetes colados com adesivo apresentaram a rotura na camada de betão adjacente à colagem. Estes resultados, bem como o valor de carga de rotura observado, confirmaram os resultados obtidos nos provetes ensaiados anteriormente em condições idênticas (ver capítulo 2).

Quando a ligação era assegurada unicamente por parafusos e buchas metálicas, verificaram-se valores de resistência inferiores aos proporcionados pela junta colada. A carga de rotura evidenciada pelas juntas aparafusadas variava entre 35.9% e 61.2% da resistência observada nas juntas coladas, dependendo do tipo de bucha.

Comparando os resultados obtidos nos ensaios de provetes com buchas HSA 6x60 e HSA 8x57, verificou-se que o aumento de diâmetro do parafuso possibilitou um aumento de 70% da capacidade resistente. Este resultado indica que, ao contrário do observado nos ensaios de arrancamento, o diâmetro do parafuso influencia directamente a resistência ao corte.

Os provetes contendo buchas HSA 8x75 revelaram uma carga de rotura inferior à verificada nos provetes construídos com buchas HSA 8x57. Este fenómeno pode ser explicado pelos diferentes modos de rotura evidenciados por ambas as séries de ensaio. De facto, enquanto que os provetes contendo buchas HSA 8x57 apresentaram uma rotura localizada do betão, com arrancamento do parafuso, as amostras confeccionadas com buchas HSA 8x75 romperam devido a um fendimento longitudinal do bloco de betão. Estes dois tipos de rotura encontram-se ilustrados na Figura 3.9.

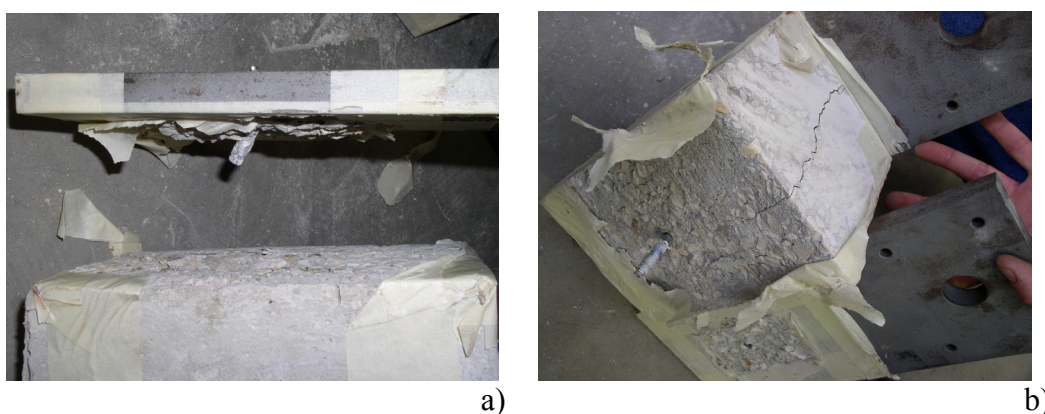


Figura 3.9 – Modos de rotura observados nos provetes aparafusados: a) HSA 8x57; b) HSA 8x75.

A rotura observada na presença dos parafusos mais longos sugere que o comprimento dos parafusos HSA 8x75 era demasiado para as dimensões do bloco de betão. Recorde-se que os blocos possuíam uma secção transversal de 150mm*150mm. Deste modo, a introdução das buchas HSA 8x75 em faces opostas introduzia uma fragilidade excessiva nessa zona, onde se originava a fissura que conduzia à rotura prematura do provete.

A adição de parafusos à ligação colada permitiu obter aumentos de resistência entre 16% e 17.7%, para buchas HSA 6x65 e HSA 8x57. A presença das buchas HSA 8x75 não influenciou significativamente a resistência do provete. No entanto, verificou-se que a utilização conjunta da cola e dos parafusos conduziu a uma resistência inferior à soma das resistências individuais. A explicação para este

resultado pode advir do facto de a aplicação de um parafuso isolado permitir a mobilização de uma força de atrito entre a chapa e o bloco, que não é mobilizada inteiramente na presença do adesivo.

Todos os provetes construídos com uma ligação mista (colada e aparafusada) alcançaram a rotura devido a falha do bloco de betão, na maioria dos casos associada a um seccionamento do parafuso devido ao esforço de corte.

A dispersão de valores de rotura observada em todos os ensaios era da mesma ordem de grandeza.

3.4.2.2. Resultados obtidos a quente

A Figura 3.10 ilustra a variação de resistência com o aumento de temperatura para todas as condições de ensaio consideradas.

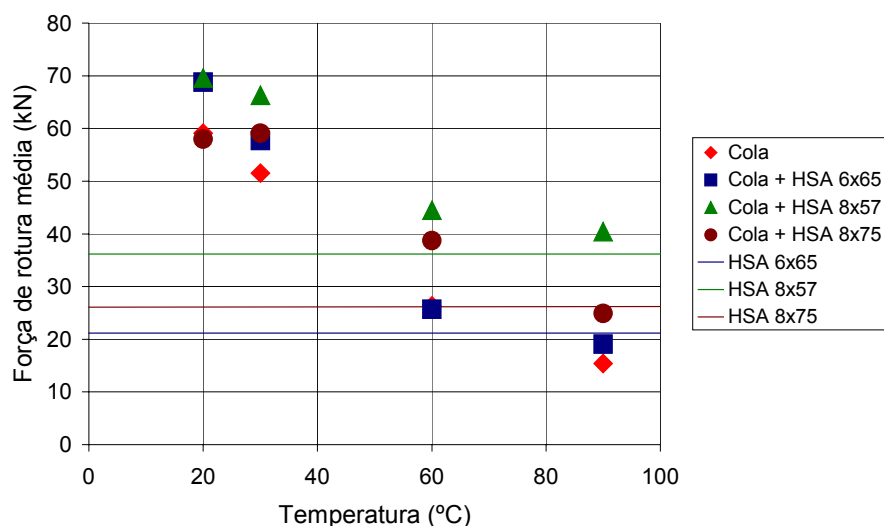


Figura 3.10 –Variação da resistência ao corte com a temperatura.

As linhas coloridas horizontais representam os resultados obtidos nos ensaios efectuados sobre provetes em que a chapa tinha sido fixada com um único parafuso, para os diferentes tipos de buchas utilizados. Para a gama de temperaturas considerada, a resistência destas ligações mantém-se aproximadamente constante.

Os provetes unidos apenas pelo adesivo revelaram um decréscimo de resistência semelhante ao observado nos ensaios descritos no capítulo anterior, apresentando aos 60°C uma resistência de apenas 44.5% da evidenciada a frio. Aos 90°C, a resistência da ligação encontrava-se reduzida a 26%.

As ligações mistas realizadas com adesivo e um parafuso de reforço demonstraram igualmente uma degradação da resistência com o aumento de temperatura.

Nos ensaios realizados a 60°C, a presença do parafuso de 6mm não proporcionou um aumento de resistência, registando-se mesmo um pequeno decréscimo de resistência. Os parafusos HSA 8x57 e HSA 8x75 conduziram a aumentos de 69% e 32%, respectivamente, em relação aos resultados obtidos para a ligação simplesmente colada.

A 90°C, o adesivo perdeu a sua capacidade adesiva, sendo a resistência assegurada fundamentalmente pelo parafuso. De facto, os resultados obtidos para as ligações mistas a esta temperatura foram semelhantes aos obtidos para os provetes aparafusados. Este resultado pode explicar-se através da perda de rigidez sofrida pelo adesivo com o aumento de temperatura. Para o mesmo valor de carga aplicada, os provetes apresentavam deformações mais elevadas, possibilitando uma maior mobilização das buchas metálicas.

3.5. CONCLUSÕES

O trabalho descrito no presente capítulo constituiu uma extensão do capítulo anterior, alargando o estudo aí apresentado às situações em que a ligação entre chapas de aço e betão era realizada com recurso a parafusos.

O estudo consistiu na realização de ensaios laboratoriais sobre provetes mistos aço-betão, tendo sido testados diferentes métodos de fixação entre os dois materiais. As ligações através de adesivos epóxicos descritas no capítulo anterior foram comparadas com ligações obtidas por aparafusamento de buchas metálicas e com um método de ligação misto, que consistia na colagem das chapas e na adição de um reforço por intermédio de uma bucha metálica.

Testaram-se três modelos de buchas metálicas comerciais, que apresentavam diferentes diâmetros (6mm e 8mm), e diferentes comprimentos (variando entre 57mm e 75mm). Na construção de todos os provetes, utilizou-se o mesmo tipo de betão, sendo todas as chapas igualmente fabricadas com o mesmo tipo de aço. O adesivo epóxico era comum a todos os ensaios.

Todos os tipos de ligação considerados foram testados face a esforços de corte. As ligações aparafusadas foram ainda sujeitas a esforços de arrancamento. Para além dos esforços mecânicos, a temperatura foi igualmente uma das variáveis consideradas.

Os ensaios de arrancamento indicaram que a resistência da ligação era condicionada pela resistência do betão, visto que o modo de rotura observado na maioria dos ensaios consistia no arrancamento de um cone de betão envolvendo o parafuso. As dimensões do cone variavam com o comprimento de embebimento, pelo que os parafusos mais compridos permitiram obter resistências mais elevadas. O diâmetro da cavilha não demonstrou ter uma influência determinante na resistência ao arrancamento.

Os ensaios de corte foram executados segundo o esquema de ensaio desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, descrito no capítulo anterior.

Estes ensaios permitiram comparar os diferentes métodos de fixação e quantificar o acréscimo de resistência quando, às ligações coladas, se adicionaram buchas metálicas.

Os ensaios permitiram verificar que o diâmetro dos parafusos utilizados influenciava a resistência da ligação. A um aumento de diâmetro do parafuso, para sistemas de fixação com 57mm e 65mm de comprimento, correspondeu um aumento de resistência da ligação. Os resultados obtidos para os parafusos com comprimento 75mm não se revelaram representativos, devido ao modo de rotura provocado.

Os resultados obtidos confirmaram a ocorrência de uma redução da resistência ao corte das ligações coladas com o aumento de temperatura. O reforço da ligação pela introdução de um parafuso permitiu aumentar a resistência ao corte em cerca de 17%. O aumento de temperatura reduziu a resistência das ligações mistas. Esta redução devia-se na sua totalidade à degradação da ligação colada, visto que, acima de 60°C, a resistência das ligações mistas era equivalente à obtida para as ligações unicamente aparafusadas, com o mesmo tipo de parafuso.

O trabalho realizado permitiu retirar algumas indicações sobre a aplicabilidade de fixações mecânicas como reforço complementar, quando se utiliza a técnica das chapas coladas. Este tipo de reforço poderá ser utilizado para a prevenção da descolagem prematura dos extremos das chapas coladas.

O número de variáveis consideradas no presente estudo constituiu uma limitação à retirada de conclusões definitivas. Deste modo, sugerem-se como trabalhos futuros a

realização de ensaios sobre provetes contendo múltiplas buchas metálicas, bem como o teste de um número mais alargado de tipos de buchas e o estudo de outros adesivos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI Committee 439 – Mechanical connections of reinforcing bars. *ACI Structural Journal*, Vol. 88, nº2, 1991, p. 222-237.
2. ACI Committee 349 – Code requirements for nuclear safety related structures. American Concrete Institute, Detroit, 1985, p. 80-86.
3. Cook, R.A.; Collins, D.M.; Klingner, R.E.; Polyzois, D. – Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchor. *ACI Structural Journal*, Vol. 89, nº6, 1992, p. 639-649.
4. Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen, J. E. – Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, nº1, 1995, p. 76-92.
5. Farrow, C.B.; Klingner, R.E. – Tensile capacity of anchors with partial or overlapping failure surfaces: Evaluation of existing formulas on an LRFD basis. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, nº6, 1995, p. 698-710.
6. Farhey, D.N.; Adin, M.A.; Yankelevsky, D.Z. – Repaired RC flat-slab-column subassemblages under lateral loading. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 121, nº11, 1995, p. 1710-1720.
7. Carrato, P.J.; Krauss, K.W; Kim, J.B. - Tension tests of heavy-duty anchors with embedments of 8 to 19 inches. *ACI Structural Journal*, Vol. 93, nº3, 1996, p. 360-368.
8. Bahaari, M.; Sherbourne, A.N. - Structural behavior of end-plate bolted connections to stiffened columns. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.122, nº8, 1996, p. 926-935.
9. Mansur, M.A.; Tan, K.L.; Naaman, A.E.; Paramasivam, P. - Bolt bearing

- strength of thin-walled ferrocement. *ACI Structural Journal*, Vol. 98, nº4, 2001, p. 563-571.
10. Ebead, U.; Marzouk, H. - Strengthening of two-way slabs using steel plates. *ACI Structural Journal*, Vol. 99, nº 1, 2002, p. 23-31.
 11. Hussain, M.; Sharif, A.; Basunbul, I.A.; Baluch, M.H.; Al-Sulaimani, G.J. - Flexural behavior of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, nº1, 1995, p. 14-23.
 12. Appleton, J; Gomes, A. – Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, nº41, 1997, p. 15-20.
 13. Souza, R; Appleton, J.A.S.- Flexural behaviour of strengthened reinforced concrete beams. *Materials and Structures*, Vol. 30, 1997, p.154-159.
 14. Souza, R; Appleton, J.A.S. - Behaviour of shear-strengthened reinforced concrete beams. *Materials and Structures*, Vol. 30, 1997, p.81-86.
 15. Ali, M.S.M.; Oehlers, D.J.; Bradford, M.A. – Shear peeling of steel plates bonded to tension faces of RC beams. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 127, nº12, 2001, p. 1453-1459.
 16. Oehlers, D.J.; Ali, M.S.M.; Luo, W. – Upgrading continuous reinforced concrete beams by gluing steel plates to their tension faces. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 124, nº3, 1998, p. 224-232.
 17. Especificação LNEC E-226-1968 - Betão. Ensaio de Compressão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 1968.
 18. Especificação LNEC E-397-1993 - Betões. Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 1993.
 19. NP EN 10002-1:1990 - Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test (at ambient temperature). European Committee of Standardization,

Bruxelles, Belgium, 1990.

20. Sika Portugal – Prontuário. Catálogo de fichas técnicas. Sika Portugal, Produtos de Construção e Indústria, S.A., Vila Nova de Gaia, Edição nº4, 2000/2001. p. 209-211.
21. Hilti (Portugal) – Catálogo geral 2003/2004. Hilti (Portugal) Produtos e Serviços Lda., Matosinhos, Portugal, 2003.
22. Hilti (Portugal) - “Perfuração e ancoragem manual”, Hilti (Portugal) Produtos e Serviços Lda., Matosinhos, Portugal, 1983.
23. Utescher, G. – Fundamentals for evaluation of cladding. Ed. Wilhelm Ernst and Son, Germany, 1978.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DE TRACÇÃO SOBRE ANCORAGENS COLADAS

4.1. INTRODUÇÃO

Os sistemas de ancoragens são, cada vez mais, um método utilizado em obra para a fixação, a estruturas pré-existentes, de elementos construtivos e estruturais; ou para ligação de diferentes elementos entre si.

Estes sistemas podem ser divididos em dois grupos: sistemas pré-instalados e sistemas pós-instalados.

O primeiro tipo é constituído por elementos de aço, colocados dentro da peça de betão antes da betonagem. Após a betonagem e cura do betão, estes elementos são utilizados para solidarizar a peça com um elemento exterior. Este processo exige que a adição do novo elemento seja prevista antes da construção do elemento de suporte, a fim de definir a localização da ancoragem.

As ancoragens pós-instaladas podem ser utilizadas, quer na construção de estruturas novas, quer em obras de recuperação de estruturas existentes. Este tipo de ancoragem consiste na execução de furos no elemento de betão, após este atingir a resistência suficiente para a execução da ancoragem. Tais orifícios são então utilizados para a colocação de varões de aço, roscados ou não, que são fixos ao elemento de suporte. A ligação entre o varão e o suporte pode ser efectuada por

intermédio de buchas (ancoragem mecânica) ou através de colagem (ancoragem química).

As ancoragens pós-instaladas permitem reduzir o tempo médio de construção, proporcionando ainda uma maior flexibilidade em relação às ancoragens pré-instaladas. Estes factores contribuem para que as ancoragens pós-instaladas sejam utilizadas mais frequentemente que as ancoragens pré-instaladas.

De entre os diferentes tipos de ancoragem existentes, as ancoragens químicas têm vindo a tornar-se cada vez mais populares, dados os avanços na indústria química, que têm possibilitado o aparecimento de adesivos cada vez mais resistentes. O preço competitivo e a facilidade de execução são outros dos factores que mais têm contribuído para a adopção deste tipo de ancoragens.

A ancoragem química é constituída por três componentes principais: o suporte, os varões de ancoragem e o adesivo.

Designa-se por suporte o elemento (construtivo ou estrutural) que serve de base à ancoragem. Os varões utilizados na ancoragem são os elementos que permitem a transmissão de esforços entre o suporte e a peça a ser alvo de amarração ao suporte. O número de varões pode ser variável, consoante o tipo de ancoragem. Designam-se por “ancoragens simples” as que utilizam apenas um varão, e por “múltiplas” as que requerem mais do que um. Os varões de ancoragem podem ainda ser de diferentes tipos, em função da superfície que possuem: lisos, rugosos ou roscados. O adesivo estabelece a ligação entre o varão e o suporte, garantindo a transmissão de esforços entre os dois elementos.

No presente capítulo analisa-se o comportamento de ligações entre elementos estruturais, por intermédio de elementos metálicos, isto é, ancoragens.

O estudo incidiu unicamente sobre ancoragens químicas pós-instaladas, face às vantagens e potenciais aplicações deste tipo de solução. Pretendeu estudar-se o comportamento destas ancoragens e quantificar a influência de diversos factores na sua resistência última e modo de rotura. De entre as variáveis analisadas, destaca-se a influência da temperatura. De facto, sendo o agente ligante um produto orgânico, era de prever uma elevada sensibilidade das ancoragens a aumentos de temperatura.

As ancoragens em estudo eram constituídas por um único varão, sendo a colagem efectuada por intermédio de um adesivo epóxico. Porém, foram testadas ancoragens

constituídas por varões de diferentes diâmetros, com diferentes profundidades de colagem.

A abordagem do problema privilegiou a realização de trabalho experimental. Para esse efeito, foram construídas lajes de betão, que serviram de suporte para a aplicação das ancoragens. Tais ancoragens eram constituídas por varões roscados de aço, tendo sido utilizados varões com os diâmetros comerciais mais usuais, variando entre 8mm e 20mm. Os varões eram fixos ao suporte por intermédio de um adesivo à base de resinas epóxicas. O agente ligante utilizado era comum a todos os testes. Realizaram-se ensaios sobre ancoragens com diferentes comprimentos de colagem e de embebimento. Todas as ancoragens foram sujeitas a uma carga mecânica de tracção pura, aplicada no varão. Os ensaios foram realizados submetendo o sistema a diferentes níveis de temperatura.

Os sub-capítulos seguintes descrevem o trabalho realizado no âmbito deste estudo, encontrando-se organizados da seguinte forma: primeiro, apresenta-se um resumo da investigação efectuada anteriormente; em seguida, descreve-se o esquema de ensaio idealizado, sendo indicadas as características do equipamento utilizado; para a realização desta campanha laboratorial foi necessário projectar e construir diversas peças de equipamento específicas, as quais são igualmente descritas; os provetes de ensaio são apresentados, sendo definidas as suas características geométricas e efectuada a caracterização dos materiais que os constituem; finalmente, referem-se os procedimentos seguidos para a construção dos provetes e realização dos ensaios.

As primeiras séries de ensaios foram realizadas à temperatura ambiente (20°C), sendo em seguida executados ensaios a temperaturas mais elevadas. Os resultados obtidos experimentalmente nestes ensaios são apresentados e comentados. Efectuam-se ainda correlações entre os resultados laboratoriais e as fórmulas de previsão de forças de rotura apresentadas na bibliografia consultada. Por fim, apresentam-se as conclusões retiradas do trabalho desenvolvido.

4.2. ESTADO DA ARTE

Desde o início dos anos 80 que a utilização de ancoragens em obras de construção civil tem sido objecto de análise. Desde então, diversos estudos, realizados em variados pontos do mundo, têm sido alvo de publicação. As referências encontradas

podem ser divididas em dois grupos, de acordo com o tipo de abordagem efectuada: estudos experimentais e desenvolvimentos teóricos.

Nos pontos seguintes apresenta-se um resumo dos estudos que têm vindo a ser publicados em ambas as vertentes.

4.2.1. Estudos experimentais

Ao longo dos anos 80, Eligehausen et al. [1, 2, 3] estudaram os possíveis modos de rotura de ancoragens, realizando campanhas experimentais. Nestes trabalhos, as ancoragens foram sujeitas a cargas de tracção e corte, sendo tomadas como variáveis a distância da posição da ancoragem ao extremo do elemento de suporte. A possibilidade de existência de betão fissurado e os efeitos de retracção foram igualmente tomados em consideração.

Simultaneamente, Luke [4] estudou o comportamento de ancoragens coladas em elementos de betão. No seu trabalho, referiu a importância da limpeza dos furos de ancoragem para a obtenção de um bom desempenho. Luke propôs um método de limpeza a ser executado nos elementos de suporte, antes da colagem, que consistia na escovagem dos orifícios com uma escova metálica por forma a retirar as partículas soltas, seguida por aspiração. De acordo com este autor, para o tipo de adesivo e betão por ele utilizado, podia admitir-se a ocorrência de uma tensão de corte de 12.4MPa uniformemente distribuída ao longo da colagem, entre o adesivo e o betão.

Bazant et al. [5] estudaram o efeito de escala em ensaios de “*pullout*” de varões de aço embebidos em betão, tendo proposto o uso de uma fórmula aproximada para previsão da resistência de ancoragens sujeitas a esforços de tracção. Uma campanha experimental foi levada a cabo, sobre provetes constituídos por cubos de betão com arestas de 3.8mm (1.5”), 7.6mm (3”) e 15.2mm (6”), nos quais se encontravam embebidos varões de aço com comprimentos de embebição 1.27mm (0.5”), 2.54mm (1”) e 5.1mm (2”), respectivamente. Os diâmetros dos varões foram escolhidos de modo a respeitar a variação de escala. Os autores obtiveram dois tipos de rotura diferentes: fractura do betão em torno do varão (“*splitting*”) e rotura por arrancamento do betão (“*pullout*”).

Os ensaios evidenciaram que a fórmula proposta por Bazant [6] era válida para a situação de varões embebidos em betão. Nos casos em que a ancoragem era constituída por varões de maior diâmetro, observaram-se modos de rotura por fractura do betão, enquanto que varões menores, com menor comprimento de embebedimento, conduziram a roturas por “pullout”.

Já na década de 90, Cook et al. [7] realizaram um conjunto de ensaios laboratoriais sobre diferentes tipos de ancoragens simples. Nesse trabalho, comparavam o comportamento de ancoragens pré- e pós-instaladas sujeitas a fadiga, cargas estáticas e cargas de impacto. No respeitante às ancoragens coladas, foram testados adesivos à base de resinas epóxicas, polyester e vinylester. Os ensaios foram realizados segundo a norma ASTM E 488-84 [8]. Os autores recomendaram a adopção de uma folga de 3mm entre o diâmetro do furo e o diâmetro do varão. Neste tipo de ancoragem, a transferência de carga realizava-se ao longo da totalidade do comprimento da colagem, sendo influenciada pela resistência de ambas as ligações aço-adesivo e adesivo-betão, e ainda pela capacidade de infiltração da resina no betão circundante ao furo.

O trabalho permitiu concluir que o critério sugerido no Appendix B do ACI 349 [9], para o estabelecimento dos comprimentos de ancoragem que garantissem a ocorrência de roturas dúcteis das ancoragem betonadas *in situ*, não era aplicável a ancoragens coladas. Este facto ficava a dever-se a diferenças no mecanismo de transferência de cargas entre os dois tipos de ancoragem.

Verificou-se ainda que, nas ancoragens coladas que romperam devido a comprimentos insuficientes, o cone de betão variou de um comprimento de 25 a 50mm a partir da face superior do betão, ocorrendo a rotura da colagem no restante comprimento. A direcção de instalação das ancoragens (vertical, horizontal ou invertida) não revelou ter influência na resistência da ancoragem. Os resultados mostraram ainda que, quando o comprimento de embebedimento de uma ancoragem química era suficientemente longo para que a rotura sob acção de cargas estáticas tivesse lugar no aço, a resistência final da ancoragem não era influenciada por fadiga ou cargas de impacto.

Num outro programa experimental, Cook et al. [10] testaram o comportamento de ancoragens coladas com diferentes tipos de adesivo, tendo as ancoragens sido construídas com varões roscados com 16mm de diâmetro.

Os autores desenvolveram um modelo teórico, baseado na admissão de um comportamento elástico, tendo os resultados obtidos experimentalmente sido correlacionados com as previsões desse modelo. Verificou-se que as ancoragens com comprimentos de 100mm e 150mm atingiam a rotura através da formação de roturas mistas betão/adesivo. Os cones de betão resultantes apresentavam um comprimento médio de 50mm a 100mm.

Uma série de testes realizados sobre ancoragens em que o topo (50mm) se encontrava descolado do betão permitiu obter roturas sem cone de betão. A rotura observada nestes ensaios ocorreu no aço ou por descolamento do adesivo.

Com base neste trabalho foram elaboradas algumas recomendações para o projecto de ancoragens coladas.

Eligehausen et al. [11] estudaram o comportamento de diferentes tipos de ancoragens em que o suporte era constituído por betão fissurado.

Foram realizados ensaios laboratoriais para determinar a probabilidade de os ligadores se localizarem em zonas fissuradas. Os resultados obtidos provaram que a presença de fissuras no betão condicionou, em certa medida, o comportamento de ancoragens mecânicas sujeitas a esforços de tracção. A magnitude desta influência dependia do tipo de buchas utilizadas.

Cook et al. [12] identificaram, por via experimental, os factores que influenciam a resistência de ancoragens químicas. De acordo com este estudo, os parâmetros mais importantes são: o comprimento da ancoragem, o tipo de agente adesivo utilizado, o diâmetro das ancoragens, o tipo de superfície da ancoragem, a espessura da resina e as condições de limpeza e humidade dos orifícios efectuados durante a construção das ancoragens. A idade da ancoragem à data do primeiro carregamento e o tipo de carga aplicado foram igualmente factores considerados importantes.

O efeito da temperatura na resistência de ancoragens coladas tem sido um factor negligenciado pela maioria dos investigadores.

Num dos poucos trabalhos que referem ensaios efectuados a temperaturas superiores à temperatura ambiente, Cook et al. [12] descreveram alguns testes efectuados a 43°C. A partir destes ensaios, os autores verificaram que a temperatura pode influenciar significativamente a resistência das colagens.

Abrishami et al. [13] apresentaram uma técnica para a realização de ensaios laboratoriais que simulava uma tensão de aderência uniforme entre os varões de aço e o betão circundante. Este método permitiu a determinação da relação entre a tensão de colagem e o escorregamento, tendo aplicação no estudo do comportamento de armaduras de reforço estrutural e ancoragens. A técnica era aplicável ao estudo de peças que sofriam rotura por “*pullout*” ou “*splitting*”.

O método consistia na aplicação de um valor determinado de pré-tensão ao varão a ensaiar, sendo a betonagem efectuada em torno do varão pré-tensionado. Através da escolha criteriosa do valor de pré-tensão, era possível garantir que a distribuição de tensões entre o aço e o betão fosse aproximadamente uniforme. Os autores ilustraram a aplicabilidade do método, apresentando exemplos de ensaios realizados.

Kankam [14] investigou, por via experimental, a relação entre a tensão de colagem, a tensão no aço e o escorregamento entre a armadura e o betão, em elementos de betão armado. Os provetes de ensaios eram constituídos por blocos prismáticos de betão, com comprimento de 200mm, que eram atravessados por um varão de aço. Os dois extremos deste varão encontravam-se fixos nas amarras de uma máquina de ensaio universal. O ensaio consistiu na aplicação gradual de um esforço de tracção ao betão, sendo medida a extensão em diversos pontos do varão. Através deste processo, calculou-se a variação da extensão ao longo da zona de embebimento no betão, o que permitiu determinar a variação da tensão de corte ao longo da colagem e os escorregamentos.

Foram ainda calculadas as relações entre a tensão de corte na colagem, a tensão axial no aço e o escorregamento, para varões de 25mm lisos e nervurados, de aço macio e endurecido. O autor desenvolveu fórmulas empíricas que permitiam prever a relação entre a tensão de colagem e o deslocamento para os diferentes tipos de aço ensaiado.

Cheok et al. [15] elaboraram uma revisão do estado da arte referente a ancoragens pós-instaladas, onde listaram as publicações mais importantes relacionadas tanto com ancoragens químicas como com ancoragens mecânicas. No seu trabalho, foram sumariadas as conclusões dos trabalhos teóricos e experimentais realizados até àquela data, sendo ainda feita uma apresentação dos códigos de projecto em elaboração à data da publicação.

4.2.2. Estudos teóricos

No início da década de 80, Cannon et al. [16] apresentaram um artigo com recomendações para o projecto de ancoragens metálicas.

Este documento continha informação sobre os requisitos mínimos de segurança para o projecto de ancoragens metálicas, cobrindo diferentes formas de transmissão de esforços entre o aço e o betão (corte, fricção, tensão, incluindo diversas combinações de acções). Eram analisados diferentes tipos de ancoragens, quer mecânicas quer coladas. De entre as ancoragens coladas, o documento excluiu explicitamente as ancoragens epóxicas, concentrando-se nas ancoragens coladas com ligantes à base de cimento. Os autores recomendavam que o dimensionamento das ancoragens fosse realizado de modo a que a capacidade de carga fosse determinada pela resistência do aço, garantindo assim a ocorrência de roturas dúcteis.

O valor recomendado da tensão resistente do betão sujeito a “*pullout*” a utilizar no cálculo baseou-se na expressão

$$f_{ct} = 4 \cdot \psi \cdot \sqrt{f'_c} , \quad (4.1)$$

onde f'_c é a tensão resistente do betão à compressão, medida em cilindros; e ψ é um factor de redução. Assumiu-se que esta tensão actuava uniformemente na área efectiva de projecção dos cones de betão, sobre a superfície horizontal da laje. Os cones irradiam com uma inclinação de 45° desde o extremo da ancoragem.

Caso a ancoragem fosse constituída por diversos varões, seria necessário ter em conta a sobreposição das áreas referentes aos diferentes cones. Os autores sugeriram que o factor de redução ψ assumisse o valor 0.65 para ancoragens com comprimento

de embebedimento curto. Quando o comprimento de embebedimento fosse suficientemente elevado para garantir que a cabeça da ancoragem se encontrava abaixo da armadura superior, o factor poderia tomar o valor 0.85.

Em 1983, Peier [17], utilizando o Método dos Elementos Finitos, apresentou um modelo numérico, para prever a rotura de ancoragens simples, sujeitas a esforços de “pullout” sob acções de cargas estáticas. Este modelo era axissimétrico, apresentando um comportamento não-linear. Entre os parâmetros considerados incluíam-se as dimensões da ancoragem (comprimento da ancoragem, comprimento de embebedimento e espessura do bloco de betão) e as propriedades dos materiais. Para a modelação do betão, considerou-se uma relação tensão-extensão multiaxial não-linear, que descrevia a redução de rigidez do material com o aumento das tensões instaladas. Apenas a rotura no betão foi tomada em consideração. A superfície de fractura era definida por fissuração, para tensões de tracção instaladas, ou por esmagamento, quando as tensões instaladas eram de compressão. Definiu-se ainda o comportamento do material após fissuração ou esmagamento.

Foram analisados três tipos de ancoragem: ancoragem de expansão, ancoragem adesiva e ancoragem moldada. Neste último tipo de ancoragem mecânica, a cabeça da ancoragem era mais larga do que o varão, sendo o orifício efectuado com o auxílio de uma ferramenta especial.

Os resultados numéricos foram comparados com resultados experimentais provenientes de uma base de dados. Os autores concluíram que o modelo proposto permitia determinar, com uma boa aproximação aos resultados experimentais, tanto a carga como o mecanismo de rotura.

Segundo o ACI 349 [9], a capacidade resistente a esforços de tracção de uma ancoragem simples, afastada de arestas, era dada por

$$N_{n0} = f_{ct} \cdot A_{N0}, \quad (4.2)$$

onde $f_{ct} = 4 \cdot \psi \cdot \sqrt{f'_c}$ é a tensão resistente do betão à tracção, sendo ψ um factor de redução e f'_c é a tensão resistente do betão à compressão medida em cilindros; e $A_{N0} = \pi h_{ef}^2 (1 + d_u / h_{ef})$ é o valor da projecção, na superfície do betão, da área da

superfície do cone de rotura de betão, assumindo uma inclinação de 45°, sendo d_u o diâmetro da cabeça da ancoragem e h_{ef} o comprimento de embebimento da ancoragem.

Esta expressão podia ser aplicada a casos de ancoragens múltiplas, tomando a forma

$$N_n = \frac{A_N}{A_{No}} N_{n0}, \quad (4.3)$$

em que A_N é a área dos cones de tensões que irradiam das várias ancoragens, projectada na superfície do betão.

Esta fórmula foi desenvolvida para ancoragens betonadas *in situ*, sendo a sua aplicabilidade a ancoragens coladas quimicamente contestada por alguns autores [7].

Fuchs et al. [18] apresentaram um modelo para o projecto de ancoragens de aço pós-instaladas e betonadas *in situ*, designado “Concrete Capacity Design” (CCD). Os autores compararam este modelo com as recomendações de ACI 349-85 [9], em condições de ancoragens efectuadas em betão não fissurado, sujeitas a cargas monotónicas.

Os resultados de ambos os métodos foram cruzados com os resultados experimentais provenientes de uma base de dados contendo informação sobre ancoragens simples e múltiplas. Os autores concluíram que o CCD permitia prever com exactidão a carga de rotura de ancoragens para um vasto leque de aplicações.

De acordo com o CCD, a carga de rotura para uma ancoragem sujeita a cargas de tracção era calculada adoptando uma superfície de rotura piramidal com vértice no extremo inferior da ancoragem e cujas faces apresentam uma inclinação de 35° em relação à face do betão. Este valor equivalia a assumir que a superfície de rotura se prolongava, na horizontal, cerca de três vezes o comprimento de embebimento efectivo da ancoragem. Segundo Fuchs et al. [18], a carga de rotura de uma ancoragem simples, em betão não fissurado e sem influência de arestas, podia ser obtida por

$$N_{n0} = k_1 \sqrt{f_c} k_2 h_{ef}^2 k_3 h_{ef}^{-0.5}, \quad (4.4)$$

em que k_1 , k_2 e k_3 são factores de calibração, $k_1\sqrt{f'_c}$ corresponde à tensão de rotura à tracção do betão, $k_2h_{ef}^2$ é a área de rotura, e $k_3h_{ef}^{-0.5}$ contempla o “efeito de escala”. A expressão anterior pode tomar o aspecto

$$N_{n0} = k_{nc}\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}, \quad (4.5)$$

em que $k_{nc} = k_1k_2k_3$ toma o valor 13.5 para ancoragens pós-instaladas e 12.5 para ancoragens betonadas *in situ*.

Uma das vantagens deste método residia na facilidade de calcular variações na capacidade resistente da ancoragem devidas a factores como a distância ao extremo do elemento, o espaçamento entre ancoragens e o agrupamentos de varões. A capacidade resistente de ancoragens múltiplas pode ser calculada através da expressão

$$N_n = \frac{A_N}{A_{N0}}\psi_2N_{n0}, \quad (4.6)$$

em que $A_{N0} = 9h_{ef}^2$ é a área projectada correspondente a uma ancoragem não limitada por influências externas, calculada admitindo como superfície de rotura uma pirâmide de base $3h_{ef}$; A_N é a área projectada na superfície do betão de todas as ancoragens consideradas e ψ_2 é um factor que tem em conta a perturbação causada por arestas próximas, tomando os valores

$$\begin{cases} \psi_2 = 1, & \text{se } c_1 \geq 1.5h_{ef} \\ \psi_2 = 0.7 + 0.3\frac{c_1}{1.5h_{ef}}, & \text{se } c_1 < 1.5h_{ef} \end{cases} \quad (4.7)$$

Segundo os autores, o CCD permitia estimar com precisão as resistências médias de ancoragens simples sem influência de arestas, sujeitas a tracção, para comprimentos de embebimento entre 20mm e 525mm. Para comprimentos da ordem de 250mm, os resultados do CCD mostraram-se algo conservadores, ao passo que os resultados dados pelo ACI-349 [9] revelaram ser pouco seguros para comprimentos muito grandes.

O CCD revelou melhores resultados para algumas aplicações com ancoragens duplas, apresentando igualmente coeficientes de variação menores. A forma de cálculo das áreas de projecção, baseadas em rectângulos, proposta pelo CCD, era mais simples de implementar em aplicações computacionais. Este método tomava ainda em consideração a perturbação de distribuição de tensões no betão provocada pela existência de arestas e excentricidades, factores que eram negligenciados pelo ACI-349 [9].

Um estudo experimental, referido anteriormente [11], indicou que, em betão fissurado, o coeficiente k_{nc} deveria ser reduzido em 25%, para ter em conta a fissuração.

Farrow et al. [19] complementaram este trabalho, efectuando comparações entre os resultados de diferentes códigos de projecto e as estimativas feitas, tendo por base variações no ângulo de rotura do cone de betão.

Abrishami et al. [20] expandiram o seu trabalho anteriormente referido [13], derivando equações que relacionavam a força de rotura com o escorregamento.

As equações apresentadas permitiam prever as cargas de rotura devido a “*pullout*” e “*splitting*”, em três tipos de ensaios: ensaios de “*pullout*”, ensaios de “*push-in*” e ensaios combinados “*pullout / push-in*”. Os autores defendiam que uma combinação de forças “*pullout*” e “*push-in*” permitia simular uma distribuição de tensões de colagem mais uniforme ao longo do varão do que um teste unicamente de “*pullout*”.

A Figura 4.1 ilustra os esquemas correspondentes aos três tipos de carregamento.

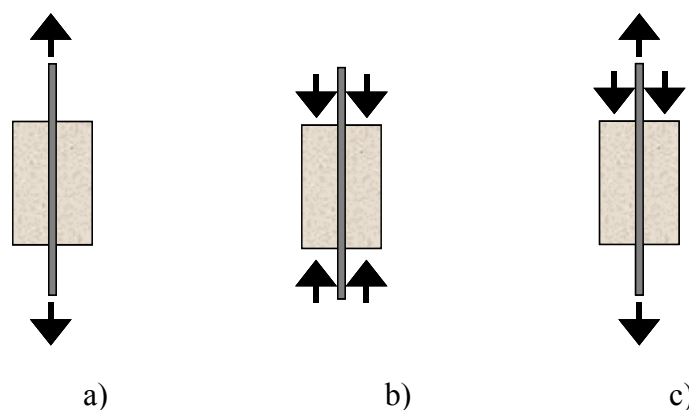


Figura 4.1 – Esquema de ensaio “*pullout*” sujeito a diferentes condições de carregamento: a) “*pullout*”; b) “*push-in*”; c) combinação “*pullout / push-in*” [20].

A relação entre a carga e o escorregamento, em provetes com rotura devido a “*pullout*”, era dada por

$$N = \left[\frac{2k(e^{kl} - e^{-kl}) \left(\frac{E_s A_s}{1+n\rho} \right)}{2 + e^{kl} + e^{-kl}} \right] \delta_{av}, \quad (4.8)$$

com $k = \sqrt{\frac{4(1+n\rho)}{d_b E_s}} E_a$, $n = \frac{E_s}{E_c}$ e $\rho = \frac{A_s}{A_c}$, onde E_s é o módulo de elasticidade do varão; E_a é o módulo de elasticidade da cola antes do aparecimento de fissuras; E_c o módulo de elasticidade do betão; A_s e A_c as áreas de secção do aço e betão, respectivamente; d_b o diâmetro do varão; l o comprimento de embebimento e δ_{av} o deslocamento médio relativo entre o betão e o varão.

Quando a rotura ocorre por “*splitting*”, a relação correspondente era

$$N = \left[\frac{-2k \sin(kl) \left(\frac{E_s A_s}{1+n\rho} \right)}{1 + \cos(kl)} \right] (\delta_{av} + m), \quad (4.9)$$

com $m = \delta_{sf} \left(\frac{E_a}{E_{af}} - 1 \right)$, onde E_{af} é o módulo de elasticidade da cola após a fissuração, δ_{sf} é o escorregamento médio relativo entre varão e betão no momento da rotura por “*pullout*”, e os restantes símbolos têm o significado indicado anteriormente.

Estas expressões foram comparadas com testes experimentais, tendo os autores concluído que a distribuição de tensões na colagem dependia do comprimento de embebimento, das dimensões do varão e do provete e das propriedades do betão.

Para provetes testados em ensaios de “*pullout*” clássicos, a relação entre a tensão máxima na rotura por “*pullout*” e a tensão média era de cerca de 1.37, enquanto que na rotura por “*splitting*”, a mesma relação era de 1.26. Através da aplicação de uma combinação de forças “*pullout*” e “*push-in*”, a relação entre tensões máximas e médias em ambos os tipos de rotura foi reduzida para 1.11.

Os autores verificaram ainda que, após a formação de fissuras, a tensão de colagem assumia uma distribuição aproximadamente uniforme, não sendo muito afectada pelo tipo de carregamento.

Tendo por base dois modelos de distribuição de tensões na zona de colagem, um deles assumindo uma distribuição uniforme de tensões de corte e sendo o outro um modelo elástico, Cook [21] apresentou equações para prever a carga de rotura e a altura do cone de rotura, em ancoragens químicas com rotura mista no betão e colagem. A exactidão das equações foi confirmada por comparação com resultados laboratoriais. O autor afirmou que, para baixos comprimentos de colagem, ambos os modelos utilizados revelavam resultados semelhantes, sendo recomendado o modelo que assumia uma distribuição de tensões de corte uniforme, devido à sua simplicidade de aplicação. Para comprimentos de colagem superiores a $40\sqrt{d}$, em que d é o diâmetro da ancoragem, deveria ser utilizado um modelo mais elaborado.

Assumindo um modelo de distribuição uniforme de tensões de corte, a carga de rotura mista de uma ancoragem simples por formação de cone de betão e rotura de colagem era dada por

$$N = N_{cone} + N_{cola} \quad (4.10)$$

em que N_{cone} corresponde à contribuição para a resistência da ancoragem conferida pelo cone de betão, enquanto que N_{cola} designa a contribuição conferida pela zona de colagem.

Segundo Cook [21], para valores correntes de diâmetros, comprimentos de embebimento e propriedades do adesivo, a contribuição do cone de betão na resistência da ancoragem é muito baixa, quando comparada com a contribuição da colagem.

A primeira parcela da equação (4.10) podia ser calculada utilizando a fórmula proposta por Eligehausen et al. [1]

$$N_{cone} = 0.92h_{cone}^2\sqrt{f'_c} \quad (4.11)$$

em que h_{cone} é a altura do cone de rotura de betão; f'_c representa a resistência do betão em compressão, medida em provetes cilíndricos, com 150mm diâmetro e 300mm de altura.

Assumindo uma distribuição uniforme de tensões ao longo da ancoragem, a resistência desenvolvida pela cola assumia o valor

$$N_{cola} = \tau_0 \pi d h_{ef}, \quad (4.12)$$

onde h_{ef} designa a profundidade efectiva da ancoragem; f'_c representa a resistência do betão à compressão, medida em cilindros; τ_0 é a tensão de corte uniforme ao longo da interface cola-aço e d é o diâmetro do varão.

No entanto, os ensaios realizados revelaram a ocorrência de roturas de ancoragem com a formação de cones de betão com um comprimento significativamente inferior ao comprimento efectivo da ancoragem.

Análises efectuadas pelos autores com recurso ao Método dos Elementos Finitos indicaram que a resistência poderia ser determinada com maior precisão se fosse adoptado um comprimento reduzido.

Tendo em conta este factor, e a partir das expressões (4.11) e (4.12), os autores sugeriram que a carga de rotura em ancoragens, exibindo uma rotura combinada betão/colagem, podia ser calculada pela expressão

$$N = 0.92 h_{cone}^2 \sqrt{f'_c} + \tau_0 \pi d (h_{ef} - h_{cone}), \quad (4.13)$$

em que h_{cone} é a altura do cone de betão, dada por

$$h_{cone} = \frac{\tau_0 \pi d}{1.84 \sqrt{f'_c}}, \quad (4.14)$$

onde os símbolos têm o significado anteriormente indicado.

A equação (4.13) é aplicável nos casos em que $h_{ef} > h_{cone}$. Se esta condição não se verificar, aplica-se a equação (4.11).

Tendo por base o modelo elástico, a carga de rotura e a altura do cone de betão correspondentes podem ser determinadas pelas seguintes expressões,

$$N = 0.92h_{cone}^2\sqrt{f'_c} + \tau_{m\acute{a}x}\pi d \left(\frac{d}{\lambda'} \operatorname{tg} \left(\frac{\lambda'(h_{ef} - h_{cone})}{\sqrt{d}} \right) \right) \quad (4.15)$$

$$h_{cone} = \frac{\tau_{m\acute{a}x}\pi d}{1.84\sqrt{f'_c}} \operatorname{sech}^2 \left(\frac{\lambda'(h_{ef} - h_{cone})}{\sqrt{d}} \right), \quad (4.16)$$

onde $\tau_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima de aderência da ancoragem; sech é a função secante hiperbólica; λ' é uma constante elástica, determinada experimentalmente, que depende da rigidez ao corte da ligação colada e da rigidez axial do varão, mas é independente do diâmetro.

A altura estimada do cone, utilizando o modelo uniforme de tensões, representa sempre a altura máxima para este cone, visto que a expressão $\operatorname{sech}^2 \left(\frac{\lambda'(h_{ef} - h_{cone})}{\sqrt{d}} \right)$ é sempre igual ou inferior à unidade. As equações mostram ainda que a profundidade do cone aumenta com o aumento da resistência do adesivo, o diâmetro do orifício e a resistência do betão.

O autor (ver Cook [21]) afirmava que, embora representasse uma formulação teórica mais precisa do comportamento de ancoragens coladas, este modelo elástico não permitia a elaboração de regras para um projecto simplificado das ancoragens.

Cook et al. [22] estudaram os tipos de rotura possíveis em ancoragens químicas efectuadas em betão não fissurado. O seu trabalho permitiu desenvolver recomendações de projecto para ancoragens adesivas sujeitas a cargas de tracção.

Segundo estes autores, as ancoragens coladas podem exibir quatro tipos diferentes de rotura (ver Figura 4.2).

A rotura no aço (ver Figura 4.2a) caracteriza-se pela cedência e consequente fractura do varão de aço. Este tipo de rotura ocorre geralmente para grandes comprimentos de encastramento dos varões.

A rotura no elemento de betão, com a formação de um cone de rotura, é observável quando os comprimentos de encastramento dos varões são pequenos (ver Figura 4.2b).

A rotura da ligação na zona do adesivo pode surgir nas situações em que a superfície de colagem não tem aderência suficiente, devido a deficiente limpeza do orifício, ou baixa rugosidade das superfícies coladas. Este tipo de rotura pode ainda ocorrer em casos em que a cura do elemento adesivo não tenha sido efectuada convenientemente (ver Figura 4.2c).

A rotura conjunta betão-colagem surge, segundo Cook et al. [22], para comprimentos de embebimento superiores a 50mm, mas não suficientemente longos para provocar a ocorrência de rotura no varão (ver Figura 4.2d).

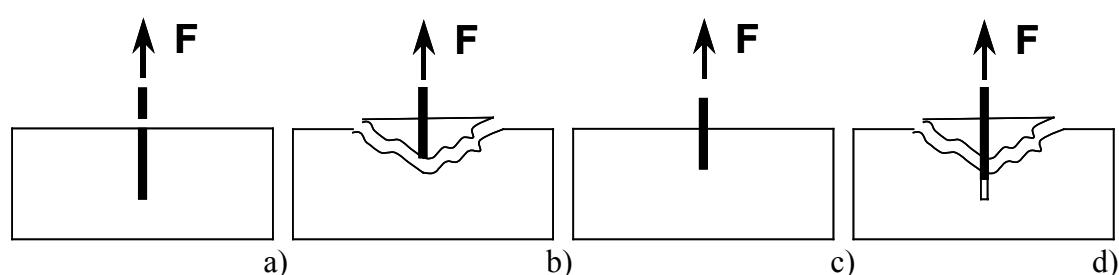


Figura 4.2 –Modos de rotura de ancoragens: a) aço; b) betão; c) colagem; d) mista aço/colagem.

O modelo desenvolvido por Cook et al. [22] era aplicável unicamente a ancoragens simples, afastadas das faces livres do elemento de suporte, em que a relação profundidade/diâmetro se encontrava compreendida entre 4.5 e 25, o betão possuía uma resistência à compressão compreendida entre 13 e 68MPa e as áreas coladas tinham valores entre 1250mm^2 e 60000mm^2 .

O modelo admitia a existência de tensões de colagem uniformes. Os resultados numéricos foram correlacionados com resultados experimentais provenientes de uma base de dados mundial, revelando uma boa aproximação aos dados existentes. Os resultados obtidos aproximavam-se ainda dos obtidos em estudos não lineares efectuados sobre sistemas de ancoragens adesivas.

McVay et al. [23] desenvolveram, utilizando o Método dos Elementos Finitos, um modelo elasto-plástico para a análise de ancoragens coladas. Os resultados provenientes do modelo foram comparados com resultados experimentais, tendo sido testadas ancoragens com quatro comprimentos diferentes, em varões roscados de 16mm. O modelo permitiu prever a resistência de ancoragens sujeitas a “*pullout*”, e

também identificar os comprimentos dos cones nas roturas ocorridas no betão. Os autores defendiam que a rotura se iniciava junto à interface entre a ancoragem e o material adesivo, abaixo da superfície, propagando-se em direcção à superfície com diversos planos de rotura possíveis.

A rotura no betão ocorria devido a esforços de tracção, enquanto que na zona de interface entre o betão e o adesivo a rotura surgia por corte. À medida que o betão e o adesivo se aproximavam da rotura, dilatavam, provocando um aumento pontual de resistência ao corte da camada adesiva, que desaparecia subitamente quando o cone de betão atingia a superfície, devido à perda de confinamento. A rotura no cone de betão e na ligação entre o adesivo e o betão ocorria simultaneamente.

Os autores verificaram ainda que, à medida que o comprimento de embebimento aumentava, a tensão de corte na interface betão-adesivo assumia uma distribuição mais uniforme. Segundo os autores, o uso de um modelo simples permitia obter resultados adequados na avaliação da capacidade resistente das ancoragens (com erros abaixo de 4%), assumindo uma tensão de corte uniforme de valor $\tau_{med}\pi dh_{ef}$, aplicada na zona colada, em que τ_{med} é um valor obtido a partir de testes experimentais, d é o diâmetro do varão e h_{ef} o comprimento de embebimento.

4.2.3. Desenvolvimento de códigos de projecto e documentação técnica

O aumento da utilização de ancoragens e a sua importância na construção nos últimos anos tem sido reconhecido pelos investigadores e legisladores. O código de projecto americano ACI-318-02 [24] inclui, desde a sua última revisão, indicações específicas para o projecto e dimensionamento de ancoragens.

Na Europa, encontra-se em desenvolvimento um guia de projecto dedicado a ancoragens [25], realizado pelo “Comité Euro-International du Béton”. Prevê-se que o guia venha a ser constituído por sete partes. A primeira parte fornece regras de projecto válidas para todos os tipos de ancoragens metálicas. As restantes partes dão indicações específicas para determinados tipos de ancoragem. Encontram-se já publicadas as primeiras três partes, que incluem as regras de carácter geral, regras

específicas para cálculo de ancoragens mecânicas de expansão e “*undercut*”, e ancoragens mecânicas pré-instaladas. Encontram-se actualmente em preparação as partes referentes a ancoragens coladas (parte 4), “*channel bars*” (parte 5), “*shear lugs*” (parte 6) e outros tipos (parte 7).

No princípio da década de 90, foi criada na Europa, nos termos da Directiva dos Produtos da Construção 89/106/EEC, uma organização denominada “*European Organisation for Technical Approvals*” (EOTA). A EOTA é constituída por organismos designados para o efeito por diversos Estados membros da União Europeia. O representante português na EOTA é o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

A EOTA tem por funções a coordenação de todas as actividades relacionadas com a emissão de documentos de Aprovação Técnica Europeia (ETA), e ainda a monitorização da produção de guias para a criação de ETA (ETAG).

Uma ETA é um documento que constitui uma apreciação favorável da aptidão ao uso de um produto para o qual não existam normas europeias harmonizadas, ou normas nacionais reconhecidas a nível comunitário. A ETA certifica que um determinado produto satisfaz as exigências essenciais para a sua utilização em obras. A verificação destas exigências é feita seguindo os procedimentos estabelecidos no ETAG correspondente. Um produto de construção que possua uma ETA pode receber uma marca de qualidade CE e ser comercializado em qualquer dos Estados membros da União Europeia.

A importância da investigação sobre técnicas de ancoragem é reconhecida pela EOTA, que dedicou o seu primeiro ETAG às cavilhas metálicas para fixação. Este guia é constituído por seis partes, das quais as primeiras cinco foram já publicadas. As três primeiras partes, dedicadas às cavilhas em geral [26], cavilhas de expansão com controlo de torção [27], e cavilhas “*undercut*” [28], respectivamente, foram publicadas em 1997 e 1998. A quarta parte [29], que contempla as cavilhas de fixação com controlo por deformação, foi publicada em 1998. A quinta parte [30], dedicada às ancoragens por aderência, foi publicada em Março de 2002. A sexta parte, que se refere a cavilhas de fixação em aplicações não estruturais encontra-se ainda em preparação.

4.3. CAMPANHA LABORATORIAL

O presente estudo tem por objectivo analisar o comportamento de ancoragens realizadas através de varões roscados, colados quimicamente. Ensaíram-se ancoragens simples, isto é, constituídas por um único varão, sujeitas à acção de esforços de tracção pura. Este tipo de ancoragens é frequentemente utilizado para efectuar a ligação entre elementos estruturais. Por exemplo, a ligação de estruturas metálicas a fundações de betão armado pode ser efectuada por intermédio de um conjunto de varões roscados ligados por colagem ao betão. Os ensaios realizados no presente trabalho pretenderam reproduzir o comportamento de cada um destes varões, tomado individualmente. O trabalho procurou ainda quantificar a perda de resistência destas ligações coladas quando sujeitas a aumentos de temperatura.

Diferentes variáveis foram consideradas. Para além do efeito da temperatura, que foi avaliado através da realização de ensaios em três níveis de temperatura, foram ainda considerados diferentes diâmetros para os varões, diferentes valores de comprimento total da ancoragem e comprimento efectivo de colagem.

Os sub-capítulos seguintes descrevem o trabalho laboratorial realizado.

Numa primeira fase, descreve-se detalhadamente o esquema de ensaio desenvolvido, bem como o equipamento utilizado e os procedimentos seguidos para a execução dos ensaios de “*pullout*”. Os provetes de ensaio são definidos, sendo feita a caracterização dos materiais utilizados.

Em seguida, apresentam-se os resultados dos ensaios. Em primeiro lugar são apresentados e comentados os resultados obtidos nos ensaios realizados a frio, para as diferentes geometrias de colagem testadas. Indicam-se e analisam-se, depois, os resultados obtidos nos ensaios realizados a temperaturas mais elevadas.

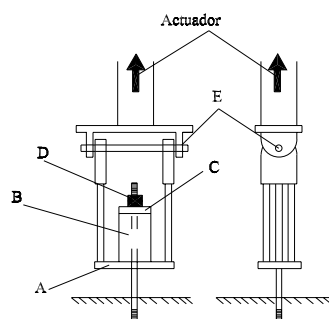
Os resultados dos ensaios realizados nas diferentes condições de temperatura são relacionados entre si, sendo ainda feita uma comparação entre os resultados obtidos na presente campanha laboratorial e as fórmulas de previsão da força de rotura desenvolvidas anteriormente por outros investigadores.

4.3.1. Esquema de ensaio

A Figura 4.3a ilustra o equipamento utilizado para a realização dos ensaios e a sua disposição durante a realização de um ensaio. Os provetes de ensaio em estudo eram constituídos por um único varão roscado, o qual era introduzido num orifício aberto numa laje de betão. O varão era fixo à laje por colagem, realizada através de um adesivo epóxico. Sobre a laje de betão, colocava-se uma estrutura metálica porticada, destinada a suportar o actuador hidráulico utilizado para a aplicação das cargas. Durante a realização do ensaio, este actuador encontrava-se suspenso directamente sobre a ancoragem a ensaiar, aplicando-lhe um esforço de tracção crescente até à rotura desta.



a)



b)

Figura 4.3 – Ensaio de “pullout”: a) equipamento de ensaio; b) esquema do ensaio.

A construção da estrutura porticada (ver Figura 4.3a) foi alvo de uma análise cuidada. Pretendia-se um sistema suficientemente rígido para evitar o aparecimento de deslocamentos parasitas durante o ensaio. Era necessário ainda que o pórtico fosse facilmente manejável, pois a campanha laboratorial exigia que este fosse deslocado de uma laje para outra, à medida que os ensaios iam sendo realizados.

A Figura 4.3b apresenta um esquema detalhado da zona de ensaio. Nesta figura, é possível observar o varão de aço, cujo extremo inferior se encontrava embebido e

colado na laje de betão. O topo do varão atravessava, através de um orifício, uma chapa de aço (A) com uma espessura de 50mm. Esta chapa encontrava-se fixa, por intermédio de seis varões roscados, a uma peça rotulada (E), que fazia a ligação entre a zona da ancoragem e a cabeça do actuador, que se encontrava fixa através de seis parafusos. A rótula tinha por função eliminar da ancoragem possíveis momentos parasitas. O varão prolongava-se, atravessando ainda a célula de carga (B) apoiada na placa. Uma segunda chapa de aço (C) era colocada sobre a célula de carga. Utilizaram-se duas porcas (D) para fixar o extremo superior do varão.

Durante a execução do ensaio, o actuador imprimia às chapas (A) e (C) e à célula de carga (B) um movimento ascendente, forçando-as contra as porcas e produzindo no varão um esforço de tracção. O actuador introduzia uma deformação no varão de $0.01\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$. Utilizaram-se dois transdutores de deslocamentos e uma célula de carga, que faziam registos directamente na zona de ensaio. Desta forma, procurou evitar-se que possíveis deformações do pórtico influenciassem os resultados obtidos. Os transdutores mediam o deslocamento vertical da chapa (A). A célula de carga encontrava-se sujeita a um esforço de compressão de valor igual à carga de tracção aplicada ao varão. Os valores lidos pela célula de carga e transdutores de deslocamentos eram registados através de um aparelho de aquisição de dados.

Procurou-se, através deste esquema de ensaio, eliminar a presença de momentos flectores nos varões roscados ensaiados, sujeitando todas as ancoragens a esforços de tracção pura.

4.3.1.1. Forno

Para a execução dos ensaios a quente foi utilizado um forno tipo “Campânula”, com capacidade para atingir temperaturas de 1200°C , fabricado pela Termolab, de acordo com projecto desenvolvido no âmbito do presente trabalho (ver Figura 4.4). Este forno não tinha fundo, permitindo que o calor incidisse directamente na laje de betão. Possuía um orifício circular na face superior, com um diâmetro de 120mm, que possibilitava a passagem do varão da ancoragem e a sua ligação ao actuador no exterior do forno. O forno tinha uma secção, em planta, quadrada, possuindo dimensões internas úteis de $500\text{mm}\cdot 500\text{mm}\cdot 150\text{mm}$ (ver Figura 4.4b). O aquecimento era garantido por três grupos de duas resistências eléctricas, com uma potência total de 19kW. O controlo do aquecimento era efectuado através de dois

controladores de temperatura Eurotherm, série 2404, sendo a temperatura no interior do forno lida através de duas sondas térmicas tipo K.

O varão passava através do orifício superior, sendo a sua ligação ao actuador efectuada no exterior do forno. A temperatura no interior do forno era elevada até que, na face superior da laje, se atingisse o valor pretendido. O ensaio a quente decorria de forma análoga aos ensaios a temperatura ambiente.

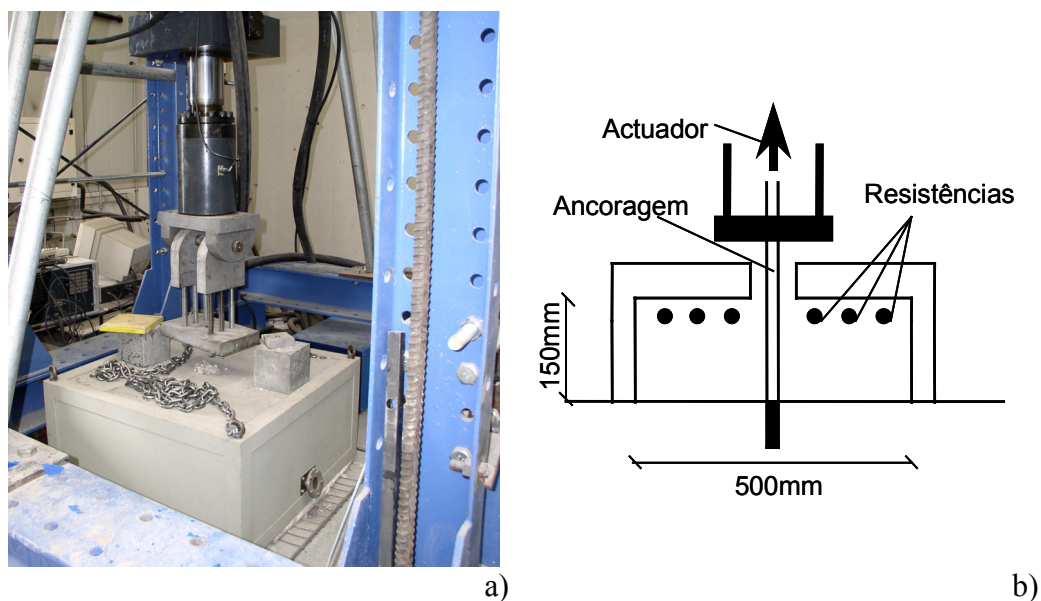


Figura 4.4 – Forno tipo campânula: a) aspecto do forno; b) corte esquemático do forno.

Durante os ensaios realizados com variação de temperatura, foram também utilizadas 4 sondas de temperatura (termopares tipo K), para monitorizar as temperaturas no interior do provete.

4.3.1.2. Concepção e dimensionamento do pórtico

O esquema de ensaio exigiu a utilização de uma estrutura metálica que permitisse servir de suporte ao actuador. Esta estrutura apoiava-se sobre uma laje de betão. A Figura 4.5 apresenta um esquema cotado da estrutura utilizada.

A estrutura era constituída por dois pórticos, construídos com perfis metálicos HEB220 e UNP200, com um comprimento de 2.5m, ligados transversalmente por intermédio de vigas metálicas com 2.0m de comprimento. Todos os elementos metálicos encontravam-se ligados através de parafusos metálicos (classe 8.8, M20).

Os apoios de cada pórtico eram efectuados por duas vigas paralelas HEB220, com 2.5m de comprimento. Sobre cada uma destas vigas, nasciam dois pilares metálicos, constituídos por dois perfis UNP200. Os perfis constituintes de cada um dos pilares eram solidarizados por peças metálicas tubulares e varões (ver Figura 4.6a).

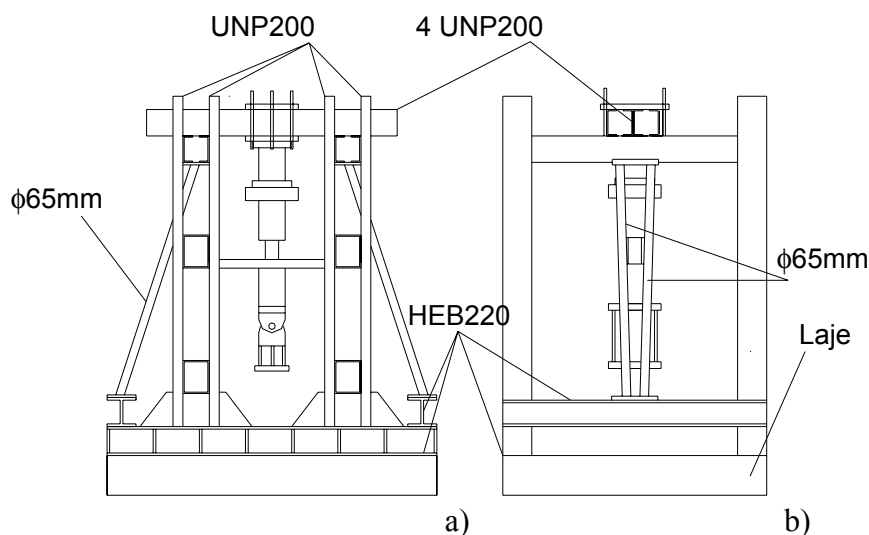


Figura 4.5 – Esquema do pórtico: a) vista frontal; b) vista lateral.

No sentido transversal, os topos dos pilares eram unidos por duas vigas, constituídas por dois perfis UNP200 cada (ver Figura 4.6b), com um comprimento total de 2.0m. Estas vigas serviam de suporte ao actuador. Ainda no sentido transversal, nos extremos de cada uma das vigas de apoio, colocaram-se vigas constituídas por perfis metálicos HEB220. A fim de proporcionar maior rigidez ao pórtico, foram acrescentados elementos tubulares, que solidarizavam as vigas transversais entre si.

O actuador encontrava-se suspenso de uma viga, constituída por 4 perfis UNP, que se apoiava na estrutura metálica (ver Figura 4.6c). A fim de possibilitar a realização de múltiplos ensaios sobre a mesma laje, era possível deslocar esta viga sobre a estrutura de suporte, permitindo que o actuador efectuasse movimentos de translação. O actuador foi aparafusado a uma chapa metálica com 50mm de espessura, que se encontrava ligada, por intermédio de 6 varões roscados com 20mm de diâmetro, a uma segunda chapa de iguais dimensões. Este conjunto abraçava a viga de

suporte. Durante os ensaios, as extremidades da viga de suporte do actuador eram fixas à estrutura metálica através de varões “Dywidag”.

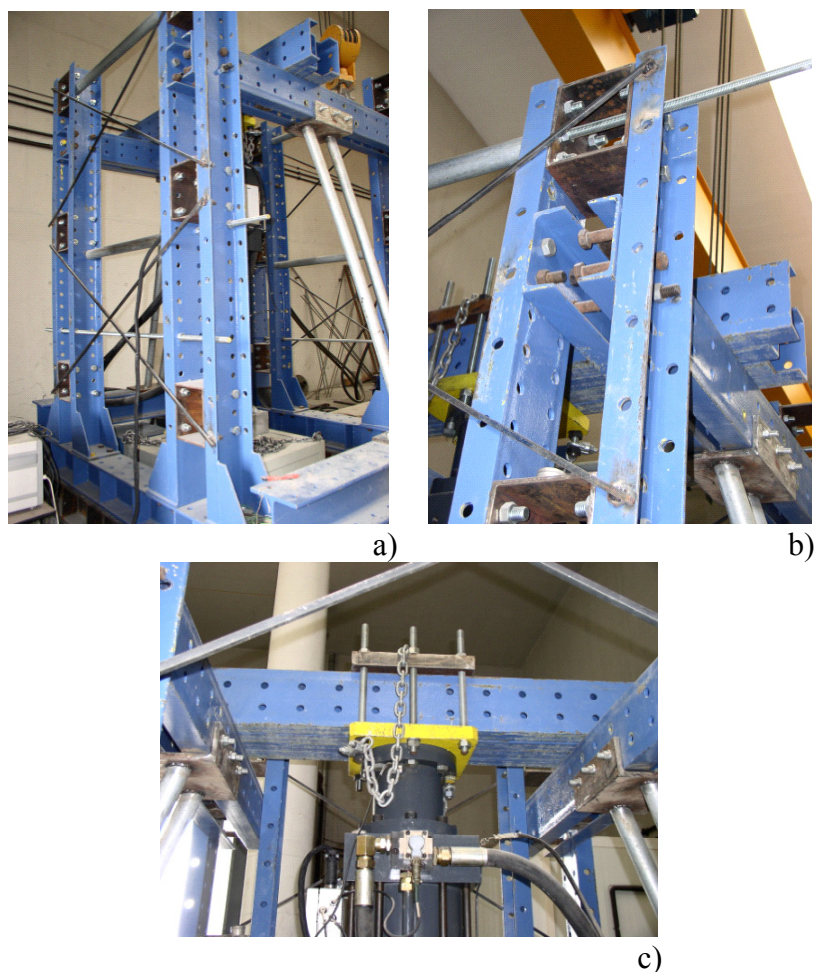


Figura 4.6 – Pormenores do pórtico: a) pilar; b) união entre pilares e vigas; c) viga suporte do actuador.

4.3.1.3. Actuador

Para a realização dos ensaios, foi utilizado um actuador dinâmico hidráulico, marca DARTEC, modelo M1000/A, capaz de aplicar cargas de tracção e compressão. O aparelho possuía uma célula de carga com a capacidade de 750kN. O controlo do actuador era feito de modo automático, com controlo de deslocamentos, através de um computador.

4.3.1.4. Sistema de aquisição de dados

Durante os ensaios, foram feitas medições da força aplicada na ancoragem e também do deslocamento desta. A medição da carga era efectuada através de uma célula de carga de marca TML, modelo CLC-250KNA, de 250kN, colocada no topo

da ancoragem (ver Figura 4.3b), sendo o deslocamento medido por dois deflectómetros TML, modelo CDP-50, com um curso de 50mm. Os valores medidos foram gravados com o auxílio de um aparelho “*datalogger*”, modelo TDS-602.

Durante os ensaios a quente, foi efectuado o registo da variação de temperatura em diferentes pontos, desde o início do aquecimento até ao final do ensaio. As curvas de variação de temperaturas foram igualmente obtidas e gravadas através do “*datalogger*”.

4.3.1.5. Definição das lajes

As lajes que serviam de elemento de suporte da ancoragem foram construídas em betão armado. Uma vez que deveriam verificar um determinado número de condições, o seu projecto foi objecto de um estudo cuidadoso.

Para além de servir de elemento de suporte à ancoragem, as lajes possuíam ainda a função de suportar a estrutura metálica auxiliar. Desta forma, as suas dimensões em planta deveriam ser, no mínimo, de 2.5m*2.0m.

Durante a campanha laboratorial, era necessário deslocar as lajes. Para possibilitar estas deslocações, as lajes foram dotadas de armadura (malha quadrada de varões $\phi 16$, espaçados de 25cm) junto à face inferior. Esta armadura garantia a resistência da laje à flexão durante as movimentações. Para facilitar o transporte, as lajes foram munidas de quatro olhais em aço, localizados na sua face superior.

Utilizaram-se dois modelos de lajes, ambas com uma espessura de 300mm: uma laje tipo 1, utilizada nos ensaios efectuados a frio; e uma laje tipo 2, para os ensaios a temperaturas elevadas.

As lajes do tipo 1 possuíam dimensões em planta de 2.5m*2.0m, não contendo qualquer armadura junto à face superior (ver Figura 4.7). Desta forma, evitaram-se possíveis interferências da armadura na zona de rotura.

As lajes do tipo 2 tinham dimensões em planta de 3.0m*2.0m. O maior comprimento desta lajes em relação às anteriores possibilitava a colocação do forno no interior do pórtico e a colagem de dois varões em simultâneo. Estas lajes possuíam armadura junto à face superior (malha rectangular de varões $\phi 12$, espaçados de 25cm na direcção longitudinal e de 15cm na direcção transversal), para prevenir danos no forno resultantes da projecção de partículas de betão originada por possíveis

rebetamentos explosivos na sua face superior, motivados pelas temperaturas elevadas.



Figura 4.7 – Aspecto de uma laje de ensaio.

4.3.1.6. Definição do diâmetro dos varões.

Uma das variáveis em análise era o diâmetro dos varões roscados utilizados na ancoragem. Antes da realização da campanha laboratorial foram efectuados alguns ensaios preliminares, que permitiram observar o comportamento da estrutura e testar as condições de ensaio pretendidas.

Durante os testes preliminares, foram ensaiados varões com os diâmetros comerciais 12, 16 e 20mm. Foram testadas diferentes condições de ensaio, em que o comprimento de colagem variava. Procurou-se deste modo identificar, para cada diâmetro, as condições que permitiam provocar uma rotura da ancoragem no varão.

No decurso destes ensaios preliminares, verificou-se que as lajes utilizadas não eram suficientemente espessas para poderem garantir a rotura da ancoragem no varão, quando este tinha 20mm de diâmetro. De facto, dois dos ensaios realizados com comprimentos de colagem de 10 diâmetros (10ϕ) provocaram a fissuração da laje. Deste modo, o diâmetro de 20mm foi abandonado no prosseguimento do trabalho. A Tabela 4.1 apresenta as dimensões dos varões utilizados.

O diâmetro externo foi medido pelo exterior do varão, incluindo a espessura conferida pelas estrias da rosca. Para o diâmetro interno, foi tomada a medida do varão com exclusão das estrias. As áreas externa (A_e) e interna (A_s) correspondem

aos valores da secção do varão, calculados a partir dos diâmetros externo e interno, respectivamente.

Tabela 4.1 – Características geométricas dos varões utilizados.

Diâmetro Nominal	Diâmetro Externo (mm)	Diâmetro Interno (mm)	Área externa A_e (mm ²)	Área interna A_s (mm ²)
8	7.40	6.70	43.01	35.26
10	9.80	8.54	75.43	57.28
12	11.75	9.98	108.43	78.23
16	15.80	13.75	196.07	148.49
20	19.75	16.97	306.35	226.18

Os valores de tensão axial no varão ao longo do trabalho foram sempre referidos à área interna, enquanto que a tensão de corte na colagem foi determinada com recurso à área externa.

4.3.1.7. Caracterização dos materiais

Os provetes de ensaio foram construídos com recurso a três constituintes: lajes construídas em betão, varões roscados em aço e uma resina epóxida de dois componentes, com a designação comercial SIKA – Icosit® K 101 [45].

Antes da execução dos ensaios de “pullout”, foram realizados ensaios de caracterização dos materiais utilizados.

a) Betão

Todas as lajes foram construídas com o mesmo tipo de betão. Foi utilizado betão pronto, com a composição indicada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Composição de 1m³ de betão.

Cimento Portland Classe 42.5	340 kg
Água	183 l
Areia do rio	588 kg
Areão	470 kg
Brita 1	189 kg
Brita 2	482 kg
Cinzas volantes	70 kg
Adjuvante (Sikament P 1210)	3.45 l

A Tabela 4.3 ilustra as granulometrias dos inertes utilizados. A Figura 4.8 apresenta a curva granulométrica [32] correspondente.

Tabela 4.3 – Distribuição granulométrica dos agregados utilizados.

Peneiro	% Passados Acumulados (em peso)			
	Areia	Areão	Brita 1	Brita 2
3"	100.00	100.00	100.00	100.00
2"	100.00	100.00	100.00	100.00
1 1/2"	100.00	100.00	100.00	100.00
1"	100.00	100.00	100.00	100.00
3/4"	100.00	100.00	100.00	89.32
1/2"	100.00	100.00	98.89	13.98
3/8"	100.00	100.00	67.95	1.09
1/4"	100.00	100.00	45.00	0.34
4	98.56	55.06	1.73	0.34
8	92.01	3.05	0.41	0.34
16	82.29	0.60	0.41	0.34
30	66.21	0.60	0.41	0.34
50	23.36	0.60	0.41	0.34
100	1.09	0.60	0.41	0.34
200	0.14	0.60	0.41	0.34
Mód. finura	2.36	5.39	6.28	7.08

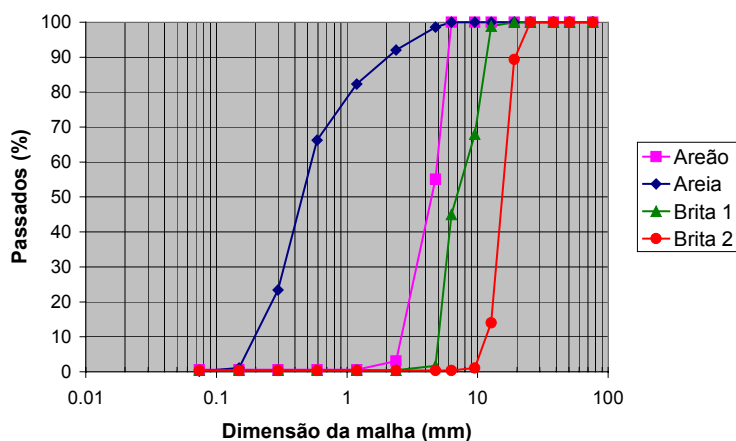


Figura 4.8 – Curvas granulométricas dos agregados.

A caracterização do betão foi efectuada através de ensaios de compressão em cubos com 150mm de aresta [33], e de ensaios de arrancamento por tracção pura. Foram ensaiados dez provetes para a determinação da resistência à compressão (f_c), enquanto que a resistência à tracção foi determinada utilizando quatro provetes de

ensaio (f_{ct}). Estes ensaios foram efectuados 28 dias após a betonagem. A Tabela 4.4 apresenta os resultados da caracterização. Nesta tabela, Δf_c e Δf_{ct} representam os desvios-padrão da resistência à compressão e à tracção, respectivamente.

Tabela 4.4 – Características mecânicas do betão.

Propriedades	Betão
f_c	42.5 MPa
Δf_c	0.94 MPa
f_{ct}	3.43 MPa
Δf_{ct}	0.36 MPa

b) Aço

Os varões de aço roscados foram sujeitos a ensaios de tracção [34], a fim de ser determinada a sua tensão de rotura (f_s) e módulo de elasticidade (E_s). Foram ensaiados provetes com os diâmetros comerciais 8, 10, 12, 16 e 20mm, tendo sido ensaiados três exemplares de cada. A Tabela 4.5 ilustra os resultados obtidos. Nesta tabela, F_s representa a força de rotura; A_s é a área da secção do varão medida pelo interior da rosca; ΔF_s e ΔE_s representam os desvios-padrão da força de rotura e do módulo de elasticidade, respectivamente.

Tabela 4.5 – Características mecânicas dos varões de aço.

Diâmetro comercial (mm)	F_s (kN)	ΔF_s (kN)	A_s (mm ²)	f_s (MPa)	E_s (GPa)	ΔE_s (GPa)
8	28.6	0.95	35.26	811.1	201.4	1.25
10	48.1	1.01	57.28	839.7	199.6	1.95
12	70.4	0.88	84.23	836.1	199.4	1.88
16	129.6	0.97	148.49	872.8	200.1	1.99
20	221.8	1.35	226.18	980.6	198.9	1.20

c) Adesivo

O adesivo epóxico (SIKA – Icosit[®] K 101 [31]) foi caracterizado seguindo os procedimentos descritos no capítulo 2. Deste modo, realizaram-se três tipos de ensaio diferentes: ensaio de tracção de uma lâmina de adesivo, ensaio de corte de uma junta colada e ensaio de tracção de uma junta colada, com o objectivo de determinar as seguintes grandezas:

- tensão de rotura à tracção (f_{atu}) do adesivo,
- módulo de elasticidade à tracção (E_{at}),
- resistência ao corte da colagem (f_{as}) e
- resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc}).

c.1) Tensão de rotura (f_{atu}) e módulo de elasticidade (E_{at}) à tracção do adesivo

O primeiro tipo de ensaio consistiu na aplicação de um esforço de tracção a um provete de resina moldado.

O adesivo epóxico utilizado resultou de uma mistura de dois componentes: A, na proporção de 12%; e B, na proporção de 88%, conforme informação do fabricante. Em seguida, produziram-se provetes maquinados, com as dimensões e configuração indicadas no capítulo 2. A área da secção de ensaio resultante era de 30mm².

Os provetes foram sujeitos a um ensaio de tracção, com uma velocidade constante de 0.01mm.s⁻¹, tendo sido registada a evolução da força aplicada e a extensão do provete. A Tabela 4.6 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 4.6 – Tensão de rotura à tracção (Icosit® K 101).

Provete	f_{atu} (MPa)	E_{at} (GPa)
K101atu-1	20.10	3,2
K101atu-2	24.26	4,2
K101atu-3	20.82	4,9
K101atu-4	24.26	3,2
K101atu-5	20.58	2,6
Média	22.00	3,6
Desvio-Padrão	2.077	0.918

c.2) Resistência ao corte da colagem (f_{as})

Em seguida, avaliou-se a resistência de corte (f_{as}) suportada por juntas coladas. Este ensaio foi realizado com recurso ao esquema utilizado nos ensaios de corte apresentados no capítulo 2.

Este parâmetro foi avaliado para diferentes condições de temperatura, variando entre a temperatura ambiente (20°C) e 90°C. Os provetes foram introduzidos no

interior de um forno acoplado à máquina de ensaio, tendo sido realizados ensaios para diferentes níveis de temperatura.

A Tabela 4.7 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 4.7 - Tensão de corte na colagem (Icosit® K 101) (em MPa).

Provete	Temperatura		
	20°C	60°C	90°C
K101as – 1	12.09	3.93	1.60
K101as – 2	9.32	4.75	1.44
K101as – 3	7.26	3.75	1.86
Média f_{as}	9.56	4.41	1.62
Δf_{as}	2.42	0.53	0.21

c.3) Resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc})

O terceiro conjunto de ensaios pretendeu estabelecer a tensão de rotura à tracção de uma junta colada (f_{atc}).

Os ensaios foram realizados sobre juntas coladas aço-aço de formato circular, com 90mm de diâmetro, seguindo o esquema apresentado na caracterização dos materiais do capítulo 2.

A Tabela 4.8 apresenta os resultados apurados neste conjunto de ensaios.

Tabela 4.8 - Tensão de tracção em junta colada (Icosit® K 101).

Provete	f_{atc} (MPa)
K101atc-1	12.02
K101atc-2	8.25
K101atc-3	9.60
Média f_{atc} (MPa)	9.96
Δf_{atc} (MPa)	1.91

4.3.2. Construção dos provetes de ensaio

A construção de cada provete de ensaio iniciava-se com a abertura de um orifício na laje de betão, utilizando um berbequim mecânico. Durante o processo procurou-se garantir a perpendicularidade do orifício com a superfície da laje. Para esse efeito, utilizou-se um esquadro metálico. Após a colagem, os varões eram mantidos em posição com o auxílio de pequenas chapas metálicas, que os mantinham em posição vertical, impedindo-os de tombar até ao endurecimento da colagem.

O diâmetro dos orifícios variava com o diâmetro do varão roscado a colar, sendo adoptada uma folga de 2mm para todas as ancoragens. A profundidade de cada orifício foi definida em função das condições de colagem (comprimento colado e comprimento total embebido) que se pretendia testar.

Os comprimentos de colagem eram sempre múltiplos do diâmetro nominal do varão a ensaiar. Por exemplo: um comprimento de colagem cinco vezes maior do que o diâmetro (5ϕ) representa, para um varão com diâmetro de 12mm, uma colagem com um comprimento de 60mm, enquanto que para um varão com diâmetro de 16mm o comprimento de colagem correspondente é de 80mm.

Após a execução do orifício, este era cuidadosamente limpo de materiais soltos e poeiras, utilizando um aspirador.

Em seguida, procedia-se à preparação do varão. Quando a geometria da ancoragem previa que o varão não fosse colado na totalidade do comprimento embebido, a zona a colar era delimitada com fita adesiva. Nos provetes a ensaiar a altas temperaturas, era ainda introduzido uma sonda de temperatura (termopar tipo K), colocado à profundidade do centro da colagem.

Quando o orifício e o varão se encontravam preparados, procedia-se à colagem. Os dois componentes da resina eram misturados, de acordo com as instruções do fabricante. O adesivo era então colocado no interior dos orifícios, seguido do varão roscado. O adesivo em excesso era limpo e eliminado.

Antes da realização dos ensaios, as ancoragens eram mantidas em repouso durante sete dias, de modo a garantir a polimerização da resina.

4.3.3. Realização de ensaios

Tendo sido definidos os materiais, os equipamentos e o esquema de ensaio a utilizar, deu-se início à campanha de ensaios.

Numa primeira série, procurou-se identificar as condições que levariam ao aparecimento dos diferentes modos de rotura possíveis. Para tal, foram ensaiados varões com o diâmetro de 12mm, à temperatura ambiente.

Tendo em vista a realização dos ensaios a quente, foram efectuados ensaios de aquecimento, para determinar a evolução das temperaturas no interior dos provetes de

ensaio e estimar os tempos de aquecimento a adoptar durante o resto da campanha laboratorial.

Depois da identificação dos modos de rotura e da escolha das geometrias de colagem a utilizar, foram programados os ensaios a realizar à temperatura ambiente. Finalmente, foram construídos novos provetes e realizados ensaios a temperaturas mais elevadas, tendo sido testadas ancoragens sujeitas a dois níveis de temperatura.

4.3.3.1. Identificação dos modos de rotura

A bibliografia consultada (ver, por exemplo, [7, 10, 12, 18]) indicava que os comprimentos de colagem muito curtos originam roturas localizadas no betão, existindo um comprimento mínimo a partir do qual a rotura passa a ocorrer no aço.

Deste modo, realizaram-se alguns ensaios preliminares, utilizando ancoragens construídas com varões de 12mm de diâmetro, de modo a procurar identificar o comprimento mínimo de colagem que permitisse mobilizar a máxima resistência da ancoragem.

A campanha iniciou-se com uma colagem com o comprimento de 60mm equivalente a cinco vezes o diâmetro (5ϕ) do varão que constituía a ancoragem, tendo sido ensaiadas ancoragens com comprimentos sucessivamente maiores até à ocorrência de roturas no aço.

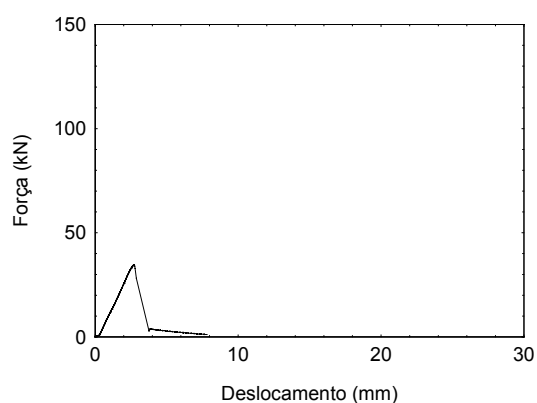
Nas ancoragens com comprimentos de colagem de 5ϕ , os ensaios revelaram roturas mistas no betão e no adesivo, com a formação de um cone de rotura. Foram igualmente ensaiadas ancoragens com comprimentos de colagem de 8ϕ , onde se continuaram a registar roturas mistas betão/cola. As ancoragens com comprimentos de colagem de 10ϕ revelaram dois tipos de rotura diferentes. Metade dos ensaios realizados romperam de forma igual às colagens mais curtas, enquanto que os restantes registaram rotura no aço. Para valores de comprimentos de 144mm (12ϕ), todas as ancoragens romperam no aço. Verificou-se assim que o comprimento de colagem exerce uma influência decisiva no comportamento da ancoragem, sendo um factor determinante do seu modo de rotura.

A Figura 4.9 ilustra os diferentes modos de rotura obtidos nos ensaios laboratoriais.

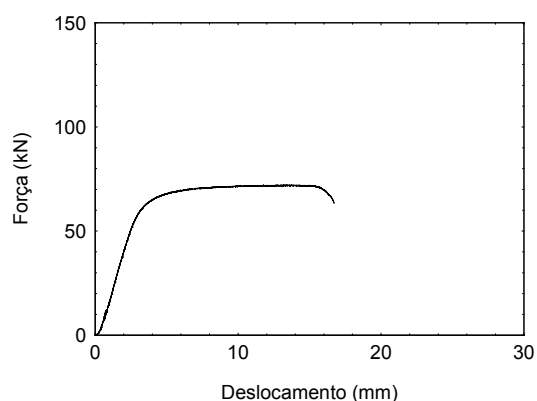
A Figura 4.9a apresenta o gráfico força/deslocamento obtido num ensaio em que se observou uma rotura mista cola/betão. Note-se o aumento da força aplicada, sem

grandes sobressaltos, até à rotura. A curva é interrompida subitamente, devido à rotura frágil do cone de betão. A figura ilustra o aspecto da superfície de rotura obtida.

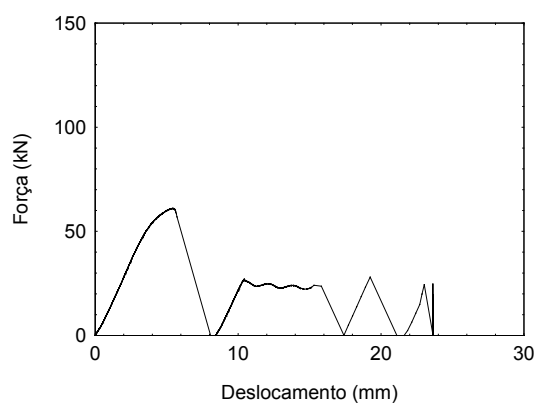
A Figura 4.9b mostra um exemplo de rotura da ancoragem no varão. O gráfico força/deslocamento toma a forma típica de um ensaio à tracção de aço endurecido. Numa primeira fase, a força aumenta de forma aproximadamente linear. Em seguida surge uma zona de endurecimento plástico, que culmina na rotura.



a)



b)



c)

Figura 4.9 –Modos de rotura obtidos em laboratório (varão 12mm): a) rotura betão-cola; b) rotura no aço; d) rotura na colagem.

Na Figura 4.9c é visível a curva força/deslocamento para uma situação em que a rotura ocorreu na cola. Após um início semelhante aos casos anteriores, a curva interrompe-se subitamente, devido à rotura do adesivo. Após a rotura, surgem novos aumentos de força, que provêm do desenvolvimento de forças de atrito entre a ancoragem e as paredes do orifício na laje.

A determinação da resistência do adesivo, em ensaios realizados à temperatura ambiente, exigiu a construção de uma ancoragem com uma geometria que determinasse que o elemento mais fraco do conjunto fosse a camada adesiva. Deste modo, realizaram-se colagens com um comprimento de 5ϕ , as quais se iniciavam a uma profundidade de 5ϕ . Nestas condições, existia acima da colagem uma camada de betão com 60mm (5ϕ) de altura, que aumentava a resistência de um possível cone de rotura de betão.

Após esta série de testes preliminares, efectuou-se um conjunto mais vasto de ensaios, nos quais se procurou quantificar a influência do comprimento da colagem para outros diâmetros de varões roscados. Estes ensaios foram realizados à temperatura ambiente. Testaram-se colagens com comprimentos variando entre 5ϕ e 12ϕ , para toda a gama de diâmetros estudados. Ancoragens com comprimentos de colagem de 5ϕ e 8ϕ , iniciadas a uma profundidade de 5ϕ , foram igualmente ensaiadas (ver Figura 4.10).

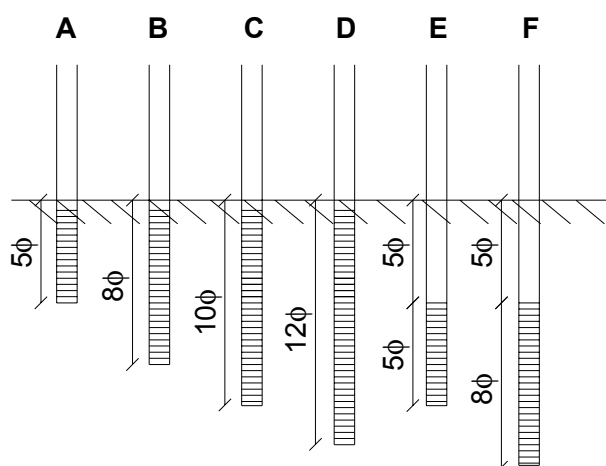


Figura 4.10 – Geometrias de colagem consideradas.

4.3.3.2. Evolução de temperaturas no interior do provete

Durante a programação dos ensaios a realizar a quente, verificou-se ser importante conhecer a evolução das temperaturas no interior do provete de ensaio, de modo a estimar o tempo de aquecimento do provete necessário para que a temperatura na zona superfície da laje atingisse os valores pretendidos.

Com este objectivo, foram efectuados alguns ensaios de aquecimento preliminares. Nestes ensaios, a temperatura no interior do forno foi elevada a diferentes níveis, sendo depois mantida constante durante várias horas. Durante o tempo de aquecimento, a temperatura em diferentes pontos foi monitorizada, tendo sido observada a sua evolução ao longo do tempo.

As temperaturas no interior do forno e do provete de ensaio foram igualmente monitorizadas durante a realização dos ensaios a quente.

a) Testes de aquecimento preliminares

O forno utilizado possuía dois termopares, os quais mediam a temperatura em dois pontos no seu interior. Estes valores de temperatura eram utilizados pelo controlador electrónico do forno para a regulação do fluxo de calor a introduzir.

Durante o ensaio de teste de aquecimento, a temperatura no interior do forno aumentava a uma taxa constante de $5^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$, até ser atingida a temperatura de referência, mantendo-se em seguida constante. Em cada instante, o valor de temperatura era monitorizado, através de sondas de temperatura colocadas em diferentes pontos no interior do provete.

Estes ensaios permitiram avaliar a evolução das temperaturas no interior de um provete de ensaio e estimar o tempo necessário para se atingir na zona de colagem o nível de temperatura pretendido para a realização do ensaio.

Foi construída e instrumentada uma ancoragem, constituída por um varão com 12mm de diâmetro, com um comprimento de colagem de 12ϕ . Colocaram-se, no interior do forno e do provete de ensaio, 8 sondas de temperatura (ver Figura 4.11 e Tabela 4.9). Estas sondas permitiram monitorizar a variação da temperatura em vários

pontos do provete de ensaio ao longo do tempo. Os resultados foram registados através de um “*datalogger*”, sendo os registos efectuados com intervalos de 15 segundos.

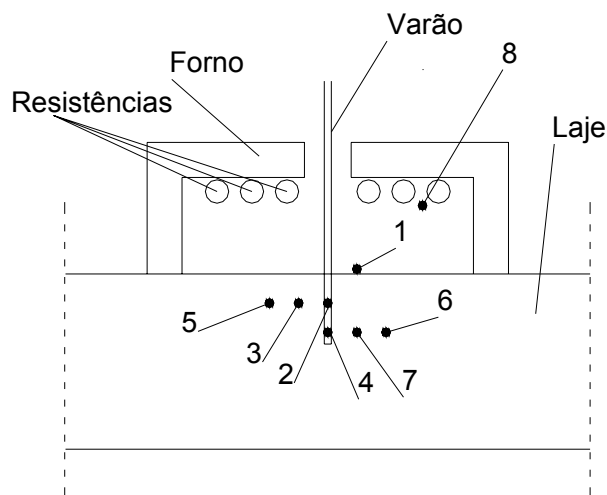


Figura 4.11 –Localização dos termopares durante o ensaio de aquecimento.

Tabela 4.9 – Localização dos termopares durante o ensaio de aquecimento.

Sonda	Localização
1	Junto à superfície superior da laje de betão (referência)
2	Junto à colagem, a 50mm de profundidade
3	A 50mm da colagem e a 50mm de profundidade
4	Junto à colagem, a 100mm de profundidade
5	A 100mm da colagem e a 50mm de profundidade
6	A 100mm da colagem e a 100mm de profundidade
7	A 50mm da colagem e a 100mm de profundidade
8	Junto ao termopar do forno

Foram realizados ensaios de aquecimento, levando a temperatura de referência a três níveis diferentes: 100°C, 150°C e 250°C. As figuras seguintes apresentam as variações de temperatura registadas nas diferentes sondas ao longo do tempo, durante o ensaio.

Na Figura 4.12 pode verificar-se que a temperatura de referência foi atingida ao fim de cerca de 20 horas de aquecimento, encontrando-se a temperatura de controle do forno fixa em 130°C. Para esta temperatura de referência, os valores registados no interior da laje variavam entre 75°C, observados a uma profundidade de 50mm, e 63°C, para uma profundidade de 100mm. Após 20 horas de aquecimento, o forno foi

desligado, pelo que a figura regista um decréscimo de temperatura a partir desse momento.

Ao longo da colagem, a temperatura não variou tanto, devido à maior condutibilidade do varão metálico. De facto, as sondas 2 (50mm de profundidade) e 4 (100mm de profundidade), colocadas junto à colagem, apresentavam valores de temperatura muito próximos.

A temperatura na laje de betão foi igualmente monitorizada. Utilizaram-se quatro sondas, tendo sido dispostas duas (sondas 3 e 5) a uma profundidade de 50mm e outras duas (sondas 6 e 7) a uma profundidade de 100mm. A distância entre as sondas e o eixo da ancoragem era de 50mm para as sondas 3 e 7, e de 100mm para as sondas 5 e 6. A Figura 4.12 mostra que a temperatura registada na sonda 3 (a uma profundidade de 50mm e a 50mm de distância do eixo da ancoragem) tinha valores próximos dos observados na zona de colagem. As restantes sondas, por seu lado, apresentavam uma temperatura cerca de 3°C inferior a esta.

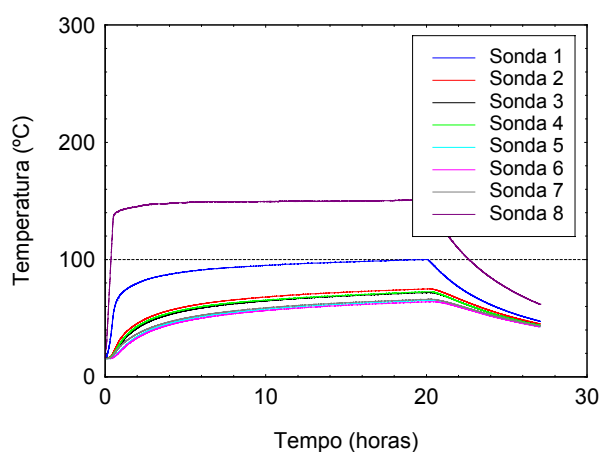


Figura 4.12 – Evolução de temperaturas para um aquecimento da superfície de referência até 100°C.

Quando a temperatura de referência era de 150°C (Figura 4.13), a variação de temperatura em cada ponto apresentava uma evolução semelhante ao caso anterior. No entanto, os valores de temperatura, decorridas 20 horas desde o início do aquecimento, eram neste caso de 115°C, na zona da colagem, e de cerca de 100°C, nos pontos da laje localizados a 100mm de profundidade.

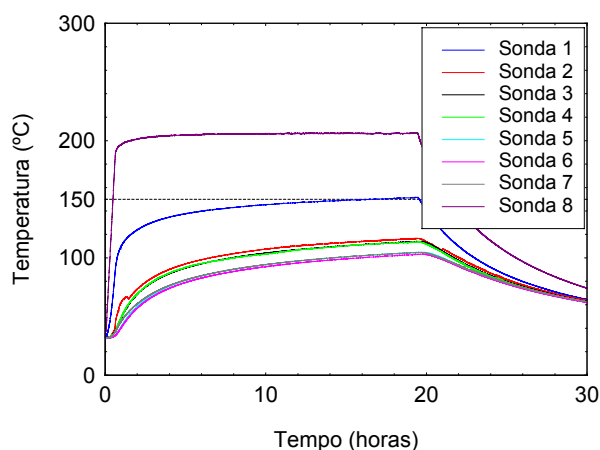


Figura 4.13 - Evolução de temperaturas para um aquecimento da superfície de referência até 150°C.

A Figura 4.14 ilustra a evolução de temperaturas no interior do provete de ensaio quando a temperatura de referência era de aproximadamente 250°C. Nestas condições, verificou-se que a colagem atingia cerca de 185°C. Os termopares próximos do varão (sondas 3 e 7) registavam valores da mesma ordem de grandeza, independentemente da profundidade a que se encontravam.

As sondas 5 e 6, que se localizavam a uma maior distância da ancoragem, registavam valores de cerca de 165°C.

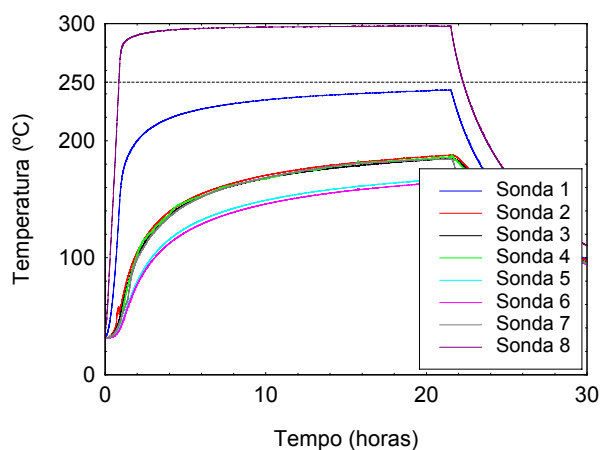


Figura 4.14 - Evolução de temperaturas para um aquecimento da superfície de referência até 250°C.

Os resultados obtidos confirmaram que o varão metálico funcionou como ponte térmica, conduzindo o calor mais rapidamente para o interior do betão. Para estas condições, a influência da condutibilidade do varão sobrepôs-se ao efeito da profundidade de colagem.

Durante estes ensaios de aquecimento, surgiram algumas dificuldades em garantir que a superfície superior da laje assumia o valor pretendido para a temperatura de

referência. Como se pode comprovar através dos gráficos anteriores, a temperatura de programação do controlador (sonda 8) era sempre muito superior à temperatura de referência desejada (sonda 1).

A fim de melhorar o controlo das condições de temperatura durante os ensaios de arrancamento, as sondas de temperatura do controlador foram colocadas junto à superfície da laje (cerca de 2cm), tomando-se o valor registado nestas sondas como valor de referência.

b) Variação da temperatura durante os ensaios a quente

Para a realização de ensaios de arrancamento sujeitos a elevação da temperatura, escolheram-se dois valores de temperatura de referência: 100°C e 150°C.

Os ensaios preliminares permitiram identificar os parâmetros de funcionamento do forno que garantiam que a temperatura na superfície da laje, após um tempo de aquecimento de cerca de 20 horas, atingisse o valor de referência pretendido.

No mesmo instante, os diversos pontos na vizinhança da ancoragem apresentavam variações de temperatura pequenas, aproximando-se as condições de temperatura das de um regime estacionário. Assim, os ensaios de arrancamento a alta temperatura descritos a seguir foram efectuados após um aquecimento de cerca de 20 horas. Manteve-se nos ensaios a taxa de aquecimento de $5^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$, até ser atingido o patamar de temperatura pretendido.

Os resultados anteriores permitiram verificar que, quando a temperatura junto à superfície da laje assumia um valor de 100°C, a temperatura no interior da laje ao fim de cerca de 20 horas, a uma profundidade de 100mm, era de aproximadamente 50°C. De igual modo, quando a temperatura na superfície era de 150°C, registavam-se valores da ordem de 90°C no interior da laje.

Durante o aquecimento efectuado aos provetes de arrancamento, foram efectuadas medições de temperatura em seis pontos. A Figura 4.15 e a Tabela 4.10 ilustram a posição das sondas de temperaturas. Os valores registados pelas sondas 5 e 6 eram os utilizadas pelo controlador electrónico no controlo do aquecimento do forno. Estas sondas, colocadas junto da laje, a uma altura de cerca de 2cm, avaliavam igualmente a temperatura de referência dos ensaios.

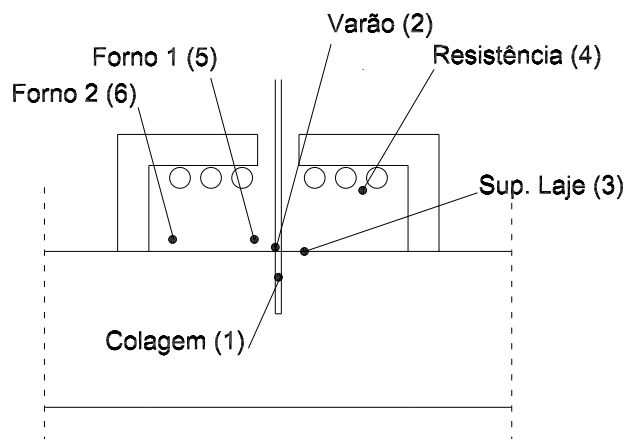


Figura 4.15 –Localização dos termopares durante os ensaios de arrancamento a temperaturas elevadas.

Tabela 4.10 – Localização dos termopares durante os ensaios de arrancamento a temperaturas elevadas.

Sonda	Localização
1	Junto à colagem, a metade da profundidade da zona colada.
2	No varão, junto à superfície da laje de betão
3	Na superfície superior da laje de betão
4	Junto à resistência do forno
5	Junto à superfície da laje de betão (referência)
6	Junto à superfície da laje de betão (referência)

A Figura 4.16 ilustra a variação de temperatura ao longo do tempo, nos seis pontos analisados, para diferentes condições de colagem, quando a ancoragem era constituída por um varão de 12mm de diâmetro e a temperatura de referência era de 100°C.

Pode observar-se que, em todas as situações, a temperatura da resistência tinha uma subida abrupta no início do processo, atingindo valores da ordem de 150°C ou mesmo superiores. Com o evoluir do tempo, esta temperatura sofria alguma redução.

Nas sondas de referência (“Forno 1” e “Forno 2”), a temperatura pretendida era atingida muito rapidamente, mantendo-se em patamar até ao final do ensaio. A temperatura no varão era, regra geral, superior à da superfície da laje. A diferença

entre ambas podia atingir valores significativos, como no caso das colagens com comprimento 5ϕ .

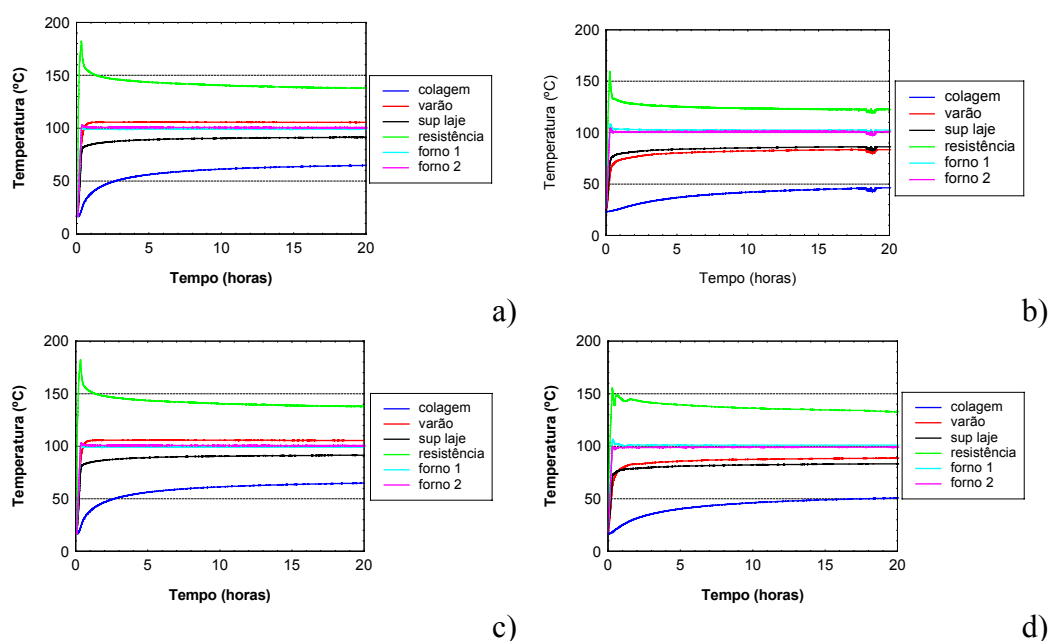


Figura 4.16 – Evolução de temperaturas para ancoragens de 12mm, quando a temperatura de referência era de 100°C: a) colagem 5ϕ ; b) colagem 12ϕ ; c) colagem 5ϕ a profundidade 5ϕ ; d) colagem 8ϕ a profundidade 5ϕ .

A temperatura medida a metade do comprimento da colagem, após 20 horas de aquecimento, registava valores entre 50°C e 60°C. O valor mais elevado (60°C), observado no centro da colagem, foi obtido para a ancoragem com 5ϕ de comprimento, enquanto que o valor mais baixo (50°C) ocorreu quando a colagem tinha 12ϕ de comprimento. Este comportamento pode ser explicado pelo facto de, para a ancoragem com 12ϕ de comprimento, a temperatura ser medida a uma maior profundidade. Recorde-se que a sonda que media a temperatura da colagem se encontrava posicionada a uma profundidade igual a metade do comprimento colado, o que correspondia a 30mm para a colagem com comprimento 5ϕ , e 72mm para a ancoragem de 12ϕ .

Quando se realizou um aquecimento até à temperatura de referência de 150°C, a evolução das temperatura verificada nos diferentes pontos foi a ilustrada pela Figura 4.17.

Nestas condições de ensaio, verificou-se que a temperatura junto à resistência assumia valores bastante mais elevados do que anteriormente, atingindo cerca de 250°C. A temperatura de referência, junto à superfície da laje, era igualmente atingida muito rapidamente e mantida constante até ao ensaio. No momento do ensaio, a temperatura do varão era de aproximadamente 140°C, enquanto a superfície da laje registava 130°C. A temperatura do centro da colagem, após 20 horas de aquecimento, assumia valores próximos de 90°C para todas as condições de colagem testadas.

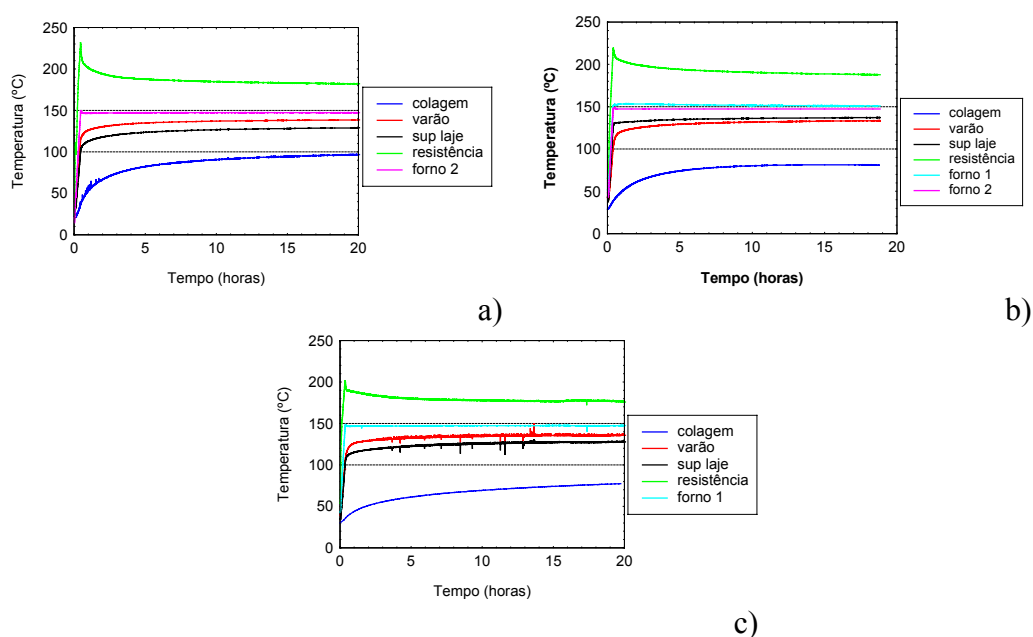


Figura 4.17 – Evolução de temperaturas para ancoragens de 12mm, quando a temperatura de referência era de 150°C: a) colagem 5φ; b) colagem 12φ; c) colagem 5φ a profundidade 5φ.

4.3.3.3. Ensaio à temperatura ambiente (20°C)

Após a realização dos ensaios de aquecimento atrás descritos, deu-se início à realização dos ensaios de arrancamento. Estes ensaios foram efectuados sobre provetes constituídos por ancoragens simples, que foram sujeitos a esforços de tracção pura, através da aplicação de uma deformação de 0.01mm.s^{-1} à cabeça do varão roscado.

Numa primeira fase, os ensaios decorreram à temperatura ambiente (20°C), tendo sido ensaiadas ancoragens constituídas por varões com diferentes diâmetros e com diferentes comprimentos de colagem.

Nos pontos seguintes apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento realizados para cada uma das condições de colagem consideradas.

As tabelas de resultados identificam o diâmetro nominal do varão constituinte da ancoragem, o comprimento e área colados, a força e a tensão média de rotura, a média das tensões de rotura observadas para cada conjunto de provetes e o respectivo desvio-padrão, e o modo de rotura observado em cada ensaio.

As áreas coladas foram calculadas utilizando o valor de diâmetro externo real de cada varão (ver Tabela 4.1).

A tensão média de rotura em cada ancoragem foi avaliada admitindo uma distribuição uniforme de tensões ao longo da colagem, sendo obtida pelo quociente entre a força de rotura e a área de colagem.

a) Ancoragens com comprimento de 5ϕ

O primeiro conjunto de ensaios de arrancamento foi realizado sobre ancoragens com um comprimento colado cinco vezes superior ao diâmetro nominal do varão (5ϕ). O comprimento das colagens foi medido a partir da superfície da laje de betão. A Figura 4.18 ilustra as curvas força/deslocamento observadas para as presentes condições de ensaio. A Tabela 4.11 apresenta os resultados apurados.

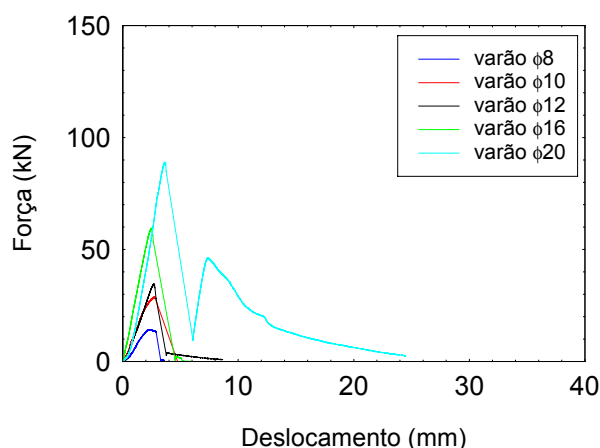


Figura 4.18 – Diagrama força-deslocamento para ancoragens com comprimento de 5ϕ .

Todos os provetes ensaiados romperam através da formação de um cone de betão. As tensões médias de corte na colagem variavam entre 13.7MPa e 19.6MPa. Para diâmetros acima de 8mm, pode observar-se um decréscimo das médias da tensão na colagem, no momento da rotura.

Segundo Bazant et al. [5], para as ancoragens de maior diâmetro, o aumento de carga necessário para atingir a rotura no betão é menor do que o aumento da superfície de rotura correspondente. Este facto conduz ao aparecimento de tensões de rotura mais baixas, o que poderá explicar os resultados obtidos.

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente em ancoragens com um comprimento de colagem de 5ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	40	929.9	15.57	16.74	15.13	1.68	betão
			12.45	13.39			betão
			14.20	15.27			betão
10	50	1539.4	29.13	18.92	19.61	1.33	betão
			28.87	18.75			betão
			32.54	21.14			betão
12	60	2214.8	38.81	17.52	17.44	1.78	betão
			34.59	15.62			betão
			42.50	19.19			betão
16	80	3971.0	67.52	17.00	15.89	1.03	betão
			59.39	14.96			betão
			62.43	15.72			betão
20	100	6204.7	86.22	13.90	13.68	0.79	betão
			79.48	12.81			betão
			88.98	14.34			betão

Os resultados obtidos apresentaram desvios-padrão máximos de 1.78MPa, sendo a dispersão da mesma ordem de grandeza para todos os diâmetros ensaiados, o que indica que o número de provetes ensaiados era suficiente para garantir a validade dos resultados.

b) Ancoragens com comprimento de 8ϕ

Em seguida, ensaiaram-se provetes com comprimentos de colagem superiores. Neste lote, foram ensaiadas ancoragens com comprimentos oito vezes superiores ao diâmetro nominal dos varões, sendo o comprimento medido a partir da superfície da laje. A Figura 4.19 apresenta exemplos das curvas força/deslocamento apuradas.

A Tabela 4.12 apresenta os valores obtidos nesta série de ensaios.

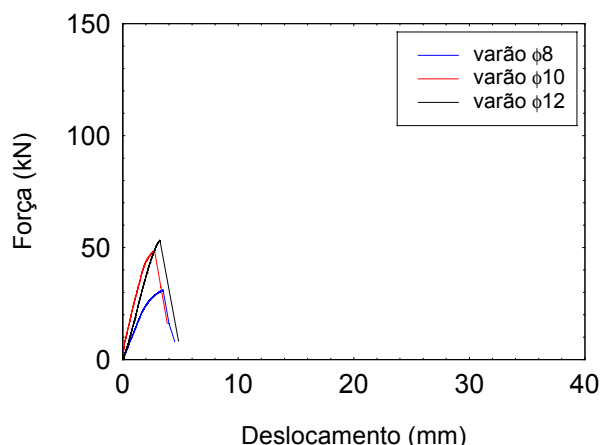


Figura 4.19 – Diagrama força-deslocamento para ancoragens com comprimento de 8ϕ .

Tabela 4.12 – Resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente em ancoragens com um comprimento de colagem de 8ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	64	1487.86	33.9	22.78	20.70	2.72	cola
			28.8	19.36			betão
			29.7	19.96			betão
10	80	2463.0	48.60	19.73	20.11	0.35	cola
			50.30	20.42			betão
			49.70	20.18			betão
12	96	3543.7	62.00	17.50	17.40	2.35	betão
			53.20	15.01			betão
			69.83	19.71			betão

Embora se tenham registado duas roturas na cola, a maioria dos resultados continuou a revelar uma rotura no betão. Concluiu-se que um comprimento de colagem de 8ϕ não era ainda suficiente para garantir a mobilização máxima da resistência das ancoragens coladas.

A tensão média de corte na rotura, para ancoragens com diâmetros de 10 e 12mm, manteve os valores observados para os comprimentos de colagem mais curtos. Já no caso dos varões de 8mm, a tensão na rotura subiu de 15.13MPa para 21.07MPa, indicando que os varões de menor diâmetro teriam uma maior sensibilidade à variação do comprimento de colagem.

Os desvios-padrão observados para as presentes condições de ensaio foram superiores aos obtidos na série anterior.

c) Ancoragens com comprimento de 10ϕ

Quando o comprimento de colagem aumentou para 10ϕ , começaram a registar-se algumas roturas no varão, como se pode verificar na Tabela 4.13. De uma forma geral, a tensão de rotura decresceu. Este comportamento pode ser explicado pelo facto de os comprimentos serem agora mais longos, e a pressuposição de uma distribuição uniforme de tensões não ser agora tão realista. Para ancoragens com 16mm de diâmetro, continuou a verificar-se a rotura no betão. Os desvios-padrão observados mantiveram valores próximos dos obtidos nos ensaios anteriores.

Tabela 4.13 – Resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente em ancoragens com um comprimento de colagem de 10ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	80	1859.8	36.10	19.41	18.60	1.14	aço
			33.10	17.80			betão
10	100	3078.8	56.50	18.35	17.96	0.55	betão
			54.10	17.57			aço
12	120	4429.7	74.30	16.77	16.29	0.69	aço
			70.00	15.80			aço
16	160	7942.0	126.34	15.91	15.89	0.03	betão
			125.98	15.86			betão

A Figura 4.20 ilustra a relação força/deslocamento observada ao longo dos ensaios, para as presentes condições.

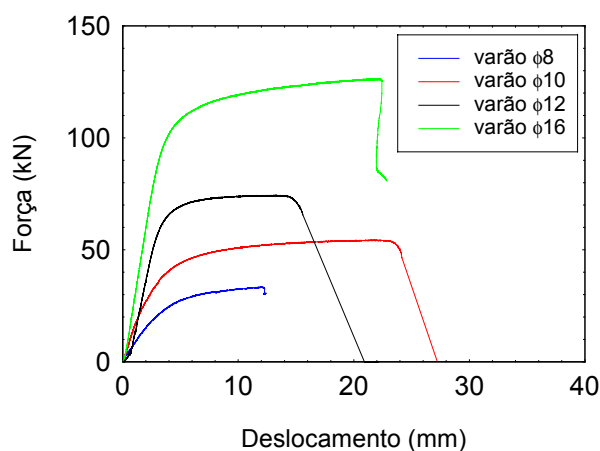


Figura 4.20 – Diagrama força-deslocamento para ancoragens com comprimento de 10ϕ .

d) Ancoragens com comprimento de 12φ

A Tabela 4.14 apresenta os resultados obtidos para colagens com 12φ de comprimento, medidos a partir da superfície da laje de betão.

Tabela 4.14 – Resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente em ancoragens com um comprimento de colagem de 12φ.

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	96	2231.8	34.00	15.23	15.72	0.46	aço
			36.00	16.13			aço
			35.26	15.80			aço
10	120	3694.5	53.90	14.59	14.26	0.33	aço
			52.60	14.24			aço
			51.50	13.94			aço
12	144	5315.6	67.90	12.77	12.99	0.50	aço
			72.10	13.56			aço
			67.14	12.63			aço
16	192	9530.3	127.66	13.40	13.47	0.19	aço
			130.53	13.70			aço
			127.06	13.33			aço

A principal diferença observada entre as ancoragens com os comprimentos de 10φ e 12φ prendeu-se com o tipo de rotura. De facto, neste último caso, todos os ensaios realizados revelaram uma rotura no aço. Os valores das forças de rotura observados eram semelhantes aos registados nas ancoragens com comprimento 10φ, o que conduziu a uma redução das tensões médias de corte na colagem, para todos os diâmetros ensaiados. Continuou a verificar-se a tendência para uma redução desta tensão com o aumento do diâmetro da ancoragem.

Os resultados obtidos demonstraram que um comprimento de colagem igual a 12φ permitiu, para a gama de diâmetros analisada, mobilizar a resistência máxima da ancoragem, determinando a rotura no aço. A tensão de corte verificada ao longo da colagem, variando entre 13MPa e 15.7MPa, era da mesma ordem de grandeza daquela sugerida por Luke [4] que, como foi referido anteriormente, sugeria a ocorrência de tensões de corte de cerca de 12.4MPa.

A Figura 4.21 mostra a variação da força observada ao longo dos ensaios, à medida que o deslocamento varia.

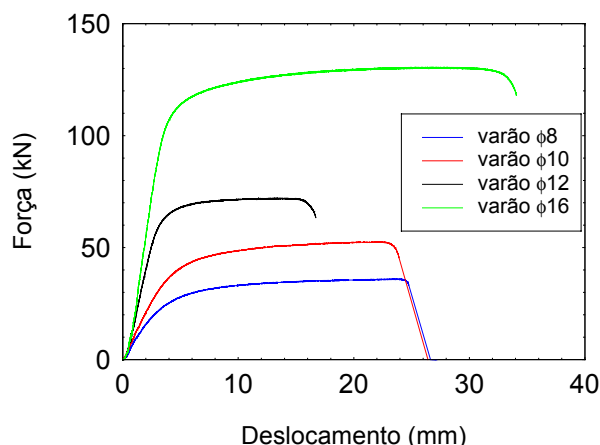


Figura 4.21 – Diagrama força-deslocamento para ancoragens com comprimento de 12ϕ .

e) Ancoragens com comprimento de 5ϕ , iniciadas a uma profundidade de 5ϕ

Nas séries de ensaios realizadas anteriormente, apenas se observaram roturas pelo varão e por formação de cone de betão. A resistência máxima proporcionada pela cola não foi ainda determinada.

Com a finalidade de quantificar este parâmetro, foi levada a cabo uma nova série de ensaios, para a qual se idealizou um tipo de colagem que garantisse a ocorrência de rotura na cola. Para esse efeito, era necessário, por um lado, evitar a rotura por formação de cone de betão e por outro lado impedir a ocorrência de rotura no aço. As ancoragens ora utilizadas possuíam um comprimento colado de 5ϕ . No entanto, a zona colada iniciava-se a uma profundidade de 5ϕ , encontrando-se a zona superior do varão desligada da base de betão. Esta camada superior de laje não colada funcionou como zona de compressão sobre a zona de aplicação dos esforços, dificultando a formação do cone de betão.

A Tabela 4.15 apresenta os resultados obtidos nas ancoragens com comprimento 5ϕ , iniciadas a uma profundidade 5ϕ .

Todas as ancoragens ensaiadas nestas condições apresentaram uma rotura pela cola. A tensão de corte média na colagem era muito superior à verificada nos casos anteriores. Isto pode ser explicado pelo facto de a totalidade da colagem se encontrar agora fortemente solicitada, tendo a rotura ocorrido na cola. Este ensaio permitiu determinar os valores de tensão de corte na colagem, parâmetro utilizado em algumas fórmulas apresentadas na revisão bibliográfica [22] para a previsão da carga de rotura. Todas as ancoragens, excepto a de 8mm de diâmetro, apresentaram tensões de rotura acima de 27MPa. As ancoragens de 8mm exibiram valores de tensão na rotura um

pouco mais baixos. Os desvios-padrão dos resultados obtidos foram semelhantes aos anteriores, da ordem de 1MPa, excepto para as ancoragens de 8mm, as quais apresentaram dispersões mais elevadas.

Tabela 4.15 – Resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente em ancoragens com um comprimento de colagem de 5ϕ , iniciando-se a profundidade 5ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	40	929.9	25.10	23.12	22.26	3.95	cola
			19.90	21.40			cola
10	50	1539.4	45.7	29.69	28.88	1.15	cola
			43.2	28.06			cola
12	60	2214.8	60.24	27.20	27.56	0.35	cola
			61.08	27.58			cola
			61.8	27.90			cola
16	80	3971.0	104.1	26.21	27.02	1.14	cola
			110.5	27.83			cola

Comparando estes resultados com os da Tabela 4.11, obtidos para ancoragens com igual comprimento colado mas iniciadas a partir da superfície da laje, verificaram-se aumentos de resistência entre 50 e 70%, gerados pelo efeito de cintagem da camada superior de betão e pela mobilização da resistência máxima da colagem.

A Figura 4.22 apresenta exemplos dos diagramas força-deslocamento observados nos ensaios.

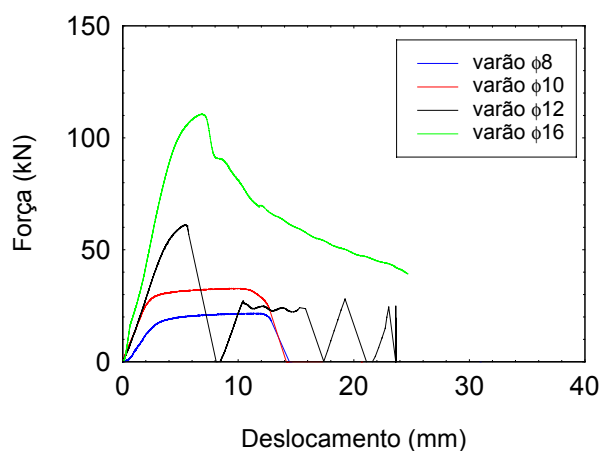


Figura 4.22 – Diagrama força-deslocamento para ancoragens com comprimento de 5ϕ , iniciadas a profundidade de 5ϕ .

f) Ancoragens com comprimento de 8 ϕ , iniciadas a uma profundidade de 5 ϕ

Mantendo o início da colagem a uma profundidade de 5 ϕ e aumentando o comprimento das colagens para 8 ϕ , foi efectuada uma nova série de ensaios, cujos resultados se apresentam na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente em ancoragens com um comprimento de colagem de 8 ϕ , iniciando-se a profundidade 5 ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
12	96	3543.7	69.1	19.50	19.61	0.10	aço
			69.3	19.56			aço
			69.7	19.67			aço
			69.9	19.73			aço
16	128	6353.6	107.6	16.94	19.39	1.24	cola
			122.99	19.36			cola
			128.26	20.19			aço
			127.06	20.00			cola
			128.26	20.19			aço
			124.91	19.66			aço

Os resultados revelaram que este aumento de comprimento da colagem permitiu mobilizar a resistência máxima da ancoragem na maioria dos ensaios realizados, com rotura no aço. Os valores de tensão de corte na colagem registados para ambos os diâmetros ensaiados eram da mesma ordem de grandeza, cerca de 19.5MPa.

Uma comparação entre os resultados obtidos nesta série e os apresentados anteriormente para colagens com o mesmo comprimento, mas iniciadas a partir da superfície (ver Tabela 4.12), permitiu concluir que o ganho de resistência obtido com o aumento de profundidade da colagem foi de apenas cerca de 12%.

A relação entre a força e o deslocamento nestes ensaios pode ser apreciada na Figura 4.23.

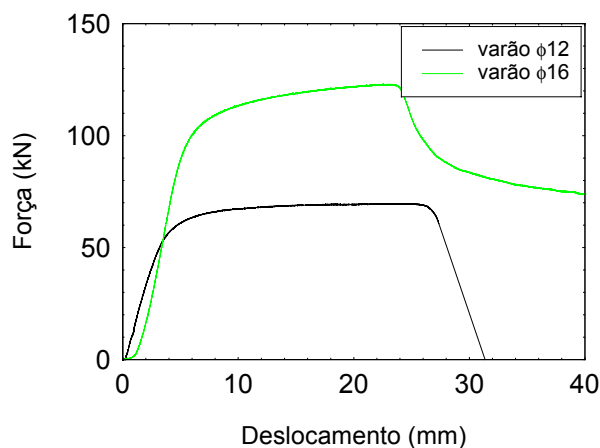


Figura 4.23 – Diagrama força-deslocamento para ancoragens com comprimento de 8ϕ , iniciadas a profundidade de 5ϕ .

g) Resumo dos resultados obtidos a 20°C

A Tabela 4.17 apresenta um resumo dos valores das forças de rotura obtidas em todos os ensaios realizados a frio. A análise desta tabela permite verificar o aumento substancial de resistência das ancoragens obtido à medida que o comprimento de colagem das ancoragens aumentou.

Tabela 4.17 – Valores médios da força de rotura para todas as geometrias de colagem ensaiadas (em kN).

Diâmetro (mm)	Colagem 5ϕ	Colagem 8ϕ	Colagem 10ϕ	Colagem 12ϕ	Colagem $5\phi+5\phi$	Colagem $5\phi+8\phi$
8	14.07	30.80	34.60	35.00	22.50	---
10	30.18	49.53	55.30	53.25	44.45	---
12	38.63	61.68	72.15	70.00	61.04	69.50
16	63.11	---	126.16	128.42	107.30	123.18
20	84.89	---	---	---	---	---

Os valores máximos de resistência obtiveram-se para comprimentos de colagem superiores ou iguais a 10ϕ . Um aumento do comprimento de colagem acima de 10ϕ não se traduziu em aumento de resistência. No entanto, verificou-se que as ancoragens com comprimento inferior a 12ϕ atingiam a rotura por formação de um cone de betão.

A fim de garantir que a rotura da ancoragem se localiza no aço, foi necessário um comprimento mínimo de colagem de 12ϕ .

As colagens iniciadas a 5ϕ de profundidade revelaram, para comprimentos de colagem iguais, um aumento substancial de resistência. Este aumento de resistência era mais marcante (60 a 70%) para colagens curtas, com comprimento 5ϕ .

A Figura 4.24 apresenta os resultados da Tabela 4.17 sob uma forma gráfica.

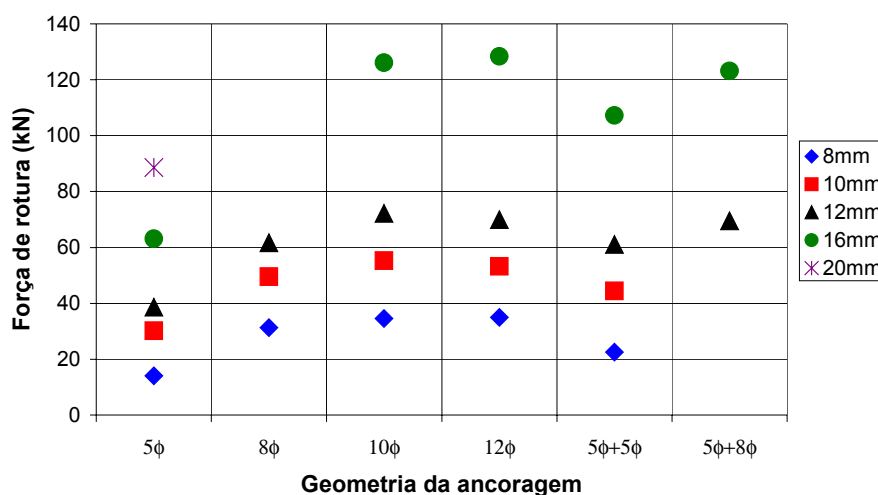


Figura 4.24 – Forças de rotura médias obtidas nos ensaios a frio.

Nesta figura, é bem visível a variação de resistência das ancoragens com a geometria de colagem. Para todos os diâmetros ensaiados, as ancoragens com comprimento 5ϕ foram as menos resistentes. A resistência aumentou com o aumento de comprimento da ancoragem, atingindo um máximo quando este era de 10ϕ .

O aumento do comprimento de colagem acima de 10ϕ não foi acompanhado por um aumento correspondente da força de rotura. No entanto, verificou-se uma modificação no modo de rotura das ancoragens: quando a zona colada tinha um comprimento de 12ϕ , a generalidade das ancoragens rompeu devido a rotura do aço; para comprimentos de 10ϕ foram observadas algumas situações de rotura pelo betão.

A Tabela 4.18 exhibe os valores médios da tensão de corte obtidos na rotura, para todas as condições de colagem testadas. Verificou-se que, para as mesmas condições de colagem, a tensão média de rotura diminuiu com o aumento do diâmetro do varão. As exceções ocorreram para as ancoragens com diâmetro de 8mm, quando os

comprimentos colados eram de 5 ϕ . Estas ancoragens apresentaram tensões de rotura inferiores às obtidas com varões de 10mm, 12mm e 16mm.

Tabela 4.18 – Valores médios das tensões de rotura médias de corte na colagem, para todas as geometrias de colagem ensaiadas (em MPa).

Diâmetro (mm)	Colagem 5ϕ	Colagem 8ϕ	Colagem 10ϕ	Colagem 12ϕ	Colagem 5ϕ+5ϕ	Colagem 5ϕ+8ϕ
8	15.13	21.07	18.60	15.68	22.6	---
10	19.61	20.11	17.96	14.41	28.88	---
12	17.44	17.40	16.29	13.17	27.56	19.61
16	15.89	---	15.89	13.47	27.02	19.39
20	13.68	---	---	---	---	---

As tensões de rotura médias mais elevadas foram observadas quando a colagem possuía 5 ϕ de comprimento e se iniciava a 5 ϕ de profundidade. Nestas condições, as ancoragens revelaram uma rotura pela colagem, registando tensões de rotura entre 27MPa, quando os varões possuíam 16mm, e 28.9MPa, para os varões com 10mm de diâmetro. Os varões de 8mm apresentaram uma tensão de rotura de 22.6MPa, inferior à obtida para os restantes diâmetros.

A Figura 4.25 ilustra, para as diferentes ancoragens testadas, a relação entre a força de rotura média obtida para cada geometria de colagem e a força de rotura máxima registada no conjunto de ensaios realizados.

Os resultados revelaram que o diâmetro das ancoragens pareceu influenciar pouco a variação de resistência das ancoragens. A exceção foi o diâmetro nominal de 8mm. Estas ancoragens mostraram-se ligeiramente mais sensíveis do que as restantes, para comprimentos de colagem curtos. De facto, para colagens com 5 ϕ de comprimento, a resistência mobilizada nas ancoragens de 8mm foi apenas de 40% da resistência máxima, enquanto que todos os outros diâmetros apresentaram valores próximos de 50%. As colagens com o mesmo comprimento, iniciadas em profundidade, registaram 60% da força máxima de rotura, em comparação com valores de 80% obtidos para os restantes diâmetros.

Todos os diâmetros testados registaram valores de resistência máximos para comprimentos de colagem superiores ou iguais a 10 ϕ . Ancoragens com comprimento 8 ϕ permitiram mobilizar entre 85 e 90% da resistência máxima, enquanto que a resistência das ancoragens curtas, com 5 ϕ de comprimento, era de 40 a 50% da

máxima. Nas ancoragens em que a colagem se iniciava a 5ϕ de profundidade, a resistência foi de aproximadamente 80% do máximo obtido.

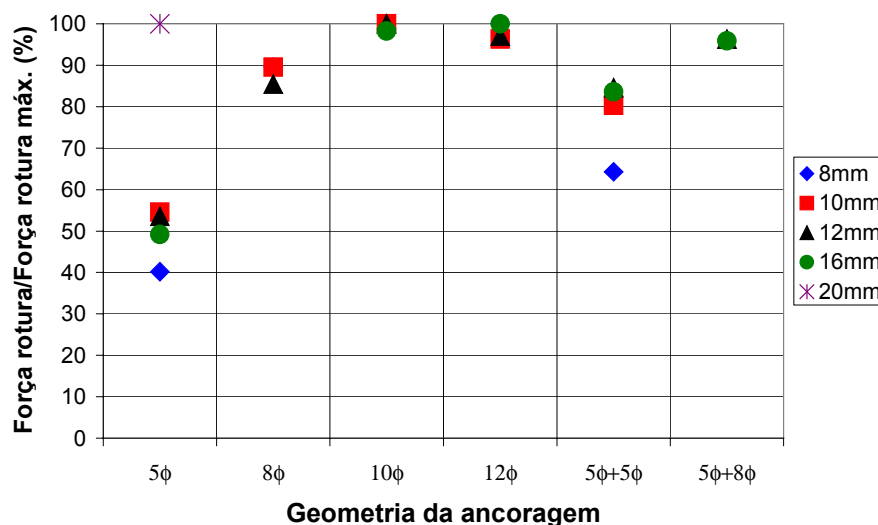


Figura 4.25 – Relação entre a força de rotura para cada geometria e a força de rotura máxima.

h) Correlação com as expressões indicadas na bibliografia

Na secção dedicada à revisão do estado da arte, foram apresentadas algumas fórmulas publicadas por diversos grupos de investigadores ao longo do tempo. Algumas das fórmulas apresentadas basearam-se em resultados experimentais, enquanto que outras foram derivadas teoricamente.

Após a realização da campanha experimental, tornou-se importante verificar a relação entre os resultados obtidos e os resultados provenientes de outras linhas de investigação.

As fórmulas exigiam a quantificação de diversos parâmetros, relacionados com a geometria das ancoragens e com as características dos materiais que as constituem.

Por vezes, as normas utilizadas para avaliação do mesmo parâmetro variavam de uma equipa de investigação para outra. Por exemplo, alguns autores desenvolveram as suas expressões considerando a resistência do betão à compressão avaliada de acordo com ensaios em provetes cúbicos, enquanto que outros consideraram o valor obtido com provetes cilíndricos. Atendendo a que a resistência do betão determinada na

presente campanha experimental foi realizada com recurso a provetes cúbicos com 150mm de aresta, utilizaram-se os factores de conversão [26]

$$f_c = 1.2f'_c = \frac{1}{0.95}f''_c, \quad (4.17)$$

onde f_c é a resistência do betão à compressão, avaliada em provetes cúbicos com 150mm de aresta; f'_c é a resistência do mesmo material a esforços de compressão, medida em provetes cilíndricos com diâmetro 150mm e altura 300mm; f''_c representa o mesmo parâmetro, avaliado em cubos com 200mm de aresta.

Foram efectuadas correlações entre os resultados experimentais e as fórmulas desenvolvidas por :

- A. Eligehausen et al.[1], equação (4.11);
- B. Fuchs et al.[18], equação (4.5)
- C. Cook et al. [21], equação (4.13);
- D. Cook et al. [21], equação (4.15);
- E. ACI 349 [9], equação (4.2) e
- F. Eligehausen et al. [11], que consiste em aplicar à equação (4.5) um factor de 0.75.

A Figura 4.26 ilustra a variação da resistência para ancoragens de diferentes comprimentos, de acordo com as previsões das diferentes fórmulas. A mesma figura apresenta ainda os resultados obtidos experimentalmente, bem como as curvas obtidas através de regressões lineares a partir desses resultados.

A Figura 4.26a revela os resultados obtidos para comprimentos de colagem de 5ϕ . Recorde-se que, para esta geometria de ancoragem, todas as ancoragens apresentaram roturas com formação de um cone de betão. As curvas revelaram uma excelente concordância, em toda a gama de diâmetros testada, entre os resultados experimentais e a equação proposta por Fuchs et al. [18]. Os resultados propostos pelo ACI 349 [9] aproximaram-se dos obtidos experimentalmente para ancoragens de pequeno diâmetro, mas tornaram-se progressivamente mais optimistas à medida que o

diâmetro aumentava. Este facto veio comprovar os resultados de Cook et al. [7], que concluíram que esta fórmula não era aplicável a ancoragens coladas.

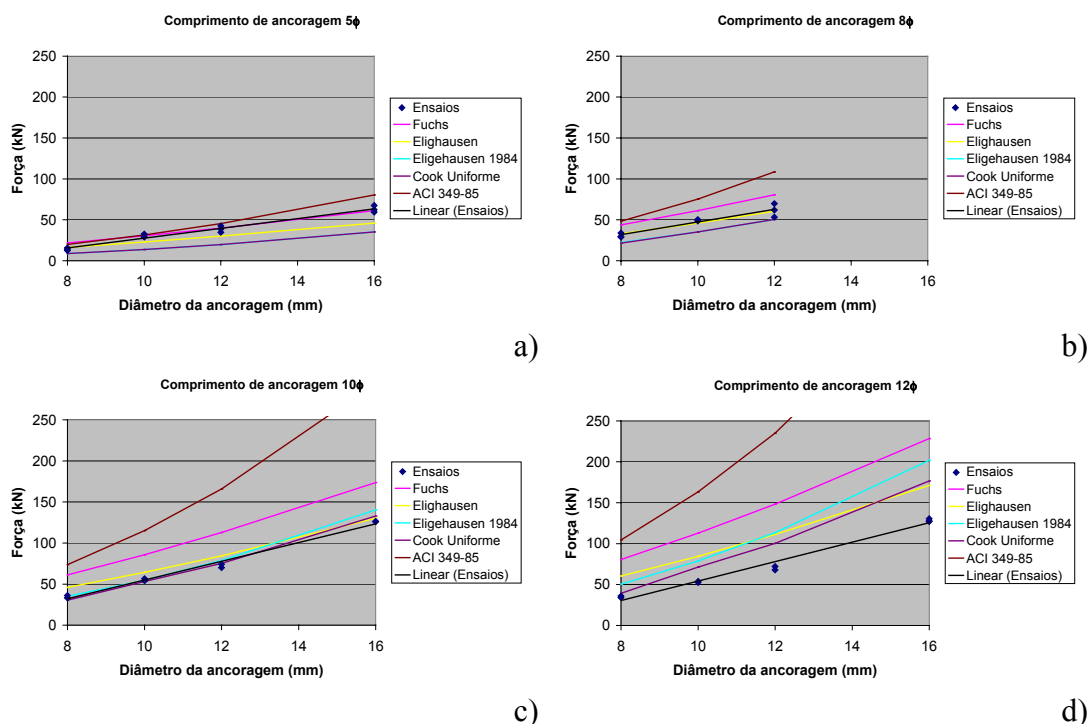


Figura 4.26 – Correlação entre os resultados laboratoriais e as obtidos através de expressões teóricas, para comprimentos da ancoragem de: a) 5φ; b) 8φ; c) 10φ; d) 12φ.

A expressão de Eligehausen et al. [11] aproximou-se dos resultados obtidos para as ancoragens de 8mm, mas previa valores de rotura mais reduzidos do que os verificados para ancoragens de maior diâmetro. Este resultado deveu-se ao facto de não existirem, no provete de ensaio, as condições de fissuração previstas pelos autores.

Quando a ancoragem possuía um comprimento colado de 5φ, a expressão de Eligehausen et al. [1] e a expressão de Cook [21], esta desenvolvida assumindo uma distribuição uniforme de tensões eram coincidentes.

Na Figura 4.26b podem observar-se as correlações respeitantes a um comprimento de ancoragem de 8φ. Para esta geometria de colagem, apenas foram ensaiadas ancoragens com diâmetros de 8mm, 10mm e 12mm.

Nestas condições, a melhor aproximação aos dados experimentais foi fornecida pela expressão de Eligehausen et al. [11.] As expressões do ACI 349 [9] e Fuchs et al. [18] estimaram valores superiores aos obtidos. As expressões de Eligehausen et al. [1] e Cook [21] continuaram a prever valores inferiores aos observados.

A Figura 4.26c ilustra a situação em que a ancoragem tinha um comprimento colado de 10ϕ . Recorde-se que, nesta situação, se registaram roturas de ancoragem com formação de um cone de betão, mas foram igualmente observadas algumas roturas no aço. O gráfico apresenta uma boa correlação entre os valores experimentais e os previstos por Eligehausen et al. [1] e Cook [21]. A fórmula de Eligehausen et al. [11] previa valores de rotura superiores aos verificados, nas ancoragens de menor diâmetro, mas forneceu uma boa aproximação nas ancoragens de maior diâmetro. As expressões do ACI 349 [9] e Fuchs et al. [18] apresentaram valores muito elevados, afastando-se substancialmente dos valores experimentais.

Na Figura 4.26d podem observar-se os resultados respeitantes a ancoragens com um comprimento de 12ϕ . Para esta situação, todas as fórmulas consideradas estimaram valores superiores aos verificados experimentalmente. Recorde-se que, para esta configuração, todas as ancoragens romperam pelo aço. Não surpreende, portanto, que os resultados experimentais apresentassem os valores mais baixos. De facto, as fórmulas foram desenvolvidas assumindo roturas das ancoragens associadas à formação de cones de rotura no betão. A força necessária para provocar o aparecimento do cone, nestas condições, era superior à resistência do varão de aço utilizado.

4.3.3.4. Ensaios a quente

Um dos objectivos do presente trabalho era quantificar as eventuais perdas de resistência de ancoragens coladas quando sujeitas a variação de temperatura, visto que, em condições de utilização, as ancoragens poderão sofrer este tipo de efeito em situações de incêndio, ou quando se encontrem localizadas em locais com temperatura ambiente elevada.

A fim de avaliar a influência da temperatura em ancoragens coladas, foram efectuados ensaios de “*pullout*” sobre ancoragens com diâmetros nominais compreendidos entre 8 e 16mm, com diferentes comprimentos de colagem, sujeitas a dois níveis de temperatura diferentes.

Como foi descrito anteriormente, antes da realização do ensaio, um forno tipo campânula era colocado sobre a ancoragem. O forno possuía um orifício, por onde passava o varão. A ligação ao actuador era efectuada no exterior do forno. A temperatura no interior do forno era monitorizada em tempo real, através de seis

sondas de temperatura. A sonda de referência para a determinação dos níveis de ensaio encontrava-se junto à superfície da laje (ver Figura 4.11). Após a colocação do forno, a temperatura no seu interior aumentava a uma taxa de $5^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$, até se atingir, na sonda de referência, a temperatura pretendida. Foram feitos ensaios em dois níveis diferentes: 100°C e 150°C . A temperatura era então mantida constante, por um período de cerca de 20 horas, ao fim do qual se realizava o ensaio de arrancamento.

Quando a temperatura de referência era de 100°C , a sonda localizada a meio da zona colada registava, no momento do ensaio, valores entre 45°C e 60°C (ver Figura 4.16). Para uma temperatura de referência de 150°C , o centro da colagem encontrava-se entre 85°C e 95°C (ver Figura 4.17).

Nos pontos seguintes, são apresentados os resultados obtidos para as diferentes séries de ensaios realizados. Primeiro, indicam-se os resultados de ensaios realizados a 100°C , para as diferentes condições de colagem. Em seguida, apresentam-se os resultados obtidos a 150°C . Os resultados são então comparados entre si e correlacionados com os dos ensaios a frio.

a) Ensaios a 100°C

Assumindo o valor de 100°C como temperatura de referência, realizaram-se ensaios de arrancamento sobre ancoragens com três condições de colagem: ancoragens com 5ϕ e 12ϕ de comprimento, ambas iniciadas junto à superfície do betão e ancoragens com um comprimento colado de 5ϕ , com início a uma profundidade de 5ϕ .

A escolha destes tipos de colagem teve em conta o tipo de comportamento revelado pelas ancoragens equivalentes nos ensaios a frio. De facto, as ancoragens com comprimento total de 5ϕ romperam através da formação de um cone de betão; as que tinham comprimento de 12ϕ , a frio, demonstraram capacidade resistente suficiente para garantir a rotura do varão. As colagens com comprimento de 5ϕ , iniciadas a uma profundidade de 5ϕ permitiram, a frio, avaliar a resistência proporcionada pelo adesivo. Com a realização de ensaios a 100°C , pretendeu-se verificar quais as alterações que ocorreriam, tanto na resistência máxima, como no modo de rotura.

a.1) Ancoragens com comprimento de 5 ϕ

A Tabela 4.19 apresenta os resultados obtidos nos ensaios realizados a 100°C, quando a colagem tinha um comprimento de 5 ϕ .

Verifica-se que todas as ancoragens construídas com varões de 8mm de diâmetro apresentaram uma rotura no adesivo. As ancoragens de 10mm romperam na cola ou por formação de cones de betão, enquanto que todas as ancoragens com diâmetros superiores atingiram a rotura por falha do betão. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto de os comprimentos de ancoragem terem sido fixados em função do diâmetro, levando a que, por exemplo, duas ancoragens com comprimento de colagem de 5 ϕ mas diâmetros diferentes possam ter um comprimento efectivo de colagem muito diferente. De facto, se o varão tivesse um diâmetro de 8mm, o comprimento colado seria substancialmente inferior ao de uma ancoragem de 16mm. Desta forma, a ancoragem de diâmetro menor encontrava-se localizada junto à superfície, fazendo com que a temperatura nela actuasse com maior facilidade.

A análise dos resultados revelou que, na rotura, as tensões médias de corte na colagem eram semelhantes para todos os diâmetros de ancoragem ensaiados, variando entre 7.3MPa e 8.8MPa. Os desvios-padrão dos valores de tensão de rotura obtidos nos diferentes ensaios apresentaram valores entre 1.0MPa e 3.7MPa, sendo, de um modo geral, superiores aos obtidos nos ensaios a frio.

Refira-se que, para uma temperatura ambiente de 20°C (ensaios a frio), todos os ensaios haviam revelado uma rotura no betão, independentemente do diâmetro da ancoragem.

Tabela 4.19 – Resultados dos ensaios realizados a 100°C para um comprimento de colagem 5 ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	40	929.9	5.87	6.31	7.64	1.99	cola
			9.4	10.11			cola
			6.05	6.51			cola
10	50	1539.4	12.66	8.22	7.27	1.91	betão
			13.1	8.51			betão
			7.81	5.07			cola
12	60	2214.8	18.33	8.28	8.21	1.02	betão
			17.1	7.72			betão
			19.12	8.63			betão
16	80	3971.0	31.26	7.87	8.77	3.72	betão
			38.68	9.74			betão
			34.50	8.69			betão

A Figura 4.27 ilustra a relação força/deformação revelada pelas ancoragens com comprimento de 5ϕ , ensaiadas a 100°C .

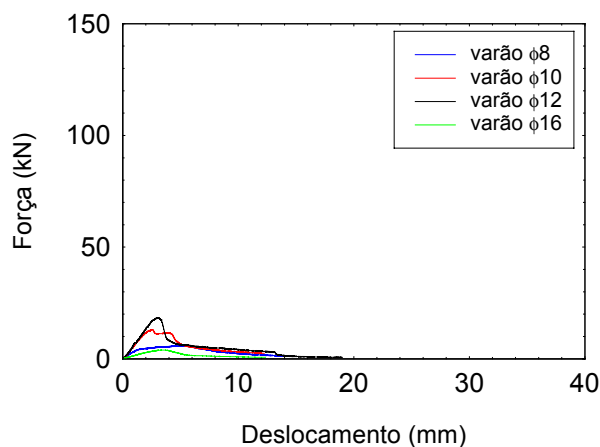


Figura 4.27 – Diagrama força/deslocamento para ancoragens com comprimentos de colagem de 5ϕ , ensaiadas a 100°C .

a.2) Ancoragens com comprimento de 12ϕ

Os ensaios efectuados a 20°C revelaram que um comprimento de colagem de 12ϕ permitia mobilizar a resistência máxima das ancoragens, obtendo-se a rotura no varão de aço. A Tabela 4.20 apresenta os resultados obtidos em ensaios realizados a 100°C , para comprimentos de colagem de 12ϕ . Verificou-se que, nestas condições, a rotura já não ocorria no varão. De facto, apenas um dos ensaios efectuados a 100°C apresentou rotura no aço, tendo todos os outros rompido por falha do adesivo.

Tabela 4.20 – Resultados dos ensaios realizados a 100°C para um comprimento de colagem 12ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm^2)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	96	2231.8	20.34	9.11	8.81	0.35	cola
			19.84	8.89			cola
			18.81	8.43			cola
10	120	3694.5	30.46	8.24	8.86	0.63	cola
			32.60	8.82			cola
			35.10	9.50			cola
12	144	5315.6	70.10	13.6	12.06	1.46	aço
			63.10	11.87			cola
			56.90	10.7			cola
16	192	9530.3	97.92	10.27	8.48	1.75	cola
			64.50	6.77			cola
			80.10	8.40			cola

A Figura 4.28 mostra o diagrama força/deslocamento obtido nos ensaios a 100°C, para as ancoragens com comprimento de 12φ.

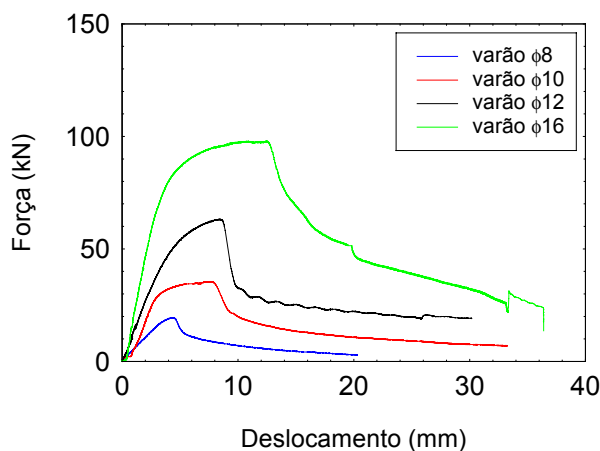


Figura 4.28 – Diagrama força/deslocamento para ancoragens com comprimentos de colagem de 12φ, ensaiadas a 100°C.

Comparando os resultados com os apresentados na Tabela 4.14 (ensaios a frio) verificou-se que as ancoragens apresentaram uma quebra de resistência significativa, entre os 50% e os 63%. Verificou-se ainda uma dispersão mais elevada entre os valores dos diferentes ensaios, patente no valor do desvio-padrão.

a.3) Ancoragens com comprimento colado de 5φ, iniciando-se a 5φ de profundidade

Tal como anteriormente, procurou determinar-se a resistência proporcionada pela cola. Para este efeito, foram testadas ancoragens com um comprimento colado de 5φ, iniciado a uma profundidade de 5φ. Os resultados encontram-se na Tabela 4.21. A relação entre a força e o deslocamento ao longo dos ensaios, para as presentes condições, pode observar-se na Figura 4.29.

Todas as ancoragens apresentaram uma rotura na cola. As tensões médias de corte na colagem observadas variavam entre 9.74MPa e 16.9MPa. Estes valores apresentavam uma redução com o aumento do diâmetro da ancoragem.

Nos ensaios realizados a frio, para as mesmas condições de colagem, as tensões de corte, para a gama de diâmetros testada, variavam entre 22MPa e 27MPa. Verificou-se assim que o aumento de temperatura deu origem a reduções de

resistência de 24% para os varões de diâmetro 8mm, 47% para varões de 10, 38% para ancoragens de 12mm e 64% para os varões de 16mm de diâmetro. Os resultados indicaram que a sensibilidade ao aumento de temperatura subiu com o aumento de diâmetro da ancoragem. A dispersão dos resultados nos ensaios a 100°C foi também superior à verificada a frio.

Tabela 4.21 – Resultados dos ensaios realizados a 100°C para um comprimento de colagem de 5φ iniciando-se a uma profundidade de 5φ.

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	40	929.9	15.49	16.66	16.88	2.16	cola
			17.80	19.14			cola
			13.80	14.84			cola
10	50	1539.4	26.99	17.53	15.31	4.34	cola
			27.84	18.08			cola
			15.86	10.30			cola
12	60	2214.8	26.75	12.08	12.53	4.56	cola
			46.80	21.13			cola
			38.90	17.56			cola
16	80	3971.0	52.34	13.18	9.74	3.20	cola
			27.18	6.84			cola
			36.50	9.19			cola

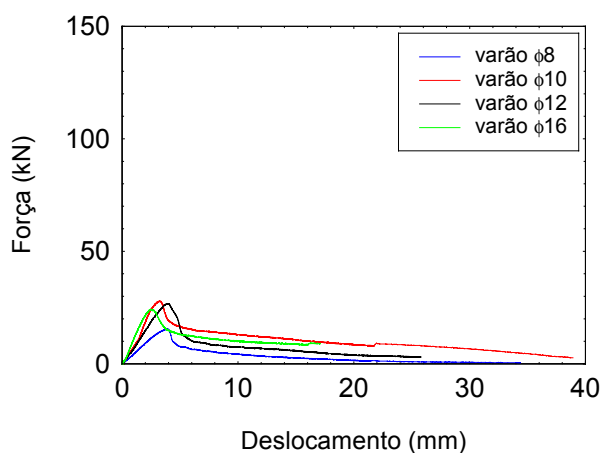


Figura 4.29 – Diagrama força/deslocamento para ancoragens com comprimentos de colagem de 5φ, iniciadas a profundidade de 5φ, ensaiadas a 100°C.

b) Ensaios a 150°C

Aumentou-se a temperatura de ensaio, tendo sido fixada a nova temperatura de referência em 150°C. Para este valor, foram realizados ensaios sobre ancoragens com comprimentos de colagem de 5φ e 12φ, ambos medidos a partir da superfície superior

da laje. Ensaíram-se ainda ancoragens com colagens de 5 ϕ de comprimento, em que a colagem se iniciava a 5 ϕ de profundidade.

b.1) Ancoragens com comprimento de 5 ϕ

Ensaiou-se uma série de ancoragens com comprimento de colagem 5 ϕ , tendo todos os provetes rompido por falha do adesivo. A tensão de corte na colagem na rotura variava entre 3.91MPa e 4.97MPa, conforme pode ser observado na Tabela 4.22. Estes valores representaram reduções de resistência das ancoragens de cerca de 82%, em relação aos resultados obtidos a 20°C.

Tabela 4.22 – Resultados dos ensaios realizados a 150°C para um comprimento de colagem de 5 ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	40	929.9	3.8	4.09	3.91	1.14	cola
			2.5	2.69			cola
			4.6	4.95			cola
10	50	1539.4	8.6	5.59	5.35	0.78	cola
			9.2	5.98			cola
			6.9	4.48			cola
12	60	2214.8	6.83	3.08	4.29	1.05	cola
			10.7	4.83			cola
			11	4.97			cola
16	80	3971.0	11.62	2.93	4.97	3.65	cola
			11.14	2.81			cola
			19.2	4.84			cola

A Figura 4.30 apresenta um exemplo dos gráficos força/deslocamento obtidos para as presentes condições de ensaio.

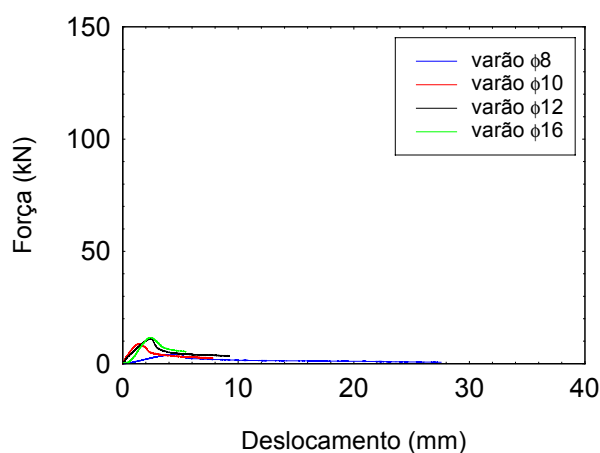


Figura 4.30 – Diagrama força/deslocamento para ancoragens com comprimentos de colagem de 5 ϕ , ensaiadas a 150°C.

b.2) Ancoragens com comprimento de 12φ

Ensaíram-se igualmente ancoragens com comprimentos de 12φ, que revelaram rotura no adesivo. As tensões médias de rotura observadas apresentaram valores da mesma ordem de grandeza dos encontrados na situação anterior (ver Tabela 4.23). As ancoragens revelaram perdas de resistência entre 72% (para a ancoragem de 16mm) e 92%, (para ancoragens de 12mm).

Tabela 4.23 – Resultados dos ensaios realizados a 150°C para um comprimento de colagem 12φ.

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	96	2231.8	4.1	1.85	2.49	0.61	cola
			5.7	2.55			cola
			6.8	3.06			cola
10	120	3694.5	14.2	3.85	3.09	0.67	cola
			10.1	2.74			cola
			9.9	2.67			cola
12	144	5315.6	4.0	0.75	1.09	0.30	cola
			6.3	1.19			cola
			7.0	1.32			cola
16	192	9530.3	21.3	2.23	3.77	1.62	cola
			52.0	5.46			cola
			34.5	3.62			cola

Um exemplo da relação força/deslocamento observada nos ensaios realizados a 150°C, sobre ancoragens com 12φ de comprimento pode ser consultado na Figura 4.31.

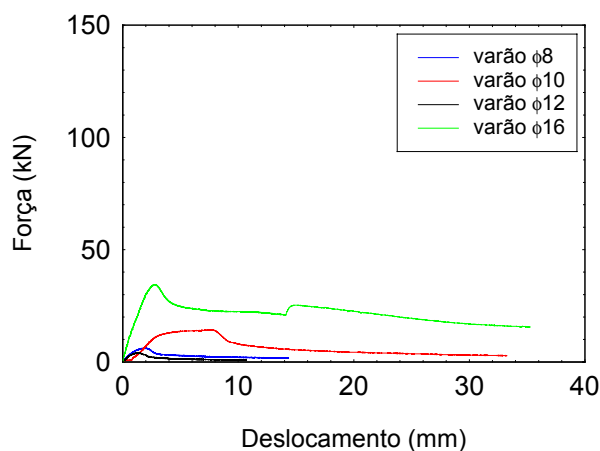


Figura 4.31 – Diagrama força/deslocamento para ancoragens com comprimentos de colagem de 12φ, ensaiadas a 150°C.

b.3) Ancoragens com comprimento colado de 5 ϕ , iniciando-se a 5 ϕ de profundidade

Quando as ancoragens possuíam um comprimento colado de 5 ϕ , iniciando-se a colagem a 5 ϕ de profundidade, a rotura continuou a ocorrer na colagem. A tensão de corte na rotura variava entre 3.3MPa (para as ancoragens de 16mm) e 5.99MPa (para as ancoragens de 12mm), conforme se pode observar na Tabela 4.24. A resistência final destes provetes era de 15% a 23% da resistência apurada a frio.

Tabela 4.24 – Resultados dos ensaios realizados a 150°C para um comprimento de colagem de 5 ϕ , iniciando-se a uma profundidade de 5 ϕ .

Diâmetro (mm)	Comprimento de colagem (mm)	Área de colagem (mm ²)	Força de Rotura (kN)	Tensão média na Colagem (MPa)	Média de Tensões (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Modo de Rotura
8	40	929.9	4.5	4.84	5.16	1.37	cola
			3.7	3.98			cola
			6.2	6.67			cola
10	50	1539.4	8.6	5.59	4.42	1.05	cola
			6.3	4.09			cola
			5.5	3.57			cola
12	60	2214.8	16.9	7.63	5.99	1.50	cola
			12.47	5.63			cola
			10.4	4.70			cola
16	80	3971	17.3	4.36	3.32	0.96	cola
			12.4	3.12			cola
			9.8	2.47			cola

A Figura 4.32 ilustra o gráfico-tipo obtido nos ensaios realizados nas presentes condições.

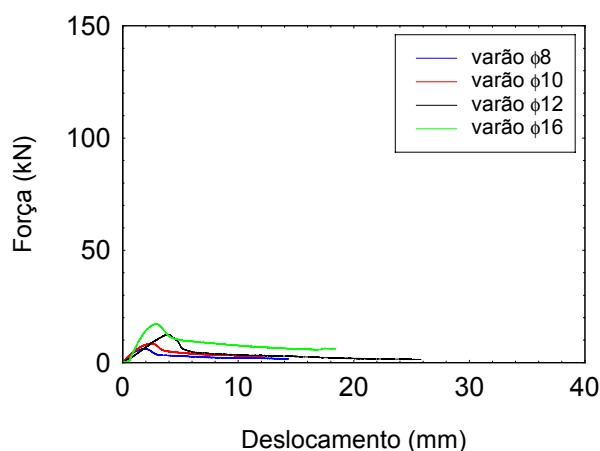


Figura 4.32 – Diagrama força/deslocamento. Ancoragens com comprimentos de colagem de 5 ϕ , iniciados a uma profundidade de 5 ϕ , ensaiadas a 150°C.

4.3.3.5. Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de arrancamento

Efectuaram-se ensaios de arrancamento sobre ancoragens simples de varões roscados. Foram testadas ancoragens com diferentes condições de colagem, tendo os ensaios sido realizados a frio (20°C), a 100°C e 150°C.

A Tabela 4.25 resume os resultados obtidos, relacionando as forças de rotura registadas para todas as condições de colagem e diferentes temperaturas de ensaio. Os valores entre parêntesis representam, em percentagem, a resistência da colagem em relação ao ensaio a frio.

Tabela 4.25 – Resumo dos ensaios realizados: Média da força de rotura para comprimentos de colagem de 5φ, 12φ e 5φ a uma profundidade 5φ (em kN).

Temp. Diâmetro (mm)	Colagem 5φ			Colagem 12φ			Colagem 5φ a profundidade 5φ		
	20°C	100°C	150°C	20°C	100°C	150°C	20°C	100°C	150°C
8	14.07	7.64 (54.3%)	3.63 (25.8%)	35.00	19.66 (56.2%)	5.55 (15.9%)	22.50	15.70 (69.8%)	5.16 (19.7%)
10	30.18	11.19 (37.1%)	8.23 (27.3%)	53.25	32.72 (61.5%)	11.41 (21.4%)	44.45	23.56 (53.0%)	4.42 (12.3%)
12	38.63	18.18 (47.1%)	9.51 (24.6%)	70.00	66.60 (95.1%)	1.98 (2.8%)	61.04	37.48 (61.4%)	5.99 (9.2%)
16	63.11	34.97 (55.4%)	13.99 (22.2%)	128.42	81.20 (63.2%)	29.28 (22.8%)	107.30	38.67 (36.0%)	3.32 (3.8%)
20	84.89	---	---	---	---	---	---	---	---

A Figura 4.33 apresenta os resultados da tabela anterior sob a forma de gráfico. Como seria de esperar, verificou-se uma redução generalizada da resistência com o aumento de temperatura. Esta redução ocorreu para ancoragens de todos os diâmetros e para todas as geometrias de colagem.

Quando a temperatura de referência era de 100°C, as colagens com comprimento de 5φ apresentaram as maiores reduções, registando valores de resistência entre 37% a 55% dos observados a frio. Este factor deveu-se à maior proximidade da colagem à superfície da laje, o que fez com que a temperatura ao longo da colagem fosse mais elevada do que nas situações de colagens mais profundas. Comparando esta situação com aquela em que a colagem se iniciava a uma profundidade 5φ, verificou-se que, para um comprimento colado igual, a colagem mais profunda apresentava uma

resistência cerca de 15% mais elevada. As ancoragens de 16mm representaram uma exceção.

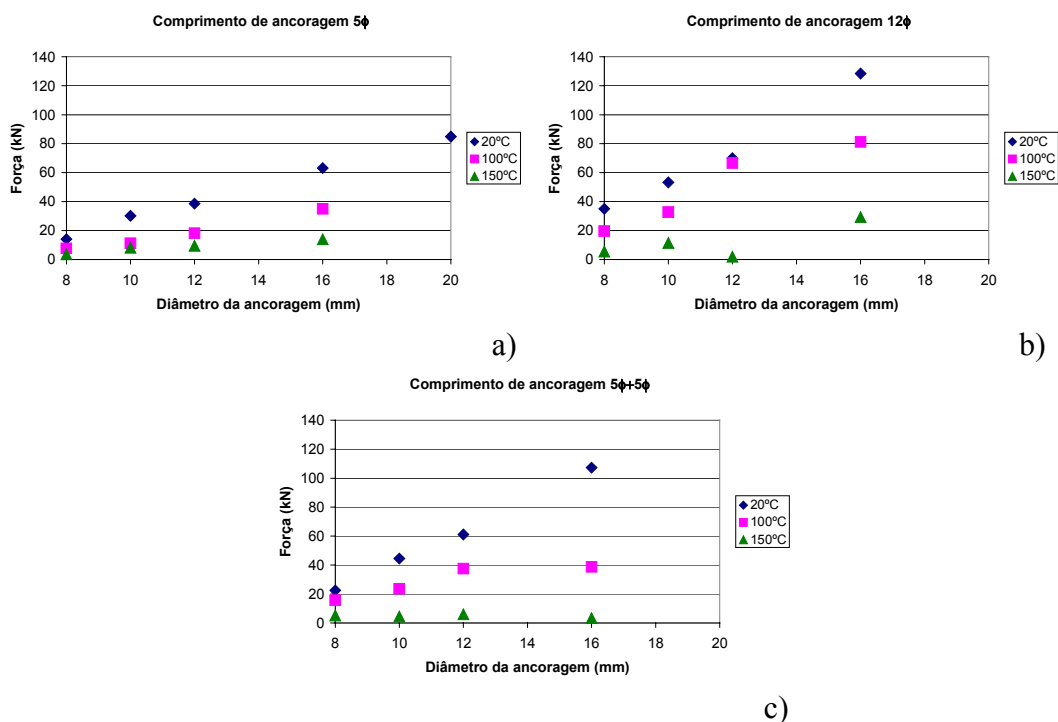


Figura 4.33 - Resumo dos ensaios realizados. Média da força de ruptura (em kN) para comprimentos de colagem de: a) 5φ; b) 12φ; c) 5φ iniciando-se a profundidade 5φ.

Nas colagens com comprimento 12φ, a resistência observada para todos os diâmetros era de cerca de 60% da resistência a frio. Nestas condições, as ancoragens de diâmetro 12mm constituíram uma exceção, apresentando uma perda de resistência insignificante.

As colagens iniciadas a 5φ de profundidade revelaram perdas muito variadas. Para esta geometria de colagem, as ancoragens de 16mm revelaram-se as mais sensíveis, registrando uma resistência de apenas 36%. Para todos os outros diâmetros, verificaram-se resistências a quente acima dos 50%.

Aumentando a temperatura de referência para 150°C, observou-se uma nova redução de resistência. Surpreendentemente, para este nível de temperatura, as colagens de 5φ demonstraram ser as menos afectadas, mantendo resistências entre 22% e 27%. As ancoragens dos diferentes diâmetros foram afectadas de modo similar, revelando perdas muito semelhantes. As colagens com 12φ de comprimento foram as mais afectadas, retendo apenas 16% a 22% da resistência inicial. As ancoragens com um diâmetro de 12mm apresentaram um comportamento estranho, revelando uma resistência desprezável.

Já nas colagens iniciadas a uma profundidade de 5ϕ , verificou-se que os diâmetros menores foram menos afectados. As ancoragens mais afectadas foram as de 16mm, que mantiveram apenas uma resistência residual.

4.4. CONCLUSÕES

O trabalho de investigação descrito no presente capítulo teve como objectivo contribuir para um melhor conhecimento do comportamento de ancoragens coladas por intermédio de adesivos epóxicos.

A abordagem do problema privilegiou a realização de trabalho experimental. Idealizou-se um esquema de ensaio, que permitiu a aplicação de esforços de tracção sobre ancoragens constituídas por varões colados em lajes de betão. O esquema deveria ainda permitir a realização de ensaios sobre provetes sujeitos a diferentes condições de temperatura.

O conjunto de ensaios pretendido exigiu o desenvolvimento de equipamentos específicos. Projectou-se e construiu-se um pórtico metálico, que suportava o equipamento de aplicação de carga. Este pórtico apoiava-se sobre lajes de betão, nas quais eram executadas as ancoragens. O sistema de suporte permitia a deslocação do actuador de modo a ser possível ensaiar vários varões ancorados na mesma base de betão. A realização de ensaios a quente exigiu a construção de um forno que permitisse, por um lado, sujeitar a ancoragem às condições de temperatura pretendidas, e, por outro, a realização de ensaios no seu interior. Deste modo, projectou-se um forno do tipo campânula, sem fundo, que possuía um orifício nas sua face superior, através do qual era efectuada a ligação da ancoragem ao sistema de aplicação de cargas.

O estudo incidiu sobre ancoragens metálicas simples (constituídas por um único varão) de varões roscados, tendo sido analisado o seu comportamento quando sujeitas a esforços de tracção pura.

Para além do carregamento mecânico, procurou avaliar-se a influência da temperatura no comportamento da ancoragem. Para esse efeito, adicionalmente aos ensaios realizados à temperatura ambiente, levaram-se a cabo ensaios a temperaturas de referência de 100°C e 150°C.

Todos os ensaios foram realizados sobre provetes fabricados com o mesmo tipo de betão, utilizando-se varões de aço da mesma classe de resistência. O agente colante, um adesivo epóxico de dois componentes, era igualmente comum a todos os ensaios.

Testaram-se diferentes diâmetros de ancoragens, tendo o estudo incluído ancoragens efectuadas com varões roscados com os diâmetros nominais 8mm, 10mm, 12mm, 16mm e 20mm.

As condições de colagem das ancoragens foram outra das variáveis consideradas. Construíram-se provetes com diferentes comprimentos colados: 5ϕ , 8ϕ , 10ϕ e 12ϕ , medidos a partir da superfície superior da laje de betão. Realizaram-se ainda ensaios sobre ancoragens com comprimentos de colagem de 5ϕ e 8ϕ , em que a zona colada tinha início a uma profundidade de 5ϕ , encontrando-se a zona superior do varão desligada da laje.

Os testes executados permitiram verificar que, a 20°C , independentemente do diâmetro, as ancoragens com comprimento de colagem curto (inferior a 10ϕ) atingiam a rotura através da desagregação de um cone de betão, formado pela rotura localizada do suporte de betão devido à acumulação de tensões de tracção. Quando o comprimento colado era de 10ϕ , começou a verificar-se a ocorrência de situações de rotura do varão de aço em alguns ensaios. Todos os ensaios realizados a frio sobre ancoragens com um comprimento de 12ϕ conduziram a situações de rotura no varão.

Com o objectivo de determinar a resistência máxima do adesivo utilizado, construíram-se ancoragens de pequeno comprimento colado (5ϕ), em que a colagem se iniciava à profundidade de 5ϕ . A zona superior do varão não se encontrava aderente ao betão. O aumento de profundidade destas ancoragens permitiu forçar a ocorrência de rotura por falha do adesivo, tornando assim possível avaliar a resistência máxima do adesivo. Nos ensaios a frio, verificou-se que, assumindo uma distribuição de tensões uniforme ao longo da área de colagem, o valor de tensão de corte na rotura variava entre 27MPa e 28.9MPa, para ancoragens com diâmetro de 16mm e 10mm, respectivamente. As ancoragens com diâmetro de 8mm apresentaram valores de resistência inferiores, da ordem dos 22.2MPa.

Estes resultados foram comparados com os resultantes da aplicação de diversas fórmulas identificadas na pesquisa bibliográfica, verificando-se a ocorrência de uma boa correlação entre os dados experimentais do presente trabalho e algumas destas fórmulas.

Os ensaios realizados a 100°C permitiram verificar a ocorrência de rotura pelo adesivo, para condições em que, a frio, se observaram roturas no betão e aço. De facto, em ancoragens com comprimento colado de 5ϕ , formadas por varões com diâmetros de 8mm e 10mm, verificou-se esta situação. Nas ancoragens com comprimento de 12ϕ , as quais, quando ensaiadas a frio, rompiam por falha do varão, observaram-se roturas pelo adesivo para todos os diâmetros ensaiados. O teste de ancoragens com comprimentos de 5ϕ , iniciados a 5ϕ de profundidade, permitiu verificar a degradação do adesivo com a temperatura, pois a tensão de rotura observada a quente registou quebras entre 30% e 60% em relação aos resultados a frio, sendo as ancoragens de 16mm as mais afectadas.

Quando a temperatura aumentou para 150°C, todas as ancoragens romperam por falha do adesivo. A resistência da colagem, avaliada pelos ensaios de ancoragens de 5ϕ de comprimento, iniciadas a 5ϕ de profundidade, revelou que o adesivo apenas mantinha cerca de 20% da sua resistência inicial nas ancoragens de 8mm. Este valor reduzia-se progressivamente com o aumento do diâmetro dos varões. As ancoragens realizadas com varões de 16mm apenas conservaram 3.8% da sua resistência a frio.

O trabalho realizado permitiu concluir que a temperatura é um factor determinante para o comportamento de ancoragens coladas. Uma solução que apresenta bons resultados para temperaturas ambientes de 20°C poderá ruir caso se verifique um aumento da temperatura. O decréscimo de resistência nas ligações coladas verifica-se para valores de temperatura passíveis de serem atingidos em condições normais de funcionamento, mesmo sem se considerar o caso extremo de uma situação de incêndio. Deste modo, os resultados do estudo realizado sugerem a necessidade de prever protecção térmica das zonas ancoradas, que dificulte o aumento de temperaturas nas zonas coladas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Eligehausen, R.; Mallée, R.; Rehm, G. – Fixings formed with resin anchors. Part 1. *Betonwerk + Fertigteil*, Vol.1, 1984, p. 686-692.
2. Eligehausen, R.; Mallée, R.; Rehm, G. – Fixings formed with resin anchors. Part 2. *Betonwerk + Fertigteil*, Vol. 1, 1984, p. 781-785.
3. Eligehausen, R.; Fuchs, W. – Load-bearing behavior of anchor fastenings under shear, combined tension and shear or flexural loading. *Betonwerk + Fertigteil*, Vol. 2, 1988, p.48-56.
4. Luke, P.C.C. – Strength and behavior of rebar dowels epoxy-bonded in hardened concrete. Master Thesis, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin, 1984.
5. Bazant, Z.P.; Sener, S.– Size effect in pullout tests. *ACI Materials Journal*, Vol. 85, nº5, 1988, p. 347-351.
6. Bazant, Z.P. – Size effect in blunt fracture, concrete, rock, metal. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 110, nº4, 1984, p. 518-535.
7. Cook, R.A.; Collins, D.M.; Klingner, R.E.; Polyzois, D. – Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchor. *ACI Structural Journal*, Vol. 89, nº6, 1992, p. 639-649.
8. ASTM E 488–84 - Standard test methods for strength of anchors in concrete and masonry elements. *American Society for Testing Materials, ASTM*, Philadelphia, Pa., USA, 1984.
9. ACI Committee 349 – Code requirements for nuclear safety related structures. *American Concrete Institute, ACI*, Detroit, 1985, p. 80-86.
10. Cook, R.A.; Doerr, G. T.; Klingner, R. E. – Bond stress model for design of adhesive anchors. *ACI Structural Journal*, Vol. 90, nº5, 1993, p. 514-524.
11. Eligehausen, R.; Balogh, T. – Behavior of fasteners loaded in tension in

- cracked reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, n°3, 1995, p. 365-379.
12. Cook, R.A.; Konz, R.C. – Factors influencing bond strength of adhesive anchors. *ACI Structural Journal*, Vol. 98, n°1, 2001, p. 76-86.
 13. Abrishami, H.H.; Mitchell, D. – Simulation of uniform bond stress. *ACI Materials Journal*, Vol. 89, n°2, 1992, p.161-168.
 14. Kankam, C.K. – Relationship of bond stress, steel stress and slip in reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 123, n°1, 1997, p. 79-85.
 15. Cheok, G.S.; Phan, L.T. – Post-installed anchors. A literature review. NISTIR 6096, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg; MD 20899, 1998.
 16. Cannon, R.W; Godfrey, D.A.; Moreadith, F.L. – Guide to the design of anchor bolts and other steel embedments. *Concrete International*, Vol. 3, n°7, 1981, p.28-41.
 17. Peier, W.H – Model for pull-out strength of anchors in concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 109, n° 5, 1983, p. 1155-1173.
 18. Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen, J. E. – Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, n°1, 1995, p. 76-92.
 19. Farrow, C.B.; Klingner, R.E. – Tensile capacity of anchors with partial or overlapping failure surfaces: evaluation of existing formulas on an LRFD basis. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, n°6, 1995, p. 698-710.
 20. Abrishami, H.H.; Mitchell, D. – Analysis of bond stress distributions in pullout specimens. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 122, n°3, 1996, p.255-261.
 21. Cook, R.A. – Behavior of chemically bonded anchors. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 119, n°9, 1993, p. 2744-2762.

22. Cook, R.A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R. – Behavior and design of single-adhesive anchors under tensile loads in uncracked concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 95, nº1, 1998, p. 9-26.
23. McVay, M.; Cook, R.A.; Krishnamurthy, K. – Pullout simulation of postinstalled chemically bonded anchors. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 122, nº9, 1996, p. 1016-1024.
24. Cagley, J.R. – Changing from ACI 318-99 to ACI 318-02. What's new?. *Concrete International*, Vol. 23, nº6, 2001, p. 69-161.
25. Comité Euro-Internacional du Béton – Design of fastenings in concrete. Design guide. Thomas Telford Services Ltd, London, UK, 2ª edição, 1997.
26. ETAG001 – Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete. Part 1: Anchors in general. European Organization for Technical Approvals (EOTA), European Union, 1997.
27. ETAG001 – Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete. Part 2: Torque-controlled expansion anchors. European Organization for Technical Approvals (EOTA), European Union, 1998.
28. ETAG001 – Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete. Part 3: Undercut anchors. European Organization for Technical Approvals (EOTA), European Union, 1998.
29. ETAG001 – Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete. Part 4: Deformation-controlled expansion anchors. European Organization for Technical Approvals (EOTA), European Union, 1998.
30. ETAG001 – Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete. Part 5: Bonded anchors. European Organization for Technical Approvals (EOTA), European Union, 2002.
31. Sika Portugal – Prontuário. Catálogo de fichas técnicas. Sika Portugal, Produtos de Construção e Indústria, S.A., Vila Nova de Gaia, Edição nº4,

2000/2001. p. 209-211.

32. NP 1379:1976 – Inertes para argamassas e betões. Análise granulométrica. Norma Portuguesa, 1ª Edição, Lisboa, Portugal, 1976.
33. Especificação LNEC E-226-1968 – Betão. Ensaio de compressão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 1968.
34. NP EN 10002-1 – Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test (at ambient temperature). European Committee of Standardization, Bruxelles, Belgium, 1990.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS DE FLEXÃO EM LIGAÇÕES BETÃO/BETÃO COLADAS COM RESINAS EPÓXIDAS

5.1. INTRODUÇÃO

A utilização de agentes adesivos à base de resinas epóxicas em construções tem registado um aumento progressivo ao longo dos últimos anos. A alta resistência e rapidez de cura proporcionadas por estes materiais têm contribuído para os tornar soluções eficientes e economicamente competitivas, quer em reparações de edifícios existentes, quer na ligação de diferentes elementos entre si em estruturas novas.

Nos capítulos anteriores, analisaram-se algumas das aplicações mais comuns das resinas epóxicas, nomeadamente a fixação de elementos de aço (chapas ou varões) a elementos de betão. Uma outra possível aplicação dos adesivos epóxicos é a ligação de elementos de betão entre si. Este processo tem sido recentemente utilizado em obras de grande envergadura. A técnica foi aplicada, nomeadamente, na construção da nova ponte sobre o rio Mondego, em Coimbra, a Ponte Europa.

Embora de aplicação frequente, os adesivos à base de epóxicos são um produto novo na construção. Como tal, o seu comportamento e os factores que o influenciam não se encontram ainda bem estudados.

Durante a fase de execução da colagem, desde a preparação das superfícies a colar até ao final da cura do adesivo, existe um vasto conjunto de factores que podem interferir no processo, conduzindo a uma maior ou menor resistência da junta colada.

Após o final da cura, a zona colada pode igualmente sofrer degradação. De facto, os trabalhos apresentados nos capítulos anteriores demonstraram que a temperatura a que as colagens se encontram sujeitas é um factor determinante para o bom funcionamento de juntas coladas.

Para além da temperatura, as resinas epóxicas são igualmente sensíveis à acção de outros factores ambientais, como por exemplo a humidade. Deste modo, o comportamento das colagens, tanto durante a fase construtiva como após a conclusão da obra, irá depender das condições ambientais a que estas se encontram sujeitas. O grau de influência destes parâmetros não foi ainda totalmente quantificado. Torna-se, por isso, importante identificar as condições de humidade e temperatura a que as colagens se poderão encontrar sujeitas ao longo da sua vida útil e quantificar a resistência das juntas para essas situações.

No presente capítulo, estuda-se o comportamento de ligações betão-betão através de adesivos epóxicos, quando estas são sujeitas a esforços de flexão. Identificam-se os factores que condicionam este comportamento, quer durante a fase construtiva quer durante o período de vida útil da obra, e quantifica-se a sua influência. O estudo foi efectuado seguindo uma abordagem essencialmente experimental, durante a qual se realizou um significativo número de ensaios laboratoriais.

Este trabalho decorreu em simultâneo com a construção da Ponte Europa sobre o rio Mondego, tendo os resultados obtidos permitido responder a necessidades surgidas no âmbito do acompanhamento da construção desta obra.

O capítulo encontra-se organizado de acordo com o seguinte esquema.

Numa primeira secção, descrevem-se os principais trabalhos de investigação efectuados no domínio das ligações coladas betão-betão.

Em seguida, apresenta-se um resumo do processo construtivo seguido na Ponte Europa, que suscitou a realização do presente trabalho.

Depois, descreve-se a campanha laboratorial levada a cabo com o objectivo de identificar os principais factores que condicionam o comportamento das colagens e quantificar a sua influência. Descreve-se o esquema de ensaio e os equipamentos utilizados e efectua-se a caracterização dos materiais.

A primeira fase da campanha laboratorial consistiu no estudo dos principais factores que influenciam a resistência da colagem durante a fase de execução. Nesta fase, realizaram-se ensaios que permitiram verificar a importância da preparação das superfícies de colagem, da temperatura e da humidade durante a execução da colagem. Em seguida, efectuou-se um conjunto de ensaios que permitiu avaliar o efeito das condições de temperatura e humidade ao longo do período de cura da junta colada.

Numa segunda fase da campanha, procurou estimar-se a influência da temperatura na resistência de colagens após a sua cura completa. Para esse efeito, realizaram-se ensaios que permitiram identificar a gama de temperaturas a que poderão encontrar-se sujeitos elementos estruturais colados existentes em obra. Em seguida, realizaram-se ensaios de flexão sobre provetes aquecidos, tendo os resultados sido comparados com os obtidos para provetes curados nas mesmas condições e ensaiados a frio (20°C).

Finalmente, são apresentadas as conclusões retiradas do trabalho realizado.

5.2. ESTADO DA ARTE

A utilização, durante os últimos anos, das resinas epóxicas na construção tem atraído a atenção de numerosos cientistas, que têm vindo a realizar uma extensa investigação acerca deste tema.

O sucesso de uma ligação adesiva depende em grande medida da capacidade das superfícies a ligar para proporcionarem uma boa ligação com o agente adesivo. A preparação das superfícies de colagem tem sido objecto de estudo por diversos investigadores, ao longo dos últimos anos. A investigação relatada no capítulo 2, acerca de colagens aço-betão [1, 2] permitiu identificar a necessidade de introdução de rugosidade e a importância de garantir um grau de limpeza adequado nas superfícies a colar.

Diversos investigadores têm estudado as propriedades das superfícies de betão, sugerindo métodos para melhorar as suas capacidades adesivas.

Júlio [3] e Júlio et al. [4] estudaram a influência da interface nas ligações entre o betão original e a camada de betão de reforço em pilares de betão armado reforçados por encamisamento. Os autores estudaram diversos métodos para melhoria das

condições de aderência da superfície de betão original, através da criação de rugosidade. Os métodos testados incluíram a limpeza com escova de aço, a picagem da superfície com martelo pneumático e a limpeza com jacto de areia sob pressão. A aplicação de uma resina epóxida sobre a superfície antes da colocação do betão de reforço, e a introdução *a posteriori* de conectores metálicos foram outras das soluções analisadas. Os resultados obtidos permitiram concluir que, dos métodos de criação de rugosidade testados, a limpeza com jacto de areia apresentou os melhores resultados. Nos casos em que havia sido realizado o aumento prévio da rugosidade da superfície, verificou-se que a aplicação de resinas epóxidas na superfície da interface não conduzia a uma melhoria substancial da resistência da ligação. O número de conectores metálicos introduzidos não influenciou significativamente o valor da carga que provocava o descolamento da ligação.

Minoru et al. [5] estudaram as propriedades de colagem de ligantes utilizados na reparação de estruturas de betão. O estudo consistiu na realização de ensaios de flexão sobre provetes colados. Paralelamente, os autores desenvolveram um modelo numérico que permitiu estimar a retracção e a fissuração nos provetes. Os resultados demonstraram que a ligação entre o betão e o material de reparação era mais eficiente quando as superfícies de contacto possuíam uma maior rugosidade. Verificaram igualmente que as dimensões e o tipo de agregados utilizados exerciam influência na resistência das colagens. Detectaram ainda a existência de um efeito de escala, que transparece dos resultados apurados. Embora reconhecessem que os ensaios sobre modelos reduzidos eram essenciais, do ponto de vista da facilidade de execução, os autores recomendaram que o tamanho dos provetes fosse escolhido criteriosamente, de modo a garantir a obtenção de resultados representativos da peça existente em obra.

Chen et al. [6] estudaram o comportamento de colagens entre betão antigo e betão novo, através de testes realizados em laboratório. O estudo pretendia verificar se a adição, ao betão, de fibras de carbono de pequeno comprimento, permitiria melhorar a resistência ao corte da ligação colada. Os autores concluíram que a adição de um volume de 0.35% de fibras de carbono proporcionava uma ligação betão-betão mais resistente, tendo sido observados aumentos na tensão de rotura por corte até 89%.

Um outro método que permitia melhorar a resistência da interface entre o betão de base (substrato) e os materiais de reparação foi proposto por Xiong et al. [7]. Estes autores sugeriram a aplicação de um primário contendo cinzas volantes sobre o substrato, antes da adição do novo material. O funcionamento do método foi avaliado através de ensaios de “*splitting*” e corte (“*slant*” [8]) sobre provetes de betão. Comparou-se o comportamento do primário com o de resinas epóxicas e pasta de cimento. Os resultados mostraram que a presença de primário tornava a interface de ligação entre o substrato e o material de reparação mais densa e uniforme, conduzindo a aumentos significativos de resistência da colagem.

Cheong et al. [9] estudaram um método de reforço de vigas de betão, por encamisamento de um elemento viga pré-existente com uma camada de betão novo. Realizaram ensaios laboratoriais, tendo sido avaliado o efeito da rugosidade das superfícies de colagem. O estudo consistiu na realização de ensaios de flexão sobre vigas e ensaios de “*slant*” sobre provetes prismáticos de betão.

Sendo as resinas epóxicas um material orgânico, seria de esperar que apresentassem uma elevada sensibilidade a variações de temperatura, que se traduziria no comportamento exibido pelas juntas coladas. Os resultados obtidos nos ensaios descritos nos capítulos anteriores do presente documento comprovaram esta sensibilidade à temperatura, no que respeita a juntas coladas aço-betão. Recentemente, alguns autores têm realizado investigação sobre a influência deste parâmetro no funcionamento de colagens betão-betão.

Tu et al. [10] estudaram as propriedades mecânicas de diversas resinas epóxicas comerciais, utilizadas correntemente em obras de reparação em construções. A resistência da colagem foi avaliada após cura completa, tendo sido realizados ensaios em três níveis de temperatura: 10°C, 20°C e 40°C. Estes estudos permitiram verificar que as propriedades da resina variavam com a temperatura. A resistência de colagens entre elementos de betão efectuadas através de resinas epóxicas sujeitas à presença de água foi igualmente estudada. Para esse efeito, os autores realizaram ensaios sobre provetes após imersão em água. Os resultados obtidos permitiram verificar que as juntas coladas sofriam deterioração quando imersas em água.

Aiello et al. [11] estudaram a variação da resistência de ligações coladas entre elementos de betão quando expostos a diferentes condições ambientais. Entre as variáveis consideradas, contavam-se o aquecimento e a presença de água. Realizaram ensaios sobre elementos de betão colados, sujeitos a temperaturas entre 20°C e 50°C, na presença de água. A resistência da colagem foi determinada através de ensaios de “*slant*”. Foram utilizados no estudo um adesivo epóxico comercial e quatro tipos diferentes de betão. Os resultados mostraram que o aumento da temperatura provocou uma redução da resistência da junta para todos os tipos de betão. Para a gama de temperaturas considerada, o efeito do aquecimento era quase totalmente reversível, visto que o adesivo recuperava as suas propriedades quando a temperatura baixava. A presença de água provocava igualmente uma redução na adesão. As condições de temperatura e humidade afectavam igualmente o modo de rotura dos provetes. Os autores recomendaram que as condições ambientais em que se utilizem os adesivos epóxicos sejam tidas em conta, de modo a evitar a ocorrência de roturas inesperadas das peças a colar ou a redução da eficiência das técnicas de reforço estrutural.

Al-Gahtani et al. [12] avaliaram o comportamento de elementos de betão reparados com recurso a resinas e materiais cimentícios, quando sujeitos a condições de temperatura constantes e cíclicas. Nos ensaios com variação cíclica de temperatura, as amostras foram sujeitas a um conjunto de 90 ciclos térmicos, com temperaturas variando entre 25°C e 70°C. Efectuaram-se ensaios de corte antes da aplicação das variações de temperatura, e ao fim de 60 e 90 ciclos de temperatura, tendo sido registadas as resistências e modos de rotura obtidos. Os resultados revelaram um acentuado decréscimo da resistência das colagens com as variações de temperatura. Os autores atribuíram esta redução da resistência a incompatibilidades de deformações apresentadas pelo betão e pelos materiais de reforço. Quando o material de reforço era constituído por resinas, observaram-se reduções de resistência de 9.3% a 20.47% após 60 ciclos, e de 18.98% a 36.43% ao fim de 90 ciclos. Para materiais de reforço à base de cimento, os valores correspondentes eram de 3.2% a 17.46% após 60 ciclos e 8.07% a 34.80% no fim de 90 ciclos. O modo de rotura dos provetes evoluiu igualmente com o aumento dos ciclos. Os ensaios realizados sem variação de temperatura conduziram a roturas por esmagamento do betão. Os provetes testados ao

fim de 60 ciclos de temperatura apresentaram roturas mistas do betão e da junta. As amostras ensaiadas após 90 ciclos revelaram roturas totalmente localizadas na junta.

5.3. PROCESSO CONSTRUTIVO UTILIZADO NA PONTE EUROPA

A campanha laboratorial descrita no presente capítulo foi realizada durante o acompanhamento da construção da nova ponte sobre o Rio Mondego, em Coimbra, a Ponte Europa (ver Figura 5.1).

O processo construtivo utilizado nesta ponte consistia na produção de elementos em betão armado (aduelas), que eram posteriormente adicionados àqueles já colocados *in situ*. A ligação entre as aduelas era realizada através de cabos de pré-esforço, sendo as juntas seladas com uma resina epóxida.

Através do trabalho laboratorial realizado, foi possível determinar os factores que condicionavam o bom comportamento da colagem e as condições de execução que garantiriam a melhor adesão. Os resultados do presente estudo permitiram definir os procedimentos a seguir durante a colagem que possibilitassem a obtenção de juntas coladas com a melhor resistência possível, face às condições existentes em obra.

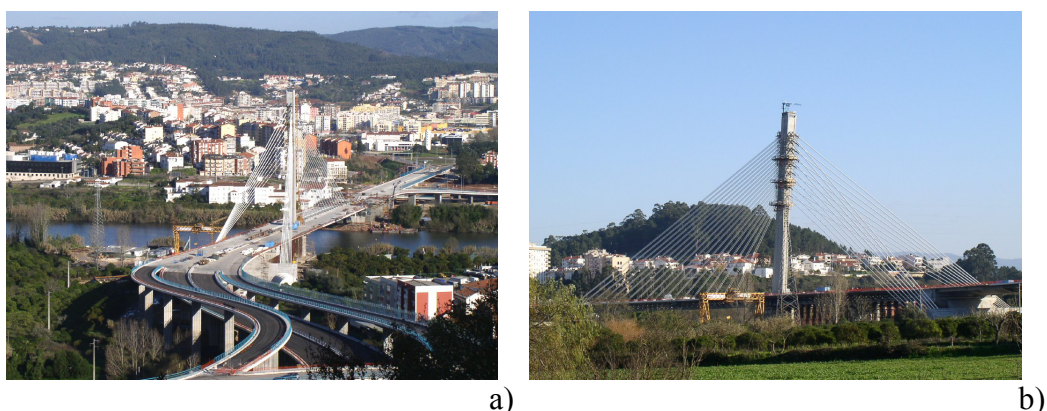


Figura 5.1 - Ponte Europa: a) vista global da margem sul; b) pormenor da zona atirantada.

O processo utilizado para a construção da ponte iniciava-se com a betonagem das aduelas. A Figura 5.2 ilustra a zona de construção destes elementos. As betonagens para cada uma das peças eram realizadas sucessivamente, sendo cada uma das aduelas já existentes utilizada como parte da cofragem da aduela seguinte. Este procedimento permitia assegurar um encaixe mais perfeito entre as aduelas, pois cada uma das peças colocadas na obra ficava adjacente a duas outras com encaixes compatíveis.

Na zona de produção encontravam-se, em cada momento, duas aduelas: a aduela a ser fabricada, e a aduela que tinha sido betonada anteriormente. Após a betonagem, cada aduela era sujeita a um período de cura mínimo de 48 horas, findo o qual se realizava a sua descofragem. Após a descofragem, retirava-se a aduela que havia servido de cofragem para uma zona de armazém, enquanto que a aduela acabada de descofrar tomava o lugar desta, servindo de cofragem à aduela seguinte. O processo prosseguia com a betonagem de nova aduela.



Figura 5.2 – Produção das aduelas: a) betonagem da aduela; b) aduela betonada e aduela que lhe serviu de cofragem; c) linha de montagem das aduelas; d) aduelas em depósito.

No final da descofragem, as superfícies das aduelas que seriam posteriormente coladas eram sujeitas a um tratamento abrasivo, para garantir a existência de rugosidade. O tratamento a aplicar foi obtido a partir dos ensaios laboratoriais descritos mais à frente no presente trabalho.

A colocação das aduelas no tabuleiro da ponte era efectuada com recurso a dois “*derricks*”. A aduela era içada até à altura do tabuleiro. Em seguida, o agente adesivo era espalhado nas superfícies a colar (ver Figura 5.3). A aduela era então ajustada à aduela anterior, sendo aplicado um pré-esforço, no sentido longitudinal da ponte, que comprimia a recém-colada aduela contra a sua vizinha. Este pré-esforço era mantido até ao final da cura.

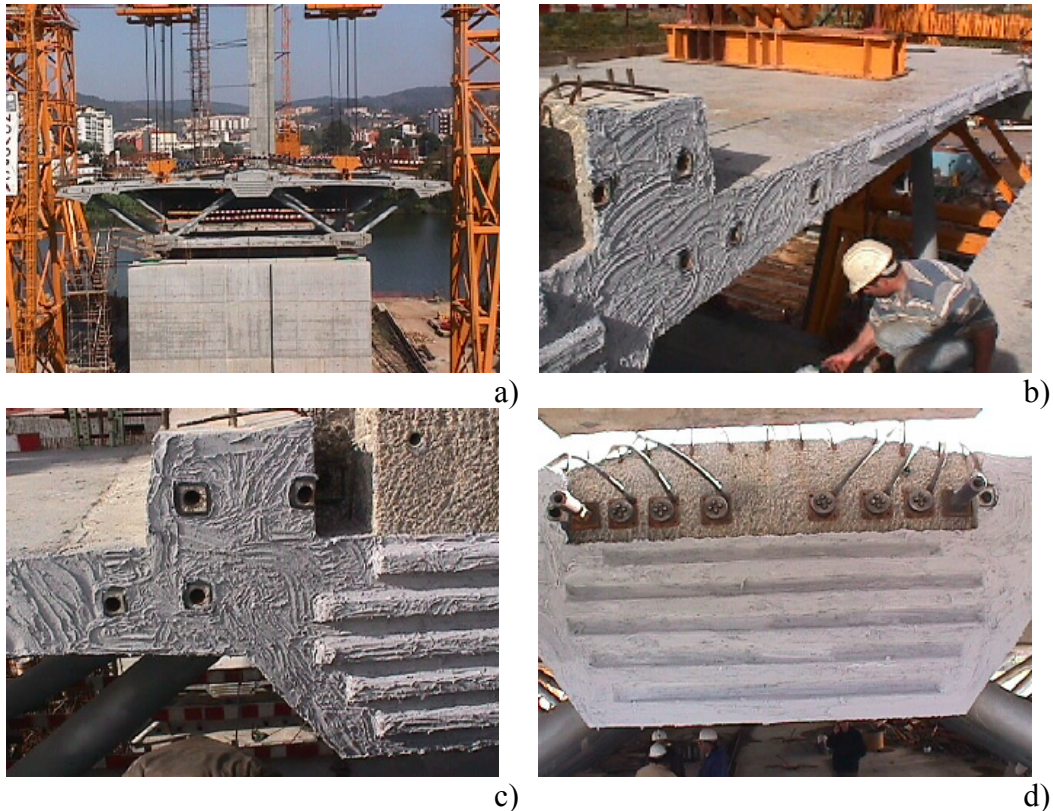


Figura 5.3 – Montagem das aduelas na ponte: a) elevação da aduela; b) aplicação do adesivo; c) pormenor da zona colada; d) pormenor da zona de aplicação do pré-esforço.

5.4. CAMPANHA LABORATORIAL

O trabalho laboratorial realizado tinha por objectivo identificar os factores que condicionam a resistência de ligações coladas betão-betão, e quantificar a sua influência.

Para esse efeito, foram construídos provetes constituídos por blocos de betão, que eram colados por intermédio de resinas epóxicas. A resistência da ligação foi avaliada através de ensaios de flexão.

O estudo desenrolou-se sob duas vertentes. Por um lado, estudaram-se os parâmetros que poderiam influenciar a colagem durante as fases de execução e cura de juntas coladas. Por outro lado, procurou fazer-se uma estimativa dos níveis de temperatura passíveis de serem atingidos durante a vida da obra, e verificar se, sujeitas a essas temperaturas, a resistência das colagens poderia sofrer alguma redução.

A bibliografia consultada era unânime em reconhecer a preparação da superfície como sendo um dos factores determinantes no sucesso de uma colagem. Numa primeira fase, procurou avaliar-se a importância deste parâmetro e determinar a forma de preparação da superfície que permitiria obter uma rugosidade suficiente para garantir uma boa aderência.

Em seguida, realizaram-se ensaios sobre juntas coladas, sob diferentes condições de humidade. Estes ensaios permitiram aferir o grau de sensibilidades da resistência das colagens face à presença de água. Deste modo, foi possível verificar se seria aconselhável, por exemplo, a realização de colagens em tempo de chuva.

As condições de cura das juntas coladas foram igualmente alvo de investigação. Construiu-se um conjunto de provetes de ensaio, que foram sujeitos a cura em diferentes condições de temperatura e humidade. A idade de colagem foi outro dos parâmetros analisados.

Ao longo da sua vida útil, as estruturas, nomeadamente as pontes, encontram-se à mercê dos agentes atmosféricos, sujeitando-se a variações térmicas, tanto ao longo do ano, como diárias. Realizaram-se ensaios com o objectivo de avaliar a variação de temperaturas diárias verificadas no interior de uma laje de betão exposta ao sol. Nestes ensaios, procurou aferir-se a importância da cor superficial da laje para a distribuição de temperaturas no seu interior.

Finalmente, realizaram-se ensaios de flexão sobre provetes aquecidos a diferentes níveis de temperatura. Estes ensaios pretendiam quantificar a diminuição de resistência das juntas coladas quando submetidas a temperaturas elevadas.

5.4.1. Esquema de ensaio

A resistência das juntas coladas betão-betão foi avaliada através da realização de ensaios de flexão, realizados de acordo com os procedimentos da especificação E-227, do LNEC [13].

Levaram-se a cabo diferentes séries de ensaios, que serão descritas nos pontos seguintes. Em alguns dos casos, efectuaram-se ensaios de flexão com aplicação de

carga em três pontos; noutros, a carga foi aplicada em quatro pontos. A Figura 5.4 ilustra os esquemas de ensaio utilizados.

Em ambos os esquemas de ensaio, a distância entre os apoios era de 450mm. No ensaio de carga a três pontos, o cutelo da máquina de ensaio era aplicado a meio-vão, enquanto que nos ensaios a quatro pontos os cutelos eram aplicados a terços do vão.

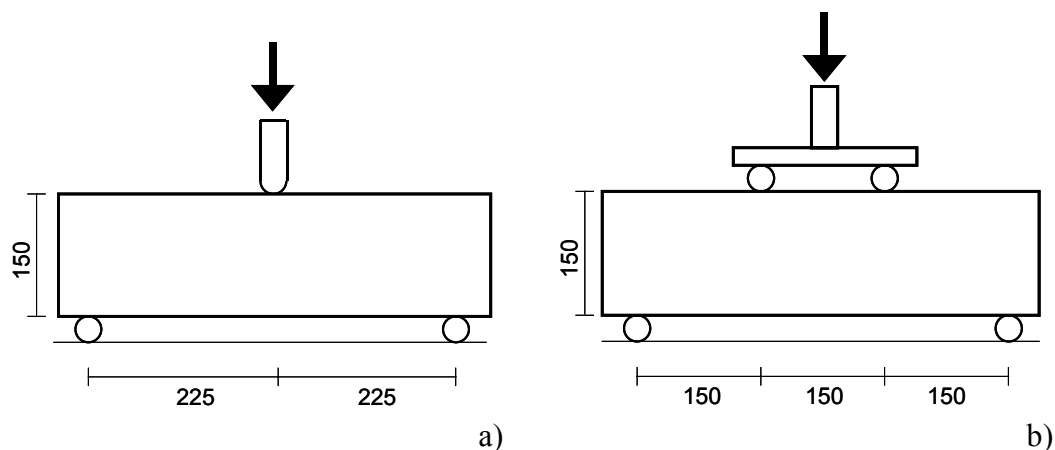


Figura 5.4 – Esquema de ensaio (dimensões em mm): a) carga em 3 pontos; b) carga em 4 pontos.

A tensão de rotura em cada um dos casos pode ser obtida a partir do valor da força que originou a rotura e das condições geométricas do provete de ensaio realizado.

No caso de ensaios de flexão com aplicação de carga em três pontos, a tensão de rotura nas fibras mais traccionadas é dada pela expressão

$$\sigma_r = \frac{3F_f L}{2h^2 b}, \quad (5.1)$$

onde F_f é a força que provoca a rotura do provete por flexão, L é a distância entre os apoios, b e h são a largura e a altura da secção do provete de ensaio, respectivamente.

Quando a carga é aplicada em quatro pontos, a tensão de rotura nas fibras mais traccionadas pode ser obtida através da expressão

$$\sigma_r = \frac{F_f L}{h^2 b}, \quad (5.2)$$

onde os símbolos têm o significado anterior.

Os ensaios foram realizados numa máquina de ensaios universal, com controlo em força. Ao longo do ensaio, aplicou-se um incremento de força que originaria no provete um aumento de tensão de $0.05\text{MPa}\cdot\text{s}^{-1}$ na zona mais traccionada. Para além da carga, foi ainda registada, ao longo do ensaio, a deformação verificada no provete, a meio-vão.

5.4.2. Equipamentos utilizados

A realização dos ensaios exigiu a utilização de uma máquina de ensaios universal dispondo de um módulo que permitisse a execução de ensaios de flexão.

Para o estudo dos parâmetros que influenciam as condições de cura dos provetes, foi ainda necessária a utilização de uma câmara climática.

Os ensaios a quente foram realizados com o auxílio do forno campânula projectado para a realização dos ensaios de ancoragens descritos no capítulo 4.

5.4.2.1. Máquina de ensaio

Os ensaios de flexão foram realizados numa máquina universal Servosis MUF-404/100 (ver Figura 5.5). Esta máquina possuía uma célula de carga de 1000kN e um transdutor de deslocamentos com escala até 200mm.

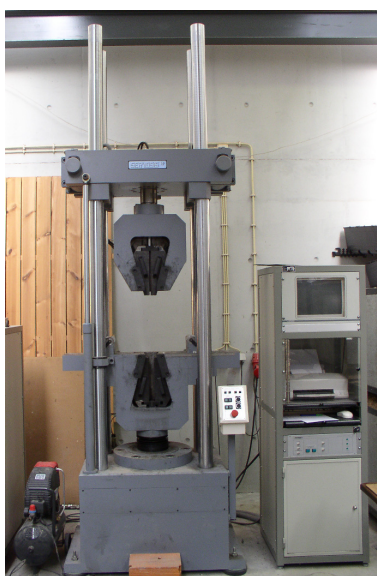


Figura 5.5 – Máquina universal.

Para a realização dos ensaios de flexão, foram acoplados às amarras da máquina dispositivos, com a forma de roletes, que possibilitavam a aplicação das cargas nos pontos pretendidos. Estas peças possuíam ainda a particularidade de serem rotuladas, o que permitia o seu ajuste ao provete sem a aplicação de esforços parasitas originados por eventuais empenos deste. A Figura 5.6 ilustra os dispositivos de ensaio utilizados.

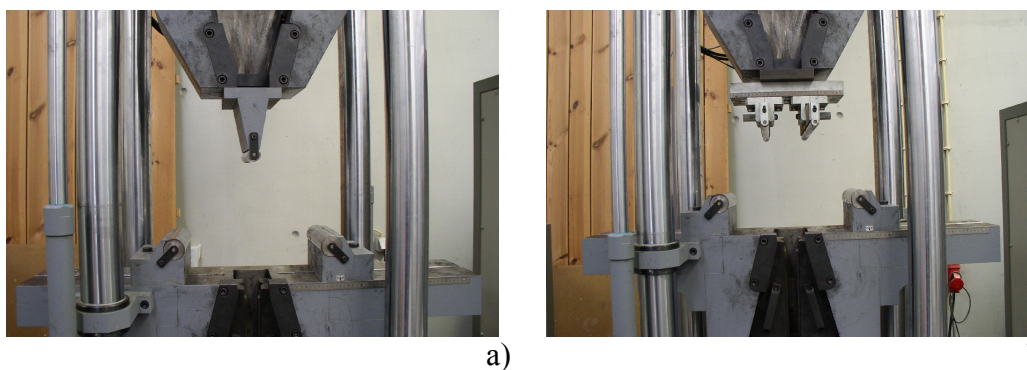


Figura 5.6 – Dispositivos para ensaios de flexão: a) carga em 3 pontos; b) carga em 4 pontos.

5.4.2.2. Câmara climática

A cura dos provetes de ensaios foi realizada no interior de uma câmara climática modelo ABALAB 950 EBT, com capacidade para controlar a temperatura entre -15°C e $+70^{\circ}\text{C}$ e a humidade relativa entre 20% e 100%.

5.4.2.3. Forno

O aquecimento dos provetes nos ensaios a quente foi realizado no interior de um forno tipo campânula (ver Figura 5.7).



Figura 5.7 – Forno tipo campânula.

Este forno tinha capacidade para atingir temperaturas de 1200°C e não possuía uma das faces. Na face superior, existia um orifício circular, com um diâmetro de 120mm. O forno apresentava uma secção, em planta, quadrada, possuindo dimensões internas úteis de 500mm*500mm*150mm. O aquecimento era garantido por três grupos de duas resistências eléctricas, com uma potência total de 19kW. O controlo do aquecimento era efectuado através de dois controladores de temperatura Eurotherm, série 2404, sendo a temperatura no interior do forno lida através de duas sondas térmicas tipo K.

5.4.3. Caracterização dos materiais

Os provetes de ensaio eram constituídos por blocos de betão, colados entre si através de um adesivo à base de resinas epóxicas. Neste estudo foi utilizado um único tipo de betão, tendo sido testados três adesivos comerciais diferentes.

5.4.3.1. Betão

O betão utilizado nos ensaios foi construído com os mesmos materiais e a mesma composição daquele utilizado na construção das aduelas da Ponte Europa. A composição do betão encontra-se expressa na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Composição do betão (para 1m³).

Cimento Portland 42.5 – Tipo II	340 kg
Água	183 l
Areia - rio	588 kg
Areão	470 kg
Brita 1	189 kg
Brita 2	482 kg
Cinzas volantes	70 kg
Sikament P1210	3.45 l
Relação W/C	0.54

Os agregados utilizados possuíam a distribuição granulométrica apresentada na Tabela 5.2. A Figura 5.8 apresenta a curva granulométrica correspondente.

Tabela 5.2 - Distribuição granulométrica dos agregados utilizados.

Peneiro	% Passados Acumulados (em peso)			
	Areia	Areão	Brita 1	Brita 2
3"	100.00	100	100	100
2"	100.00	100	100	100
1 1/2"	100.00	100	100	100
1"	100.00	100	100	100
3/4"	100.00	100	100	94.19
1/2"	100.00	100	99.16	29.55
3/8"	100.00	99.72	74.15	9.32
1/4"	100.00	84.00	44.00	8.50
4	99.52	61.80	8.39	7.26
8	95.35	4.47	1.13	0.81
16	84.88	0.55	0.69	0.42
30	66.09	0.16	0.69	0.42
50	33.06	0.11	0.69	0.42
100	3.05	0.11	0.69	0.42
200	0.18	0.11	0.69	0.42
Mód. finura	2.18	5.33	6.87	7.10

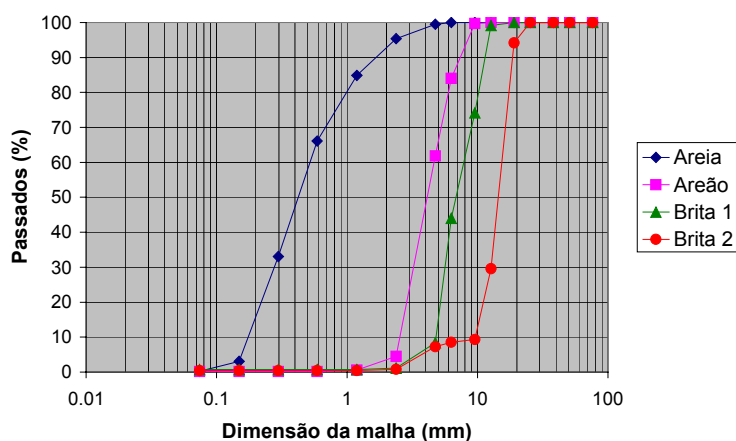


Figura 5.8 – Curvas granulométricas dos agregados.

O betão foi caracterizado pelas suas resistências à compressão [14] e flexão [13], que foram determinadas experimentalmente aos 7 e 28 dias de idade. A Tabela 5.3 apresenta os valores obtidos. Nesta tabela, f_c representa a tensão média de resistência à compressão e $f_{c,f}$ é a resistência à flexão, sendo Δf_c e $\Delta f_{c,f}$ os respectivos desvios-padrão.

Tabela 5.3 – Características mecânicas do betão.

Propriedades	MPa
f_c (7 dias)	40.2
Δf_c (7 dias)	4.87
f_c (28 dias)	47.0
Δf_c (28 dias)	5.30
$f_{c,f}$ (7 dias)	4.6
$\Delta f_{c,f}$ (7 dias)	0.89

5.4.3.2. Adesivos

No presente estudo utilizaram-se três tipos de adesivo diferentes, com as designações comerciais Nitobond E220, Nitobond E223 e Sikadur[®] 31 SBA S-08.

Para determinar as características mecânicas destes materiais, seguiram-se os procedimentos de ensaio descritos no capítulo 2 para a caracterização dos adesivos, tendo sido determinada a resistência ao corte da colagem (f_{as}) e a resistência à tracção de uma junta colada (f_{atc}).

Tabela 5.4 – Características mecânicas dos adesivos.

Adesivo	f_{as} (MPa)	Δf_{as} (MPa)	f_{atc} (MPa)	Δf_{atc} (MPa)
Nitobond E220	8.9	1.63	14.96	1.56
Nitobond E223	8.8	1.54	15.40	1.85
Sikadur [®] 31 SBA S-08	9.0	1.35	15.58	1.74

5.4.4. Construção dos provetes

A campanha laboratorial realizada consistiu na execução de diversas séries de ensaios de flexão. Os provetes de ensaio eram constituídos por blocos de betão com as dimensões 150mm*150mm*275mm.

Estes blocos eram colados topo a topo, através de uma junta colada com as dimensões 150mm*150mm. Os provetes de ensaio resultantes possuíam as dimensões finais de 150mm*150mm*550mm (ver Figura 5.9).



Figura 5.9 – Provetes de ensaio.

Apresentam-se em seguida os procedimentos adoptados para a construção da generalidade dos provetes de ensaio. Note-se que, na preparação de algumas séries

destinadas a testar parâmetros específicos relacionados com a fase de construção, alguns dos passos não foram executados. Por exemplo, nos testes para determinação da influência da rugosidade da superfície, alguns dos provetes não foram decapados com jacto de areia.

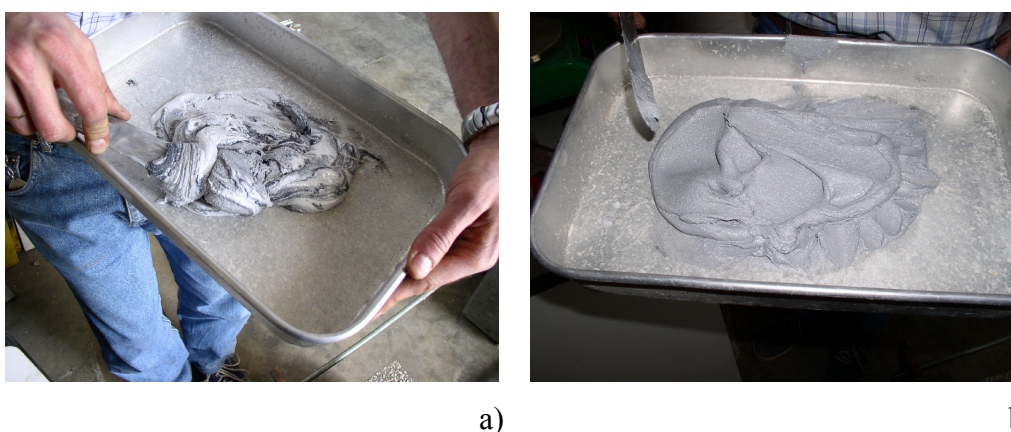
Após a betonagem, os blocos de betão eram sujeitos a uma cura, realizada em condições de temperatura e humidade relativa controlada, durante cinco dias.

Ao sexto dia, efectuava-se o tratamento da superfície a colar através de um jacto de areia de alta pressão, a fim de garantir uma rugosidade adequada. Uma vez que este tratamento se realizava em meio húmido, os provetes eram deixados secar ao ar durante 24 horas antes de se proceder à colagem.

No sétimo dia após a betonagem, efectuava-se a colagem dos provetes.

A primeira fase da colagem consistia na preparação do adesivo (ver Figura 5.10).

Todos os adesivos utilizados eram constituídos por dois componentes, que eram misturados nas proporções indicadas pelos respectivos fabricantes. As dosagens eram cuidadosamente controladas, sendo cada componente pesado individualmente. Após a pesagem, os dois componentes eram cuidadosamente misturados num tabuleiro, com o auxílio de uma espátula (ver Figura 5.10a), até se obter uma mistura com um aspecto homogéneo (ver Figura 5.10b).



**Figura 5.10 – Preparação do adesivo: a) mistura dos componentes;
b) aspecto do adesivo após a mistura.**

O adesivo era então espalhado à espátula, sobre as duas superfícies de betão a unir (ver Figura 5.11a).

Colocavam-se, em seguida, os dois blocos de betão na posição de colagem. O alinhamento correcto entre os dois blocos era assegurado através da utilização de guias metálicas (ver Figura 5.11b). Nos topos do provete, eram colocadas chapas de aço com 20mm de espessura. Estas chapas possuíam orifícios, através dos quais passavam varões roscados. Utilizando porcas metálicas, as chapas eram apertadas de encontro aos blocos, de modo a que o provete ficasse sujeito a uma tensão de compressão de aproximadamente 0.6MPa.

A força aplicada era monitorizada através de uma célula de carga, colocada num dos topos de cada provete. O excesso de adesivo expulso da zona de colagem devido ao aperto (ver Figura 5.11c) era limpo antes dos provetes serem colocados novamente no interior da câmara climática.

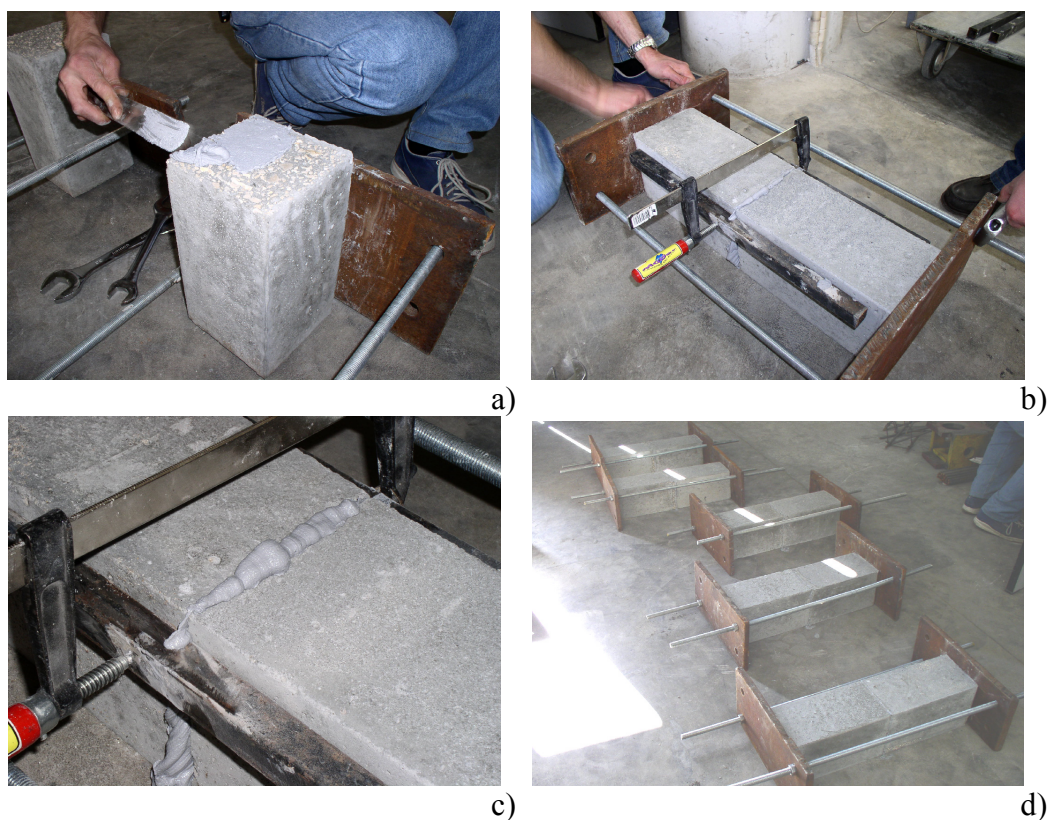


Figura 5.11 – Colagem dos provetes: a) aplicação do adesivo; b) guias metálicas; c) zona da colagem após o aperto; d) lote de provetes pronto a ser colocado na câmara climática.

No final da colagem, o provete era sujeito a cura, no interior da câmara, até à realização do ensaio de flexão.

O tempo de cura da colagem foi uma das variáveis estudadas, tendo sido ensaiados provetes com diversas idades de colagem.

5.4.5. Realização dos ensaios – fase de construção

Existe um número muito elevado de factores que influenciam o comportamento de colagens betão-betão realizadas através de resinas epóxicas.

Com já se referiu, o tratamento da superfície de colagem é uma condição essencial para garantir uma colagem de sucesso. Deste modo, a primeira série de ensaios teve por objectivo determinar o tipo de tratamento da superfície que permitiria assegurar a resistência pretendida da junta colada. Os provetes utilizados nas séries seguintes foram construídos com base nos resultados desta primeira série.

Embora reconhecida nas referências bibliográficas consultadas [11], a influência da humidade da colagem não se encontrava devidamente quantificada. Na segunda série de ensaios realizados, procurou avaliar-se o efeito da presença de humidade no betão à data da execução da colagem.

Em seguida, analisou-se a influência das condições de temperatura e humidade, verificadas durante a fase de cura das colagens, na resistência à flexão das juntas coladas.

A resistência das colagens a longo termo foi igualmente alvo de estudo. Com esse objectivo, fizeram-se ensaios que permitiram estimar os valores de temperatura que poderiam ser atingidos no interior de uma junta colada exposta ao sol, durante os dias em que a temperatura ambiente fosse elevada. Estudou-se igualmente o efeito da cor da superfície exposta ao sol na distribuição de temperaturas no interior da peça. Em seguida, realizaram-se ensaios de flexão sobre colagens previamente sujeitas a aquecimento.

5.4.5.1. Tratamento da superfície (limpeza/rugosidade)

A obtenção de uma boa resistência nas ligações coladas requer que as superfícies a colar se encontrem limpas e isentas de óleos ou gorduras. Devem ainda possuir um grau de rugosidade adequado.

Com o objectivo de quantificar a influência do grau de limpeza e rugosidade das superfícies na resistência à flexão de ligações betão-betão, realizou-se um conjunto de ensaios, nos quais foram testados diferentes métodos de limpeza das superfícies.

Os provetes testados nesta série de ensaios foram produzidos de modo a simular as diversas etapas de construção das aduelas na Ponte Europa, nomeadamente através da utilização dos mesmos tipos de materiais que se previa utilizar em obra.

Na construção das aduelas, eram utilizados dois tipos de óleos descofrantes: o Separol[®], utilizado na cofragem da aduela; e o Rugasol[®] líquido, com o qual era pincelada a face de betão da aduela que serviria de cofragem à aduela seguinte. A presença dos descofrantes foi igualmente tida em conta nos ensaios, através da aplicação dos produtos nas faces dos provetes a colar, logo após a descofragem.

Todos os provetes foram descofrados com a idade de 24 horas, tendo a colagem sido executada ao sexto dia após a betonagem. Até à altura do tratamento superficial (ou da colagem), os provetes foram mantidos em câmara climática, em condições de temperatura ($20\pm 1^{\circ}\text{C}$) e humidade relativa ($95\pm 3\%$) controladas.

Nos provetes que sofreram tratamento superficial, este foi realizado ao quinto dia. Após o tratamento da superfície, os provetes foram retirados da câmara climática e deixados secar ao ar.

A Tabela 5.5 ilustra as condições de ensaio consideradas.

Tabela 5.5 – Condições de ensaio: diferentes tratamentos da superfície.

Série	Tipo de Tratamento
1	Nenhum tratamento superficial
2	Superfícies pinceladas com Separol [®] e Rugasol [®] líquido
3	Limpeza da superfície com água e escova, após aplicação dos descofrantes
4	Limpeza da superfície com jacto de água sob pressão após aplicação dos descofrantes
5	Limpeza da superfície com jacto de areia sob pressão após aplicação dos descofrantes

As colagens foram efectuada 24 horas após o tratamento da superfície. O adesivo utilizado nesta série de ensaios era uma resina epóxida com a designação comercial Nitobond E220. Os ensaios de flexão, em todos os provetes, foram efectuados ao sétimo dia, 24 horas após a colagem.

Os provetes da série 1 constituíam o grupo de referência. A colagem destes provetes foi executada sem nenhuma limpeza prévia da sua superfície, sem recurso a

nenhuma técnica para a criação de rugosidade superficial e sem a aplicação de óleos descofrantes.

Os provetes da série 2 não sofriram qualquer outro tratamento, para além da aplicação dos óleos. As superfícies a colar dos provetes da série 3 foram escovadas com uma escova de arame e água, 24 horas antes da colagem. Na série 4, a limpeza da superfície foi realizada por meio de um jacto de água sob pressão. Na limpeza das amostras utilizadas na série 5, foi igualmente utilizado um jacto de água, ao qual foram adicionadas partículas de areia de pequena dimensão (passadas no peneiro #16 da série ASTM), a fim de aumentar o seu poder abrasivo. Após a limpeza, todos os provetes foram deixados secar ao ar durante 24 horas, antes de se proceder à colagem. Em todas estas séries, as superfícies a colar eram pinceladas com os dois tipos de óleo descofrante.

A Tabela 5.6 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de flexão com a carga aplicada em três pontos.

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios para diferentes tratamentos da superfície.

Série	Força de rotura média (kN)	Desvio-padrão (kN)	Tensão de rotura média (MPa)	Tipo de rotura
1	39.1	2.95	7.8	No betão, junto à colagem
2	17.2	1.44	3.4	Mista betão-cola
3	25.4	2.85	5.1	Mista betão-cola
4	28.9	3.08	5.8	No betão
5	32.8	1.68	6.6	No betão

Os resultados obtidos indicaram que, na ausência de produto descofrante, o adesivo utilizado garantia uma adesão suficiente para mobilizar a resistência do betão até à sua rotura.

A presença de produtos descofrantes, quando não foram tomadas medidas para o tratamento das superfícies coladas, conduziu a uma diminuição da adesão entre o ligante e o betão. Verificou-se uma redução da resistência da ligação da ordem dos 50%.

A lavagem com água e a escovagem da superfície da colagem (série 3) permitiu uma recuperação de parte da resistência.

Na série 4, as superfícies dos provetes foram sujeitas a um tratamento com jacto de água. O efeito desta lavagem permitiu obter um aumento da adesão na ligação, em relação à simples escovagem.

A série 5 foi aquela que apresentou as melhores condições para um bom comportamento da colagem. Aliado ao efeito da limpeza da superfície pela acção da água sob pressão, verificou-se um aumento significativo da rugosidade da superfície, devido à areia.

A Figura 5.12 ilustra o aspecto das superfícies de rotura obtidas nos ensaios.

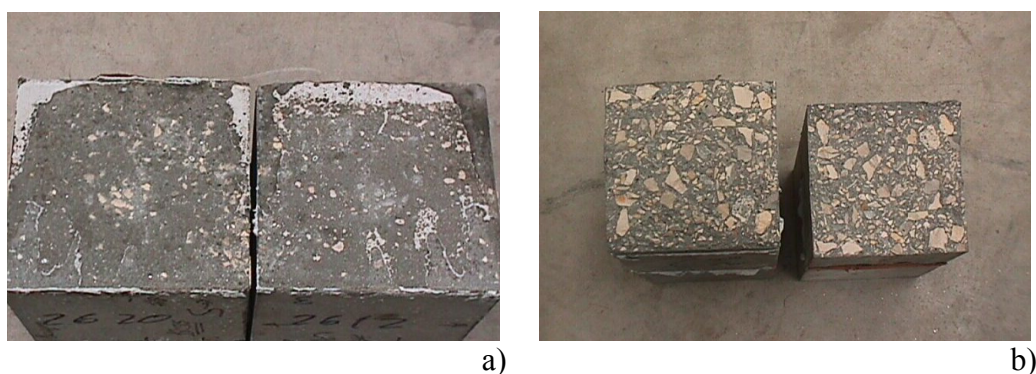


Figura 5.12 – Superfícies de rotura obtidas nos ensaios: a) rotura mista betão-cola; b) rotura pelo betão.

Os resultados obtidos revelaram que o tratamento da superfície com jacto de areia era o processo mais eficaz, tendo sido aquele que permitiu obter resistências mais próximas das obtidas na série de referência.

5.4.5.2. Tratamento da superfície com jacto de areia – tempo de exposição

A série de ensaios descrita anteriormente revelou que o tratamento com jacto de areia permitia criar nas superfícies a colar uma rugosidade que garantia um bom desempenho da colagem. No entanto, verificou-se que a variação do tempo de exposição ao jacto de areia provocava diferenças significativas na rugosidade da superfície resultante.

Deste modo, realizou-se uma nova série de ensaios, com o objectivo de determinar o tempo de aplicação do jacto que permitiria obter a maior resistência da ligação.

Para a avaliação deste parâmetro, ensaiaram-se dois conjuntos de provetes. Num dos conjuntos, foi utilizado como adesivo o produto Sikadur[®]- 31 SBA S-08, tendo o outro sido colado com Nitobond E220.

A construção dos provetes de ensaio foi realizada de modo idêntico ao descrito no ensaio anterior. Os provetes foram betonados, tendo sido descofrados ao fim de 24 horas. Nesta data, as superfícies a colar foram pinceladas com descofrante Separol,

em duas demãos. Ao quinto dia após a betonagem, dividiram-se os provetes em três lotes, que foram sujeitos a diferentes tratamentos da superfície. A Tabela 5.7 indica o tratamento realizado em cada um dos lotes. Os provetes foram colados 24 horas após o tratamento das superfícies, e deixados a curar durante 24 horas, antes da realização do ensaio.

Tabela 5.7 – Condições de ensaio: tratamento da superfície dos provetes com jacto de água ou areia.

Série	Adesivo	Tratamento superficial
S1	Sikadur	Limpeza da superfície com água sob pressão, durante 3 minutos
N1	Nitobond	
S2	Sikadur	Limpeza da superfície com jacto de areia sob pressão, durante 50 segundos
N2	Nitobond	
S3	Sikadur	Limpeza da superfície com jacto de areia sob pressão, durante 3 minutos
N3	Nitobond	

Os provetes foram sujeitos a ensaios de flexão, com a carga aplicada a meio-vão, tendo sido obtidos os resultados expressos na Tabela 5.8. Nesta tabela, os provetes das séries S1, S2 e S3 foram colados com Sikadur, enquanto que as séries N1, N2 e N3 foram coladas com Nitobond.

Tabela 5.8 – Resultados dos ensaios em provetes sujeitos a tratamento da superfície com jacto de água ou areia.

Série	Força de rotura média (kN)	Desvio-padrão (kN)	Tensão de rotura média (MPa)	Tipo de rotura
S1	35.82	1.68	7.2	Rotura pelo betão (fora da junta)
N1	31.81	2.95	6.4	Rotura mista betão/adesivo (na vizinhança da junta)
S2	36.42	2.52	7.3	Rotura pelo betão (fora da junta)
N2	33.25	3.37	6.7	Rotura mista betão/adesivo (na vizinhança da junta)
S3	37.35	1.98	7.5	Rotura pelo betão (fora da junta)
N3	33.82	2.73	6.8	Rotura no betão e pontualmente no adesivo (na vizinhança da junta)

Da análise dos resultados obtidos, concluiu-se que os diferentes tipos de tratamento da superfície testados não conduziam a diferenças apreciáveis na resistência dos provetes. De facto, para cada um dos adesivos utilizados, observou-se o mesmo tipo de rotura para todas as condições testadas.

Verificou-se, no entanto, que a força de rotura registada nos provetes colados com Sikadur foi sempre superior à observada nos provetes colados com Nitobond, para as mesmas condições de preparação da superfície.

Constatou-se igualmente que os provetes colados com Nitobond exibiam, ao nível da rigidez da ligação, uma maior sensibilidade ao tipo de tratamento de superfície do que aqueles colados com Sikadur. A Figura 5.13 exemplifica a relação força/deslocamento obtida para provetes de todas as séries. Nesta figura, pode observar-se que os provetes colados com Nitobond apresentaram maiores deformações, para os mesmos níveis de carga, do que os colados com Sikadur, revelando deste modo uma menor rigidez da ligação.

Atendendo a que os ensaios foram efectuados 24 horas após a colagem, estes resultados poderão indicar a necessidade de uma cura mais prolongada, para atingir o máximo de resistência, quando se utiliza o adesivo Nitobond.

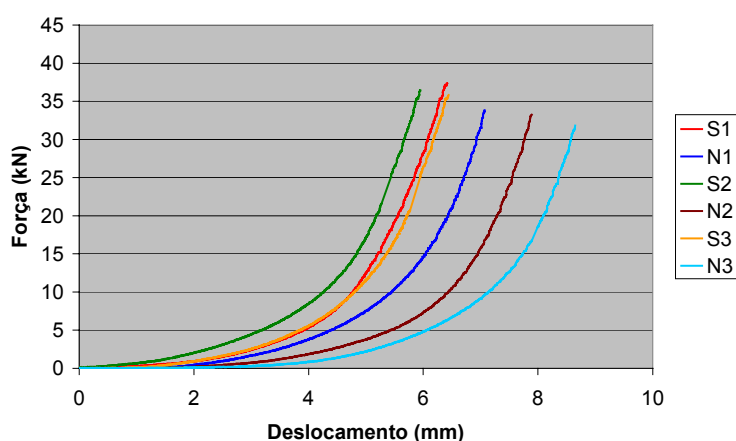


Figura 5.13 – Diagrama força/deslocamento de provetes sujeitos a tratamento da superfície com jacto de água ou areia.

5.4.5.3. Influência da humidade

A presença de humidade nas superfícies, durante a colagem, era outro dos factores que poderia ter uma influência significativa no comportamento das juntas coladas. De facto, a água presente na superfície de colagem poderia intepôr-se entre o adesivo e a superfície, dificultando a aderência entre o ligante e os elementos a unir. Este fenómeno poderia conduzir a colagens com uma resistência inferior à desejada.

Com o objectivo de quantificar a influência da presença de água na resistência à flexão de ligações betão-betão, ensaiou-se uma nova série de provetes.

Para a realização desta série de ensaios foi utilizado o adesivo Nitobond E223 que, segundo indicação do fabricante, pode ser utilizado em meios húmidos.

Após a construção dos provetes, executada de acordo com os procedimentos atrás descritos, todos foram sujeitos a uma limpeza com jacto de areia, com a duração de 3 minutos. Os ensaios de flexão, com carga aplicada em três pontos, foram efectuados após uma cura do adesivo de 24 horas.

Na altura da colagem, as superfícies dos provetes apresentavam diferentes graus de humidade (ver Tabela 5.9).

Tabela 5.9 – Condições de ensaio: presença de humidade na superfície de colagem.

Série	Condições de ensaio
H1	Superfície seca no momento da colagem
H2	Superfície húmida no momento da colagem
H3	Superfície molhada no momento da colagem. Proвете saturado.

A Figura 5.14 ilustra a relação força/deslocamento obtida ao longo dos ensaios, para as duas primeiras séries ensaiadas.

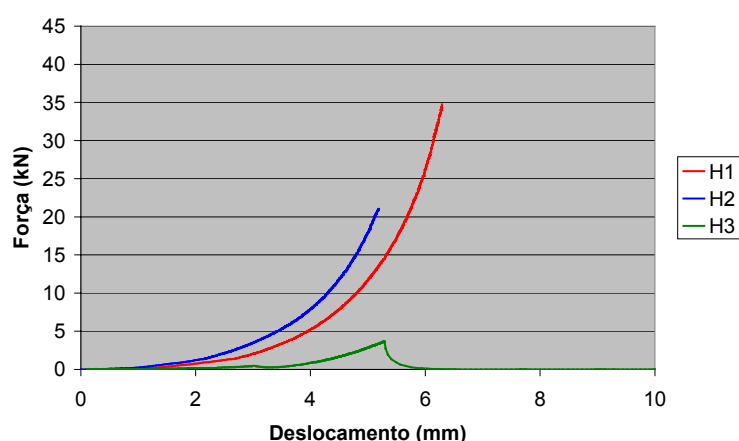


Figura 5.14 - Diagrama força/deslocamento em superfícies de colagem com diferentes condições de humidade.

Na altura da execução da colagem, os provetes da série H3 demonstraram dificuldade no espalhamento da cola. A água livre na superfície de colagem impedia a adesão do ligante à superfície de betão. Os resultados dos ensaios demonstraram que, efectivamente, a colagem sobre a superfície molhada não se encontrava em boas

condições. Os provetes descolaram totalmente na junta de colagem, quando sujeitos a cargas pouco significativas, como pode ser observado na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios para diferentes condições de humidade.

Série	Força de rotura (kN)	Desvio-padrão (kN)	Tensão de rotura (MPa)	Tipo de rotura
H1	34.75	2.03	7.0	Rotura pelo betão (fora da junta)
H2	21.04	3.21	4.2	Rotura mista betão/adetivo (na vizinhança da junta)
H3	3.65	0.75	0.7	Descolagem total da junta

A presença de água superficial, mesmo em menor grau, revelou uma influência marcante na resistência da colagem. De facto, os provetes colados sobre uma superfície húmida apresentaram uma quebra de resistência à flexão de cerca de 40%, em relação aos provetes colados a seco.

5.4.5.4. Temperatura e humidade durante a cura

Após terem sido identificados os principais factores que influenciam a resistência de ligações coladas betão-betão e quantificada a sua influência através de ensaios experimentais, realizou-se uma nova série de ensaios com o objectivo de conhecer a importância das condições de cura das colagens na sua resistência final.

Nestes ensaios, tomaram-se como variáveis a temperatura ambiente e o grau de humidade durante a cura, e ainda a idade das juntas coladas à data do ensaio. Pretendia-se, deste modo, verificar a possível existência de valores limite para a estes factores, fora dos quais seriam desaconselhadas as colagens.

Os provetes de ensaio foram produzidos e mantidos em condições de temperatura e humidade controladas, desde o seu fabrico, até à hora do ensaio. A gama de temperaturas testada variou entre 0°C e 25°C, tendo sido considerados intervalos de 5°C. A cura dos provetes decorreu sob duas condições de humidade relativa (HR): uma série de provetes foi mantida a uma humidade relativa de 65%, enquanto uma outra foi curada sob condições de elevada humidade (HR \pm 95%). Para cada situação,

foram testados provetes com três idades de colagem: 24 horas, 48 horas e 72 horas. O agente adesivo utilizado em todos os ensaios foi o Sikadur® 31 SBA S-08.

Os provetes foram sujeitos a testes de flexão, com a carga aplicada em quatro pontos, tendo sido registadas as forças de rotura e os modos de rotura observados.

A Tabela 5.11 sumaria as condições de ensaio utilizadas.

Tabela 5.11 – Condições de ensaio – temperatura e humidade.

Série	Temperatura (°C)	Humidade Relativa (%)
A	0	60
B	0	95
C	5	60
D	5	95
E	10	60
F	10	95
G	15	60
H	15	95
I	20	60
J	20	95
K	25	60
L	25	95

A Figura 5.15 mostra um diagrama psicrométrico. Este diagrama apresenta, em abcissa, a temperatura e, em ordenadas, a pressão de vapor da humidade ambiente. Esta pressão pode ser relacionada com a quantidade de água existente por unidade de volume. As curvas representam a relação entre estes dois parâmetros para um dado valor de humidade relativa. O máximo valor de humidade relativa que pode existir no ambiente no estado gasoso é representado pela linha indicada com “100%”, pois acima deste valor a água condensa.

Neste diagrama, as linhas indicadas a vermelho indicam os valores de humidade relativa considerados no presente conjunto de ensaios. Os pontos representam as condições de temperatura e humidade referentes aos ensaios realizados.

Note-se que, à medida que a temperatura aumenta, para a mesma humidade relativa, a quantidade de água no ambiente correspondente aumenta de forma exponencial. Assim, por exemplo para a série K (25°C, 60%) com uma situação de

baixa humidade relativa (HR 60%), a quantidade de água presente é superior à da série H (15°C, 95%) e de todas as séries ensaiadas a temperaturas mais baixas.

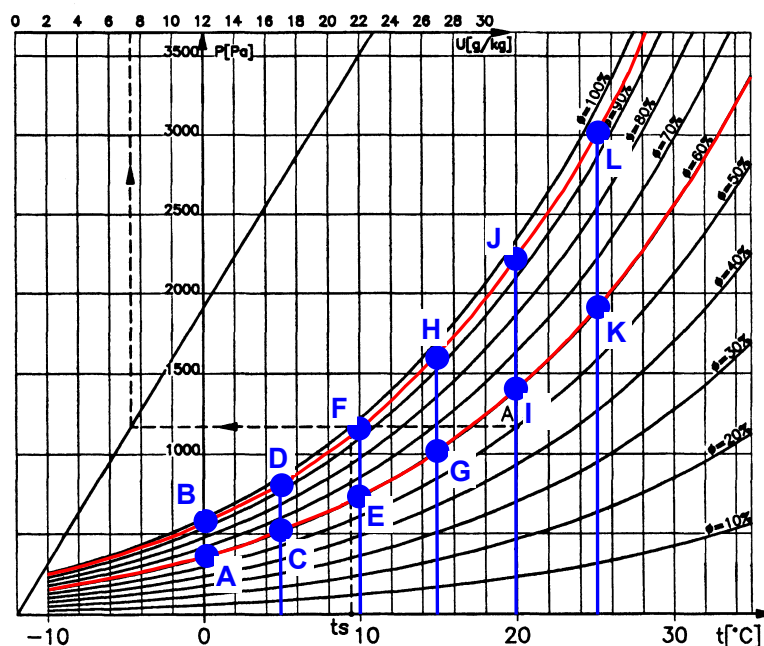


Figura 5.15 – Diagrama psicrométrico indicando as condições de ensaio.

Nos ensaios realizados observaram-se dois tipos de rotura principais: rotura no betão e rotura por descolamento no adesivo. Em alguns ensaios, observou-se ainda uma rotura mista betão/adesivo, caracterizada por um descolamento parcial do adesivo, que era acompanhado pelo rompimento do betão na vizinhança da junta colada.

A Figura 5.16 mostra o aspecto das superfícies de rotura observadas nos dois tipos de rotura.

Quando a rotura ocorria no interior do betão, a superfície de rotura apresentava o aspecto de uma típica rotura no betão, motivada pela presença de uma tensão de tracção excessiva. Pode observar-se que alguns agregados de maior dimensão se quebraram no instante da rotura.

Quando a rotura ocorreu na camada de adesivo, esta dividiu-se em duas partes, mantendo-se cada uma delas ligada a uma das superfícies de betão.

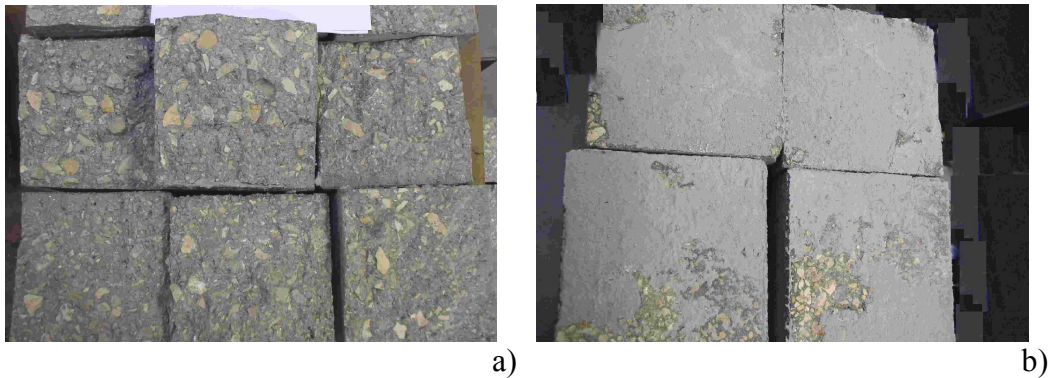


Figura 5.16 – Modos de rotura: a) rotura no betão; b) rotura maioritariamente na colagem.

A Tabela 5.12 ilustra os modos de rotura observados para a gama de testes realizados.

Tabela 5.12 – Modos de rotura.

Séries	Temperatura (°C)	Humidade Relativa (%)	Idade da Colagem		
			24h	48h	72h
A	0	60	adesivo	adesivo	betão
B	0	95	adesivo	adesivo	betão
C	5	60	adesivo	adesivo	betão
D	5	95	adesivo	adesivo	betão
E	10	60	adesivo	adesivo	betão
F	10	95	adesivo	adesivo	betão
G	15	60	adesivo	adesivo	betão
H	15	95	adesivo	adesivo	betão
I	20	60	betão	betão	betão
J	20	95	adesivo	adesivo	adesivo
K	25	60	betão	betão	betão
L	25	95	adesivo	adesivo	adesivo

Os resultados obtidos demonstraram que, para testes realizados sobre juntas coladas com idades até 48 horas, a rotura ocorreu, regra geral, no adesivo. Apenas em duas situações se observaram roturas no betão, ambas em ambiente seco, sob temperaturas de 20°C e superiores.

Nas juntas coladas com 72 horas, a zona de rotura ocorreu no betão, para a generalidade das condições testadas. Para colagens com esta idade, apenas se observaram roturas no adesivo nos ensaios realizados em ambientes húmidos (HR 95%), e quando a temperatura ambiente era de 20°C ou superior.

Este conjunto de ensaios permitiu verificar que a idade da colagem à data da aplicação de esforços era um parâmetro a ter em conta na implementação em obra de juntas coladas por intermédio de adesivos epóxicos. Na generalidade das condições de

temperatura e humidade, verificou-se que uma cura de 24 horas era suficiente para que as colagens adquirissem uma resistência suficiente para garantir uma boa adesão entre as peças coladas.

A humidade ambiente mostrou-se, também, um factor condicionante do comportamento exibido pelas colagens, principalmente para as temperaturas mais elevadas. De facto, nas juntas ensaiadas a temperaturas de 20°C e superiores, em ambiente de humidade elevada (HR 95%), foi possível observar a rotura da camada adesiva, em todos os provetes ensaiados, independentemente da idade de colagem. No entanto, para as mesmas temperaturas, em ambientes secos, obtiveram-se roturas no betão logo ao fim de 24 horas de cura. Abaixo dos 20°C, a variação do teor de humidade no ar não condicionou o tipo de rotura dos provetes.

Para além do modo de rotura, foi ainda avaliada a tensão de rotura registada em cada ensaio. A Figura 5.17 mostra os valores médios da tensão de rotura obtidos para as diferentes condições de ensaio.

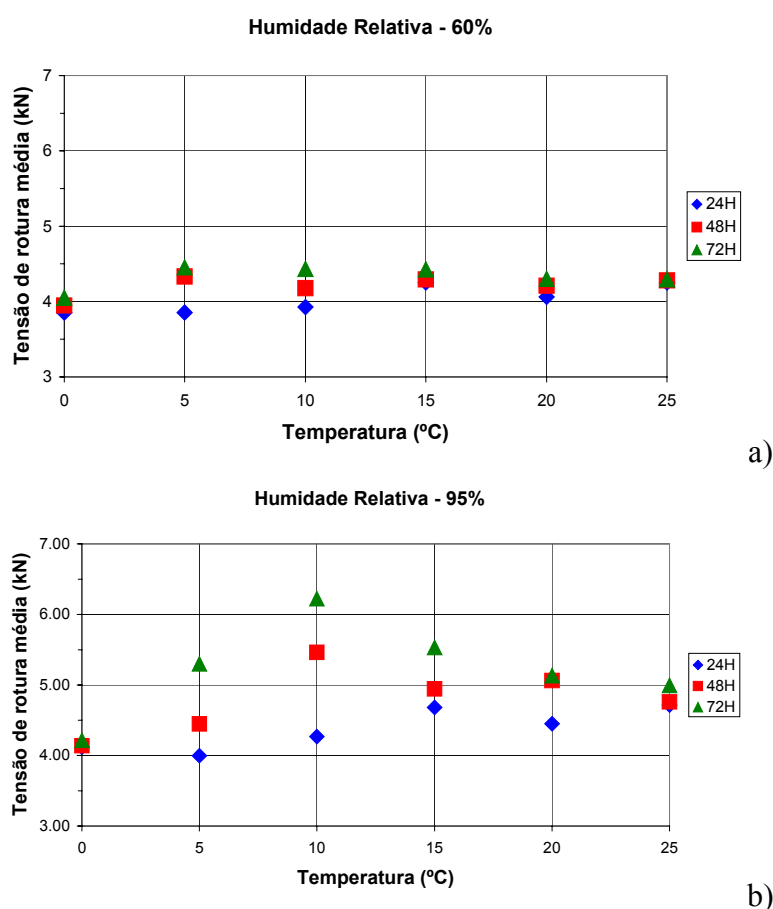


Figura 5.17 – Tensão de rotura média: a) HR 60%; b) HR 95%.

A Figura 5.17a apresenta os resultados obtidos nos ensaios realizados em ambiente seco (HR 60%), para as diferentes temperaturas e idades de colagem. Pode verificar-se que a influência da idade na resistência da colagem era mais visível para temperaturas mais baixas. De facto, para as temperaturas de 20°C e 25°C, a diferença de resistência entre os provetes ensaiados às 24 horas e os testados às 72 horas era desprezável. No entanto, quando a temperatura ambiente era de 5°C e 10°C, observaram-se aumentos de resistência graduais das colagens, registando-se melhorias de 12%, aproximadamente, entre as 24 horas e as 72 horas. Este aumento de resistência conduziu a uma alteração do modo de rotura que, tal como foi dito anteriormente, passou a ocorrer no betão para colagens de 72 horas.

A Figura 5.17b ilustra os resultados obtidos em ambiente húmido (HR 95%). Nestas condições, a idade da colagem exerceu uma influência muito mais acentuada, principalmente entre os 5°C e os 20°C. Os provetes ensaiados em condições de humidade elevada (HR 95%), a 15°C, revelaram aumentos de resistência da ordem dos 33%, entre as 24 horas e as 72 horas de idade.

Quando a humidade do ambiente era elevada, observou-se um aumento da resistência da colagem com o aumento da temperatura, particularmente notório nas colagens com 24 horas de idade. Apesar de todos os provetes apresentarem uma rotura no adesivo, verificaram-se aumentos de resistência de 15% entre os testes efectuados a 5°C e os realizados a 25°C. Este fenómeno de aumento da resistência com a temperatura, embora presente, não era tão notório em condições de humidade reduzida, podendo estar relacionado com um aumento da velocidade das reacções de polimerização da resina, originado por temperaturas ambientes mais elevadas.

5.4.6. Realização de ensaios – variação da temperatura

Os elementos de construção encontram-se frequentemente sujeitos à influência dos agentes ambientais, nomeadamente às variações de temperatura (diárias e sazonais) e de humidade ambiente.

Os ensaios descritos anteriormente revelaram que as ligações coladas por intermédio de adesivos à base de epóxido apresentavam uma elevada sensibilidade à temperatura. Deste modo, verificou-se ser importante determinar o comportamento de

juntas coladas com a cura já completa, quando sujeitas a temperaturas superiores à de laboratório.

Numa primeira fase, realizaram-se alguns ensaios de aquecimento, com o objectivo de determinar as temperaturas que poderão ocorrer nas juntas coladas durante o seu período de vida. Procurou ainda quantificar-se a influência da cor da superfície exposta na evolução das temperaturas diárias. Para este efeito, foram testados provetes com duas colorações diferentes: uma série com coloração cinzenta (“betão à vista”); e outra de cor preta.

Em seguida, efectuaram-se ensaios de flexão sobre provetes de betão aquecidos a diferentes níveis de temperatura, através dos quais se procurou caracterizar o comportamento das juntas coladas com o aumento de temperatura.

5.4.6.1. Variação de temperaturas em peças de betão expostas ao sol

Os provetes utilizados para a realização do aquecimento eram idênticos aos utilizados nos ensaios de flexão atrás descritos, tendo sido instrumentados com sondas de temperatura.

Estes provetes foram colocados sobre uma cobertura horizontal exposta ao sol, representativa da exposição mais desfavorável. O provete instrumentado foi rodeado por blocos de betão, de modo que a única superfície exposta ao sol fosse a sua face superior. A Figura 5.18 ilustra o provete e os blocos adjacentes.



Figura 5.18 –Localização do provete usado na determinação da evolução diária da temperatura.

A evolução diária das temperaturas foi realizada em dois períodos de tempo: o primeiro entre 27/5/2003 e 29/05/2003; e o segundo de 06/06/2003 a 09/06/2003.

a) Variação de temperaturas no interior das peças de betão

Como já foi dito, a primeira série de testes decorreu entre os dias 27/5/2003 e 29/05/2003. Este primeiro conjunto de ensaios pretendia quantificar a distribuição de temperaturas ao longo da profundidade de uma junta colada e a sua variação ao longo do dia. O provete encontrava-se sujeito unicamente à influência de acções térmicas proporcionadas pela exposição ao sol.

A instrumentação dos provetes foi realizada com seis sondas de temperatura, cuja localização se ilustra na Figura 5.19. Uma das sondas (1), localizada a uma distância de 30cm acima da superfície do provete, registava a temperatura do ar em cada instante. Uma segunda sonda (2) foi colocada em contacto com o betão, registando a temperatura superficial. As restantes quatro sondas encontravam-se dispostas no interior do provete, a diferentes profundidades.

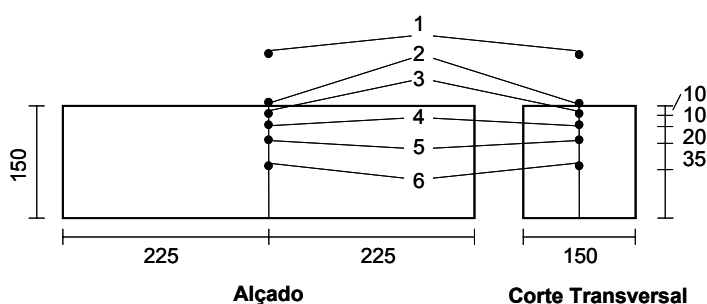


Figura 5.19 – Localização das sondas de temperatura (dimensões em mm).

A Figura 5.20a apresenta as variações de temperatura registadas nas diferentes sondas ao longo da duração do ensaio. A Figura 5.20b ilustra as variações de temperaturas observadas ao longo de 24 horas.

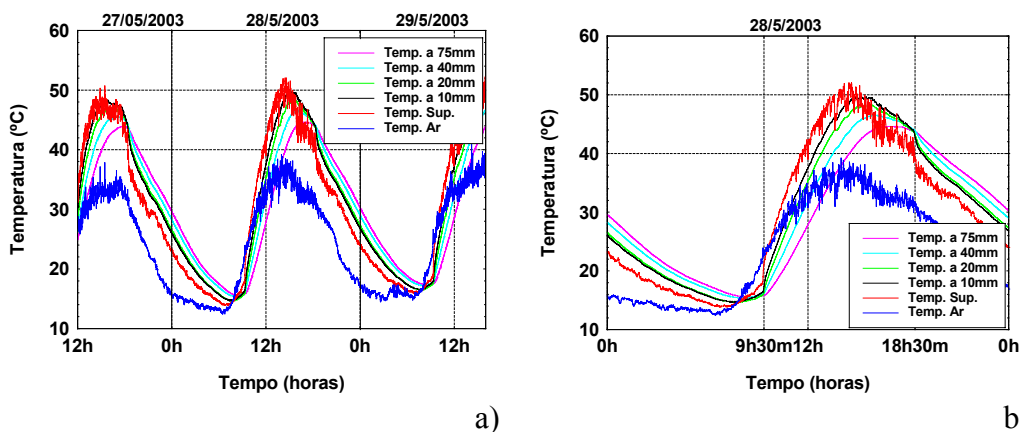


Figura 5.20 – Evolução de temperaturas em laje de cobertura: a) 3 dias; b) 24 horas.

Os resultados obtidos mostraram que a temperatura do ar, durante o período de observação, variou entre os 12.5°C (temperatura mínima registada cerca das 6h00m do dia 28/5/2003) e os 40°C (observados cerca das 14h00m do dia 29/5/2003). Por seu lado, as temperaturas observadas na laje, superficiais ou interiores, atingiram picos superiores a 50°C, mantendo-se acima dos 40°C durante diversas horas por dia.

Durante o período nocturno, até cerca da 9h30m, hora em que o sol incidia pela primeira vez sobre a laje, a temperatura na laje, era inferior à temperatura do ambiente. Ao longo do dia, a temperatura nos diversos pontos da laje excedia a temperatura ambiente, tendo sido registadas diferenças superiores a 10°C.

Na Figura 5.20b, são visíveis com maior pormenor as temperaturas nos diversos pontos. A temperatura do ar começou a aumentar a partir do nascer do sol. O aquecimento na superfície da laje iniciou-se aproximadamente uma hora depois, verificando-se atrasos sucessivamente maiores nos pontos localizados a maior profundidade. No instante em que o sol incidiu directamente sobre a laje pela primeira vez (cerca das 9h30m), observou-se um aumento abrupto da temperatura na superfície da laje e na sonda localizada a uma profundidade de 10mm. O aumento de temperatura a maiores profundidades ocorreu de forma mais gradual e faseada no tempo.

A fase de aquecimento prolongou-se até às 14h00m. Durante este período, a temperatura na laje diminuía com a profundidade, observando-se diferenças entre cada sonda e a seguinte, no mesmo instante, de aproximadamente 3°C.

A temperatura superficial atingiu os 40°C cerca da 12h00m tendo-se o calor propagado progressivamente para o interior da laje. A sonda localizada a uma profundidade de 7.5cm atingiu os 40°C às 14h30m. Desde este momento e até às 18h30m, a temperatura na laje manteve-se sempre superior a 40°C.

Cerca das 15h00m, altura em que a temperatura superficial se encontrava já em decréscimo, a temperatura a uma profundidade de 10mm atingiu o seu pico máximo, ultrapassando o valor da temperatura superficial. A partir deste momento, a

temperatura interior da laje apresentou sempre valores superiores aos da temperatura superficial.

Às 18h30m, o sol deixou de incidir sobre a superfície da laje. A esta hora, a laje apresentava uma temperatura aproximadamente uniforme de 42°C. A partir deste momento, a temperatura da laje em profundidade inverteu-se, passando as zonas mais profundas a registar temperatura mais elevada.

O ensaio realizado demonstrou que a temperatura no interior de elementos estruturais expostos a aquecimento solar pode atingir valores significativamente superiores aos da temperatura do ar. No exemplo analisado, num dia em que a temperatura do ar atingiu um valor máximo da ordem dos 35°C, a temperatura máxima no interior do elemento de betão atingiu valores da ordem dos 50°C. Verificou-se ainda que a temperatura na junta colada se manteve acima dos 40°C durante um número de horas considerável.

b) Importância da cor da superfície exposta

Após a análise dos resultados anteriores, procurou verificar-se em que medida a cor da superfície influenciaria a distribuição de temperaturas no interior do elemento. Para esse efeito, realizou-se um novo teste, no qual se submeteram a aquecimento dois provetes apresentando cores superficiais diferentes: uma superfície cinzenta e outra preta.

Ambos os provetes apresentavam as mesmas dimensões dos utilizados nos ensaios anteriores, tendo sido produzidos segundo os mesmos procedimentos.

Os provetes foram colocados lado a lado, sobre uma laje de cobertura horizontal, sendo envolvidos lateralmente por blocos de betão, de modo a garantir que apenas as superfícies superiores se encontrassem expostas aos raios solares.

Os registos de temperatura foram efectuados simultaneamente em ambos os provetes, entre os dias 06/06/2003 e 09/06/2003, de modo a garantir igualdade de condições de aquecimento.

Os provetes foram instrumentados com quatro sondas de temperatura, localizadas ao longo da junta de colagem entre os blocos. Registou-se igualmente a temperatura do ar. A Figura 5.21 mostra a posição das sondas durante este ensaio.

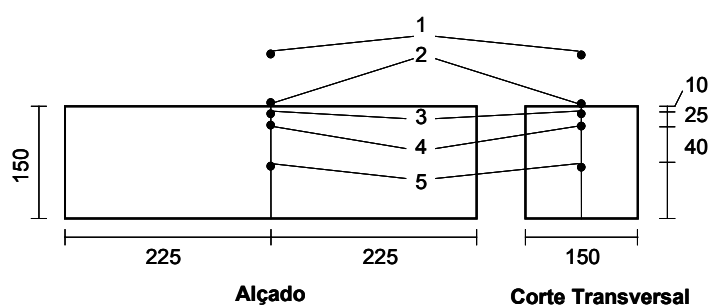


Figura 5.21 – Disposição das sondas (distâncias em mm) no ensaio de avaliação da influência da cor.

A temperatura do ar durante o período de ensaio oscilou entre os 10°C e os 32°C. A evolução das curvas de temperatura em ambos os provetes apresentava uma configuração semelhante, ocorrendo os picos simultaneamente. No entanto, as temperaturas superficiais máximas na superfície cinzenta, observadas nos dias 7 e 8 foram, respectivamente, de 36.6°C e 44.1°C, enquanto que as temperaturas correspondentes registadas na superfície pintada de preto, eram de 42.9°C e 53.0°C.

A Figura 5.22 ilustra a variação de temperaturas observada nos provetes ao longo do ensaio.

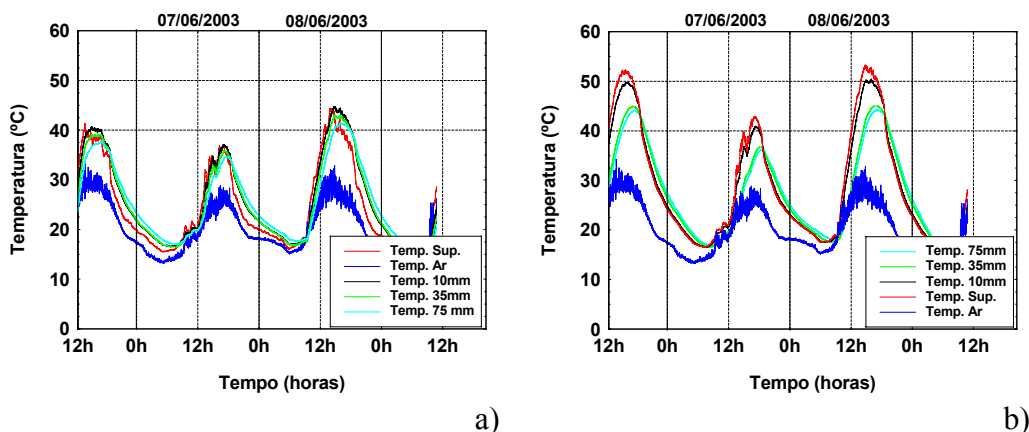


Figura 5.22 – Variação de temperatura: a) superfície cinzenta; b) superfície preta.

Os resultados revelaram que o gradiente térmico existente no provete com a superfície mais escura era superior ao verificado no elemento de betão à vista. De facto, no instante em que foi atingido o valor máximo da temperatura superficial na peça de superfície cinzenta (dia 8), a temperatura na mesma peça, a uma profundidade de 75mm, era de 37.3°C. Verificava-se assim uma diferença de temperatura de 6.8°C.

No provete com a superfície negra, a temperatura à mesma profundidade era de 40°C, observando-se uma diferença de 13°C em relação à temperatura superficial.

Embora a temperatura do ar durante o período de observação nunca tenha ultrapassado os 32°C, foram observadas no interior das peças de betão temperaturas muito superiores. De facto, na peça com superfície negra, a temperatura superficial ultrapassou, todos os dias, os 40°C, tendo mesmo ultrapassado os 50°C durante períodos de tempo apreciáveis, nos dias 6 e 8. A temperatura no interior do betão, à profundidade de 75mm, superou os 40°C durante cerca de 5 horas por dia.

A Figura 5.23 mostra a diferença entre a temperatura da superfície cinzenta (T_{Sc}) e da superfície preta (T_{Sp}) observadas ao longo do ensaio. Encontram-se ainda representadas as diferenças entre as temperaturas superficiais e a temperatura ambiente (T_{ar}).

Da observação desta figura pode concluir-se que a temperatura na superfície do betão era superior à temperatura ambiente ao longo de todo o período de observação, excepto durante os curtos espaços de tempo entre o nascer do sol e as 9h30m da manhã.

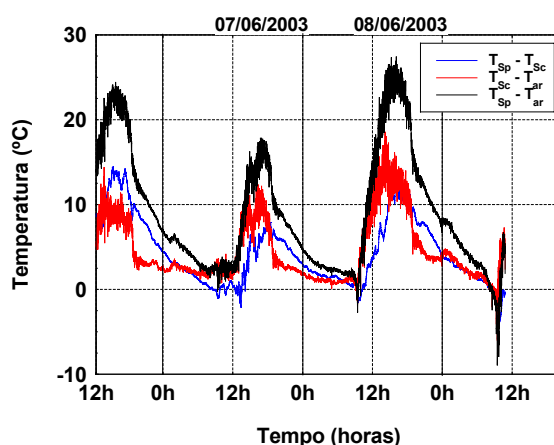


Figura 5.23 – Diferenças entre as temperaturas superficiais e a temperatura ambiente.

As maiores disparidades entre a temperatura ambiente e as temperaturas superficiais ocorreram durante a tarde, na altura em que ambas atingiam os seus valores máximos.

Os resultados demonstraram que o provete mais escuro apresentava uma diferença máxima entre a temperatura superficial e a temperatura ambiente mais elevada (27°C) do que o provete com superfície cinzenta (18°C).

O gráfico ilustra ainda a diferença de temperatura superficial observada entre as duas superfícies de cor diferente. A temperatura na superfície mais escura era mais elevada durante a maior parte do tempo, podendo ser observadas diferenças de 14°C entre ambas as superfícies. Nos breves momentos em que a superfície mais clara apresentou uma temperatura mais elevada, a diferença não ultrapassava os 5°C.

5.4.6.2. Ensaio de flexão a quente

O comportamento de colagens sujeitas a aquecimento foi avaliado através da realização de ensaios de flexão. Estes ensaios foram executados com a aplicação de carga a quatro pontos, tendo a produção dos blocos de betão e a colagem sido efectuadas de acordo com os procedimentos descritos anteriormente. Para a colagem, utilizou-se o adesivo epóxico Sikadur[®] 31 SBA S-08. Após a colagem, os provetes de ensaio foram deixados curar durante 7 dias, sob condições de temperatura e humidade controladas (20°C, 65%).

A realização de ensaios sobre provetes aquecidos exigiu a utilização de um forno com dimensões suficientes para realizar o aquecimento. Para este efeito, utilizou-se o forno campânula descrito no capítulo 4. A Figura 5.24 mostra um provete preparado para o aquecimento. Os provetes de ensaio eram colocados sobre uma base formada por blocos de betão, revestida por uma manta de lã de vidro. O forno apoiava-se sobre um murete construído com blocos de betão, que circundava o provete de ensaio.

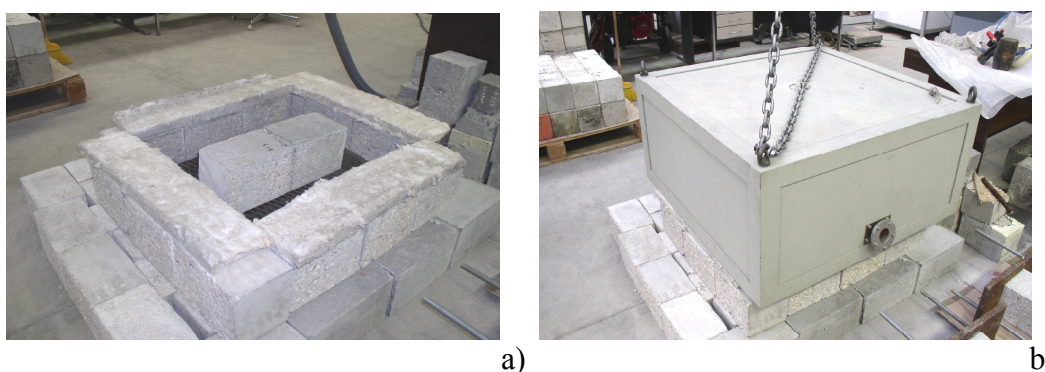


Figura 5.24 – Ensaio de flexão a quente: a) provete de ensaio preparado para o aquecimento; b) forno de ensaio.

Após a colocação no interior do forno, os provetes foram sujeitos a aquecimento a uma taxa de 5°C.min⁻¹, até ser atingida a temperatura de ensaio pretendida. Quando este valor era atingido, a temperatura mantinha-se constante até ao final do processo.

Os provetes mantinham-se no interior do forno durante 6 horas, findas as quais eram retirados e colocados rapidamente na máquina de ensaio, realizando-se então o ensaio de flexão. Para cada temperatura, ensaiaram-se três exemplares.

Os resultados obtidos nos ensaios de aquecimento demonstraram que a temperatura interior em elementos de betão expostos ao sol pode facilmente atingir os 50°C. Deste modo, testaram-se provetes aquecidos a diversos níveis de temperatura (20°C, 30°C e 50°C), com o objectivo de verificar se haveria degradação da resistência para esta gama de valores.

Por outro lado, existe a possibilidade de as juntas de colagem em obra, durante o seu período de vida útil, sofrerem a acção de temperaturas superiores. Estas solicitações podem ocorrer devido a acções acidentais, como por exemplo o derramamento de líquidos inflamáveis na superfície do elemento e respectiva combustão. A experiência adquirida através dos ensaios referidos nos capítulos anteriores demonstrou que os adesivos epóxicos utilizados em construção apresentam uma grande sensibilidade à temperatura, sofrendo uma acentuada degradação das suas características quando sujeitas a temperaturas elevadas. Tendo em conta estes factos, realizaram-se ensaios a níveis de temperatura mais elevados (60°C e 90°C), que pretenderam aferir a alteração de resistência à flexão de juntas coladas a estas temperaturas.

A Tabela 5.13 apresenta os resultados obtidos nos ensaios.

Tabela 5.13 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão a quente.

Série	Temp. (°C)	Força de rotura média (kN)	Desvio-padrão (kN)	Tensão de rotura média (MPa)	Modo de rotura
A	20	38.6	4.1	5.1	betão
B	30	37.9	3.1	5.1	betão
C	50	34.0	3.5	4.5	colagem
D	60	29.5	3.9	3.9	colagem
E	90	13.1	1.7	1.8	colagem

Os resultados revelaram uma diminuição da resistência à flexão com o aumento de temperatura. Esta diminuição foi especialmente notória acima dos 60°C.

A 50°C, temperatura possível de ser atingida no interior de um elemento exposto ao sol, de acordo com os resultados obtidos no ensaio de aquecimento realizado, a resistência das juntas coladas era de 4.5MPa, o que correspondia a uma redução de 12% em relação à resistência observada a frio.

Os resultados obtidos permitiram estudar o comportamento das ligações coladas entre elementos de betão por intermédio de adesivos epóxicos, quando submetidas a variações de temperatura. Caso as peças a colar possuam dimensões diferentes, será necessário determinar a variação de temperatura ao longo da sua secção colada.

5.5. CONCLUSÕES

O trabalho de investigação descrito no presente capítulo foi realizado utilizando uma abordagem essencialmente experimental. Pretendeu-se identificar os factores que condicionam a resistência de juntas coladas por intermédio de resinas epóxicas, durante o processo de execução. Efectuou-se ainda uma análise da sensibilidade da resistência à flexão de juntas coladas quando sujeitas à acção de temperaturas possíveis de serem alcançadas durante a sua vida útil.

Identificaram-se como factores condicionantes da resistência das colagens o tipo de tratamento e limpeza da superfície a colar, a presença de humidade no suporte à data da colagem, e as condições de temperatura e humidade ambiente durante a cura da colagem. A idade da colagem na altura da aplicação de cargas foi outro factor estudado. A influência destes parâmetros foi avaliada através da determinação da resistência à flexão de juntas coladas, para diferentes condições de ensaio.

Testaram-se provetes sujeitos a diferentes tipos de tratamento (limpeza com escova e água, com jacto de água e com jacto de areia). Os resultados indicaram que o tratamento que proporcionava um melhor comportamento das colagens era o jacto de areia. Este método permitia aumentar a rugosidade da superfície a colar, o que conduzia a uma maior área de contacto entre o adesivo e o betão e a uma maior resistência da colagem.

A presença de humidade na superfície durante a colagem foi igualmente um parâmetro estudado. Os ensaios realizados sob diferentes condições de humidade superficial indicaram que a presença de humidade comprometia seriamente a resistência da ligação.

Quantificou-se a variação da resistência das colagens para diferentes condições ambientais durante a cura. Ensaíram-se provetes cujas colagens e respectiva cura foram realizadas sob acção de temperaturas compreendidas entre 0°C e 25°C e humidade ambiente relativa de 60% e 95%.

Verificou-se que a temperatura ambiente condicionava de forma significativa o comportamento das colagens. Para a gama de temperaturas testadas, a resistência final da colagem aumentava com a temperatura durante o período de cura, o que se deve ao facto de o aumento de temperatura acelerar o processo de polimerização do adesivo. As colagens cuja cura se efectuou a temperaturas inferiores a 20°C necessitaram de 72 horas de cura para desenvolverem a sua resistência máxima, enquanto que para temperaturas superiores essa resistência foi obtida ao fim de 48 horas.

A humidade existente no ambiente mostrou-se igualmente um parâmetro condicionante do comportamento exibido pelas colagens. A influência deste parâmetro mostrou-se particularmente marcante quando acompanhada de temperaturas elevadas. Para temperaturas de 20°C e superiores, em condições de humidade elevada, o adesivo revelou sempre uma resistência inferior à do suporte, ocorrendo a rotura na camada adesiva, independentemente da idade da colagem. Em ambientes de baixa humidade, para a mesma gama de temperaturas, foi possível mobilizar a resistência máxima da junta ao fim de 24 horas. Abaixo dos 20°C, a variação do teor de humidade no ar não condicionou o tipo de rotura dos provetes.

Após a identificação dos parâmetros que condicionam a resistência das juntas coladas durante a construção e a quantificação da sua influência, procurou determinar-se a influência da temperatura na resistência de colagens após o término da fase de cura.

Ensaios de aquecimento permitiram estimar os valores de temperatura no interior de elementos de betão expostos ao sol e a sua variação ao longo do dia. Estes ensaios permitiram igualmente aferir a influência da cor da superfície exposta nos níveis de temperatura observados.

Por último, realizaram-se ensaios de flexão sobre provetes previamente aquecidos a diversos níveis de temperatura. Estes testes permitiram confirmar o decréscimo de resistência experimentado pela colagem com o aumento de temperatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Tadeu, A.; Branco, F.G. - Shear tests of epoxy-bonded steel plates to concrete under temperature. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 12, nº1, 2000, p. 74-80.
2. Branco, F.G.; Tadeu, A.; Nogueira, J. - Bond geometry and shear strength of steel plates bonded to concrete on heating. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 15, nº6, 2003, p. 586-593.
3. Júlio, E.S - A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal, 2001.
4. Júlio, E.S.; Branco, F.; Silva, V.D. - A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado. *Revista Internacional Construlink*, Vol. 0, nº0, 2002, p. 25-32.
5. Minoru, K.; Toshiro, K.; Yuichi, U.; Keitetsu, R. – Evaluation of bond properties in concrete repair materials. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 13, nº2, 2001, p. 98-105.
6. Chen, P.W.; Fu, X.; Chung, D.D.L. – Improving the bonding between old and new concrete by adding carbon fibers to the new concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, nº3, 1995, p. 491-496.
7. Xiong, G.; Liu, J.; Li, G.; Xie, H. – A way for improving interfacial transition zone between concrete substrate and repair materials. *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, nº12, 2002, p. 1877-1881.
8. ASTM C 882-91 – Standard test method for bond strength of epoxy resin system used with concrete by slant shear. *American Society for Testing*

Materials, ASTM, West Conshocken, Pa., USA, 1991.

9. Cheong, H.K.; Macalevey, N. – Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 126, nº6, 2000, p. 692-699.
10. Tu, L.; Kruger, D. – Engineering properties of epoxy resins used as concrete adhesives. *ACI Materials Journal*, Vol. 93, nº1, 1996, p. 26-35.
11. Aiello, M.A.; Frigione, M.; Acierno, D.- Effects of environmental conditions on performance of polymeric adhesives for restoration of concrete structures. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 14, nº2, 2002, p. 185-189.
12. Al-Gahtani, A.S.; Rasheeduzzafar; Al-Mussallam, A.A.- Performance of repair materials exposed to fluctuation of temperature. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 7, nº1, 1995, p. 9-18.
13. Especificação LNEC E227-1968 – Betão. Ensaio de flexão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 1968.
14. Especificação LNEC E-226-1968 - Betão. Ensaio de compressão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 1968.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho de investigação desenvolvido teve como objectivo o estudo de diferentes tipos de ligações coladas por intermédio de adesivos epóxicos. Entre outros parâmetros, foi analisada e quantificada a influência exercida pela temperatura na resistência final de juntas coladas.

A investigação foi realizada seguindo uma abordagem predominantemente experimental, no decurso da qual se desenvolveram e implementaram esquemas de ensaio, e se realizou um número considerável de testes laboratoriais. Paralelamente a esta componente, procedeu-se ao desenvolvimento de modelos numéricos, que auxiliaram a definição dos ensaios e permitiram correlacionar os resultados obtidos por via experimental.

O trabalho iniciou-se com o estudo de ligações coladas entre chapas de aço e elementos de betão. Este tipo de aplicação dos adesivos epóxicos é frequentemente utilizada no reforço de elementos estruturais de betão através da adição de chapas de aço nas suas faces. Embora o método das chapas coladas tenha tido o seu início no decurso da década de 60, verifica-se que o efeito da temperatura no comportamento deste tipo de ligação tem sido frequentemente desprezado pelos investigadores.

O estudo realizado centrou-se na determinação da influência da temperatura na resistência ao corte da ligação. Para além da temperatura, tomaram-se igualmente como variáveis a classe de resistência do betão e a configuração das zonas coladas. Realizaram-se ensaios laboratoriais em provetes de dimensões reduzidas, tendo sido desenvolvidos paralelamente modelos numéricos com base no Método dos Elementos Finitos.

Os ensaios de corte foram realizados de acordo com um esquema de ensaio desenvolvido propositadamente para o efeito, tendo sido dimensionados e construídos acessórios específicos para os equipamentos de ensaio.

Os resultados obtidos indicaram que, para baixas temperaturas, a resistência do betão era o factor condicionante da resistência da ligação. Com o aumento da temperatura, os adesivos experimentavam uma degradação das suas propriedades mecânicas, que conduzia à diminuição da resistência ao corte das ligações coladas. Verificou-se que, nos betões correntes, as colagens exibiam uma redução gradual de resistência com o aumento de temperatura, enquanto que, para os betões de alta resistência, existia um nível de temperatura para o qual se verificava uma redução abrupta da resistência da ligação. De salientar que se registaram reduções de resistência para temperaturas acima de 40°C, níveis de temperatura perfeitamente alcançáveis na maioria dos elementos construtivos expostos ao sol.

A largura das juntas coladas demonstrou exercer um efeito determinante na sua resistência a esforços de corte, observando-se aumentos de resistência associados a aumentos de largura, para a mesma área colada. No entanto, quando a relação largura/comprimento excedia 2.40, deixaram de se registar aumentos de resistência. O modo de rotura obtido modificava-se, passando a surgir um efeito de “*peeling*” da camada superior do betão. A influência da configuração de colagem, muito marcante nos ensaios a temperaturas baixas, dissipou-se com o aumento de temperatura.

Um dos problemas mais frequentes relacionados com o reforço de elementos estruturais por adição de chapas metálicas consiste na rotura prematura do elemento devido ao arrancamento dos extremos da chapa. Para obviar a este fenómeno, diversos investigadores recomendam a utilização de parafusos como complemento à fixação das chapas por colagem. O presente trabalho abordou este problema, estudando a influência da temperatura na resistência final ao corte de ligações entre chapas de aço e betão fixas simultaneamente por aparafusamento e colagem.

Partindo dos conhecimentos adquiridos na fase anterior do trabalho e utilizando o esquema de ensaio de corte desenvolvido, levou-se a cabo uma campanha laboratorial que permitiu determinar a eficiência dos reforços em situações de aumento de temperatura.

Testaram-se diferentes modelos de buchas metálicas de expansão, submetidos a esforços de corte e tracção pura. Foram adoptados como variáveis, para além da temperatura, o diâmetro do parafuso e o comprimento de embebimento. Os ensaios realizados consideraram a presença de uma única bucha em cada provete, não tendo sido considerada a acção simultânea de diversos parafusos.

Os ensaios de tracção demonstraram que a resistência da fixação mecânica era determinada pela resistência do betão do elemento de suporte. Neste tipo de ensaios, o comprimento dos parafusos demonstrou ser igualmente um parâmetro importante, tendo-se observado aumentos de resistência com o aumento do comprimento de embebimento. Ao invés, o diâmetro do elemento metálico não se revelou determinante.

Realizaram-se ensaios de corte sobre provetes em que a ligação era assegurada unicamente por parafusos, tendo os resultados sido comparados com os provenientes de testes efectuados sobre provetes colados e com fixação mista. Neste caso, verificou-se que o diâmetro dos parafusos era um parâmetro importante para a resistência da ligação face a esforços de corte. Os resultados obtidos confirmaram a ocorrência de uma redução da resistência ao corte das ligações coladas com o aumento de temperatura. A introdução de parafusos conduzia a aumentos da resistência de cerca de 17%, nos ensaios realizados a frio. O aumento de temperatura conduzia à degradação das ligações realizadas com a intervenção de adesivos. Nos ensaios realizados a temperaturas superiores a 60°C, as ligações mistas possuíam uma resistência equivalente à obtida pela utilização exclusiva de parafusos. O trabalho realizado permitiu verificar a aplicabilidade de ancoragens mecânicas como complemento de ligações coladas.

A realização de ancoragens químicas constitui outra das aplicações dos adesivos epóxicos. Uma vez mais, a influência da temperatura neste tipo de ligação tem sido um factor desprezado pela generalidade dos investigadores. O trabalho realizado pretendeu colmatar esta falta, contribuindo para um melhor conhecimento do efeito das temperaturas sobre este tipo de ancoragens.

A abordagem do problema foi realizada através de ensaios laboratoriais. Desenvolveu-se um esquema de ensaios que possibilitou o aquecimento de varões roscados, permitindo testar ligações coladas constituídas por varões roscados embebidos em lajes de betão. Simultaneamente com o aquecimento, deveria ser possível a aplicação de um esforço de tracção pura no varão roscado, até à obtenção da rotura da ancoragem. A implementação deste esquema de ensaio exigiu o dimensionamento e construção de um pórtico metálico e de um forno tipo campânula, que permitiu a aplicação da carga pretendida aos provetes aquecidos.

A campanha laboratorial consistiu na realização de um conjunto de ensaios de tracção pura sobre ancoragens simples de varões roscados. Tomaram-se como variáveis a temperatura de ensaio, o diâmetro dos varões, e os comprimentos de embebedimento e de colagem das ancoragens.

Os resultados obtidos permitiram observar os tipos e cargas de rotura que ocorrem para as diferentes condições de ensaio. Nos ensaios realizados a frio, as ancoragens com comprimento de colagem curto atingiam a rotura através da formação de um cone de betão. Deste modo, verificou-se que a resistência do betão era um factor importante na resistência de rotura. Apenas para comprimentos de colagem equivalentes a 12 vezes o diâmetro do varão (12ϕ) se verificou ser possível a mobilização da capacidade resistente máxima da ancoragem, determinada pela resistência do varão de aço.

Realizaram-se ensaios com o objectivo de quantificar a resistência máxima do adesivo utilizado. Nos ensaios a frio, assumindo uma distribuição de tensões uniforme ao longo da área de colagem, o valor de tensão de corte registado na lâmina adesiva no instante da rotura era da ordem dos 27MPa, para as ancoragens com diâmetros superiores a 10mm, apresentando valores de 22MPa quando o diâmetro do varão era de 8mm. Os resultados obtidos foram correlacionados com diversas fórmulas identificadas durante a pesquisa bibliográfica, tendo sido obtidas boas aproximações.

Com o aumento da temperatura, a resistência das ancoragens começou a ser condicionada pelas características do próprio adesivo. O comprimento de embebedimento de 12ϕ , que a frio revelou ser suficiente para garantir a ocorrência de rotura pelo aço, mostrou-se insuficiente quando a temperatura ambiente era de 100°C, ocorrendo, neste caso, a rotura pelo adesivo. Os ensaios realizados mostraram que o adesivo, para este valor de temperatura, apresentava reduções de resistência entre

30% e 60% em relação ao observado a frio. Quando a temperatura ambiente era de 150°C, todos os ensaios realizados resultaram em roturas pelo adesivo, que apresentou uma resistência inferior a 20% do seu valor a frio.

Os adesivos epóxicos são também utilizados, em obras de construção civil, para a execução de juntas coladas entre elementos de betão. O presente estudo abordou igualmente esta aplicação dos materiais epóxicos.

Através de uma campanha laboratorial, identificaram-se os parâmetros que condicionam a resistência de juntas coladas durante a fase construtiva e procuraram determinar-se as condições que possibilitariam a obtenção das ligações mais resistentes. O processo de cura das colagens foi igualmente objecto de estudo, tendo sido verificada a influência da temperatura e humidade ambiente e do tempo de cura na sua resistência. Em seguida, efectuou-se uma previsão das gamas de temperaturas que poderiam ser observadas no interior de ligações em elementos de betão expostos à acção do sol, ao longo da sua vida útil. A cor da superfície exposta foi uma das variáveis consideradas. Finalmente, analisou-se a influência da temperatura na resistência de colagens após a sua cura completa.

A influência destes parâmetros foi avaliada através da determinação da resistência à flexão de juntas coladas, para diferentes condições de ensaio.

Os resultados indicaram que, para um bom desempenho das juntas coladas, as superfícies a colar devem ser sujeitas a um tratamento cuidadoso, antes da aplicação do adesivo. Este tratamento deve assegurar que a superfície se apresente limpa, isenta de óleos ou partículas desagregadas, e garantir a existência de um grau de rugosidade adequado. Dos métodos de tratamento testados, verificou-se que o tratamento que dava origem a colagens mais resistentes era a limpeza através de um jacto de areia sob pressão.

Os ensaios realizados sob diferentes condições de humidade superficial, mostraram que a presença de humidade no suporte conduzia a situações de adesão insuficiente entre os elementos a curar, pelo que se concluiu ser contra-indicada a execução de colagens sobre suportes húmidos.

Efectuada a análise do processo de cura das colagens, confirmou-se que a temperatura e a humidade ambiente eram factores determinantes para a resistência final das colagens. Verificou-se que, para a gama de temperaturas testadas (0°C-25°C), o aumento de temperatura correspondia a resistências mais elevadas de

colagem, contribuindo para a redução do tempo necessário à cura. A humidade ambiente era também um factor importante, principalmente para temperaturas elevadas.

Realizaram-se ensaios de aquecimento com o objectivo de estimar as temperaturas existentes no interior de elementos de betão expostos ao sol, tendo sido considerada a influência da cor da superfície. Em seguida, testaram-se provetes colados sujeitos previamente a aquecimento a diferentes níveis de temperatura. Os resultados obtidos indicaram a ocorrência de decréscimos significativos de resistência com o aumento da temperatura, para valores de temperatura possíveis de serem atingidos em elementos reais.

O trabalho realizado permitiu obter informação importante relativa à influência da temperatura em diferentes tipos de ligações coladas utilizadas correntemente em obras de construção. Desenvolveram-se dois esquemas de ensaio, para a realização de testes de corte e arrancamento de ancoragens por tracção pura.

Os resultados obtidos na análise dos diferentes tipos de aplicações de adesivos colados revelaram uma elevada sensibilidade ao aumento de temperatura. As ligações coladas perderam uma parte significativa da sua resistência, mesmo para valores de temperatura que podem ocorrer em situações normais de utilização.

Estes resultados sugerem a necessidade de prever protecção térmica das zonas de aplicação de adesivos epóxicos com funções resistentes, de modo a dificultar o aumento de temperatura nas zonas coladas.

Após concluído o presente estudo, verifica-se que o trabalho realizado levantou novas questões, que poderão e deverão ser abordadas em trabalhos futuros. Apresentam-se em seguida algumas sugestões para possíveis desenvolvimentos do presente trabalho.

a) Ligações entre chapas de aço e betão

O estudo realizado sobre ligações aço-betão focalizou-se na análise de colagens e/ou aparafusamentos efectuados em modelos de pequenas dimensões, sujeitos a esforço transversal.

Uma vez que os modelos reduzidos dificilmente conseguem representar todas as variáveis presentes no comportamento de elementos reais, seria útil a realização de ensaios sobre elementos de tamanho real, sujeitos a aumento de temperatura. A inclusão na análise de outros tipos de esforço, nomeadamente esforços de flexão, revela-se igualmente importante.

Deste modo, o trabalho poderá ser continuado através da realização de ensaios sobre vigas de betão à escala natural, sujeitas a esforços de flexão. Os ensaios deverão ser realizados a diferentes níveis de temperatura, para o que se revela imprescindível a utilização de um forno com dimensões compatíveis com as dos elementos a ensaiar.

Poderão ser estudados diferentes tipos de adesivos e a utilização de ligações mecânicas em simultâneo com a colagem. O estudo deverá incluir a análise de diferentes soluções para a protecção térmica das zonas coladas.

Para além do estudo experimental, o desenvolvimento de modelos numéricos ou matemáticos que descrevam a variação de resistência das ligações com o aumento de temperatura poderá ser outra vertente para a realização de trabalhos futuros.

b) Ancoragens químicas

As ancoragens químicas foram igualmente alvo de investigação no presente trabalho. O estudo foi realizado sobre ancoragens simples, sujeitas a esforços de tracção pura.

Nas estruturas reais, as ligações entre elementos estruturais são geralmente realizadas por intermédio de ancoragens múltiplas, constituídas por diferentes varões. Por outro lado, os esforços transmitidos às ancoragens poderão ter outras componentes para além da tracção pura. Assim, revela-se importante a continuação do estudo sobre a influência da variação de temperatura sobre ancoragens, contemplando algumas variáveis adicionais.

Um desenvolvimento da análise efectuada no presente trabalho deverá incluir o estudo de ancoragens múltiplas. Para além do esforço mecânico de tracção, deverão ser tomadas em conta outras solicitações, como é o caso, por exemplo, de esforços de flexão.

A consideração do factor temperatura no estudo exigirá a utilização de um forno que permita, simultaneamente, o aquecimento dos provetes de ensaio e a aplicação dos carregamentos desejados.

Outras variáveis a ter em conta no estudo deverão ser o número de ancoragens aplicadas em cada provete, os seus diâmetros e comprimentos de embebimento. Deverá ainda ser equacionada a utilização de diferentes agentes adesivos.