



Estudo de fixações em elementos de alvenaria: comportamento ao arrancamento

JOANA ISABEL BRAGA OLIVEIRA

julho de 2016

ESTUDO DE FIXAÇÕES EM ELEMENTOS DE ALVENARIA: COMPORTAMENTO AO ARRANCAMENTO

JOANA ISABEL BRAGA OLIVEIRA

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Engenheiro Alexandre Aníbal Meira Guimarães Costa

Co-Orientador: Valter Alexandre Machado Lopes (NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.)

JULHO DE 2016

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
Abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução.....	1
2 Trabalhos realizados	5
3 Fixações em alvenaria	45
4 Apresentação da campanha experimental	63
5 Análise e interpretação de resultados	75
6 Considerações Finais	95
Referências Bibliográficas	99
Anexo I – Caso de Estudo 1, mapeamento de danos e medidas de intervenção.....	A.3
Anexo II – Caso de Estudo 2, mapeamento de danos e medidas de intervenção.....	A.9
Anexo III – Alçado das paredes onde foram realizados ensaios experimentais.....	A.19
Anexo IV – Resultados dos ensaios experimentais.....	A.25

RESUMO

O presente relatório de estágio apresenta as atividades desenvolvidas durante o período de estágio curricular na empresa NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.

Inicialmente apresentam-se, detalhadamente, dois dos casos de estudo acompanhados no decorrer do estágio. No caso de estudo 1 será apresentada uma descrição geral do edifício, do sistema estrutural e dos elementos e materiais que o constituem, assim como uma avaliação dos danos encontrados, indicando a sua localização e as causas prováveis para a sua ocorrência. Por outro lado, no caso de estudo 2, para além dos pontos acima referidos, são apresentadas as principais intervenções estruturais globais que se consideram importantes realizar, tendo em conta os resultados obtidos nas ações descritas anteriormente.

O contacto com a análise de diversos casos práticos tornou evidente a importância da utilização de fixações em intervenções de reforço/reabilitação em elementos estruturais de alvenaria de pedra. No entanto, a literatura especializada sobre o tema é escassa sobretudo do ponto de vista da aplicação prática das fixações. A conjugação destes fatores incentivou a investigação nesta área, o que orientou os objetivos do presente trabalho de forma a alargar o conhecimento sobre a aplicação de ancoragens químicas em elementos de alvenaria.

Neste sentido, é analisado, através de uma campanha de ensaios realizados em paredes de alvenaria de granito dum edifício antigo do Porto, o comportamento ao arrancamento de ancoragens químicas em pedra, bordo e junta.

Por fim, foi elaborada uma proposta de dimensionamento de ancoragens químicas para os modos de rotura que surgiram na execução dos ensaios, a partir de ábacos.

Palavras-chave: Alvenaria, Intervenção, Ancoragens químicas, Arrancamento, Modos de rotura.

ABSTRACT

The following internship report presents the activities that were developed during the curricular internship period at NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edifício e Património, Lda.

Two of the case studies are initially presented in detail, which were accompanied throughout the internship. In the first case study, it will be presented an overall description of the building, the structural system, and the elements and the materials that are part of it. There is also an evaluation of the damages found, indicating its location and the probable causes for its happening. On the other hand, in the second case study, besides the points mentioned above, the main global structural interventions which are important to perform are presenting, bearing in mind the obtained results in the actions previously described.

The contact with the analysis of several practical cases enhanced the importance of anchoring systems in reinforcement/rehabilitation interventions in structural elements of stone masonry. Meanwhile, the specialized literature about the subject is scarce, especially from the practical application of the metal injection anchors. The conjugation of these facts has incentivated the investigation in this area, which has oriented the goals of the current work in order to widen the knowledge about the application of this type of application system on masonry elements.

This way, the behaviour of the pull out strength of the metal injection anchors anchorages in stone, edge and joints is analysed through a campaign of rehearsals in granite masonry walls of an old building in Oporto.

Finally, it was elaborated a proposal for the design of metal injection anchors coinciding different rupture modes, in the form of design abacus.

Keywords: Masonry, Intervention, Metal injection anchors, Pull out tests, Rupture modes.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Alexandre Costa, que desde o primeiro dia demonstrou um grande empenho e dedicação na orientação do meu trabalho. O seu apoio, disponibilidade, exigência e o permanente otimismo, foram um contributo fundamental para o aumento do meu conhecimento e das minhas competências pessoais.

Ao meu co-orientador, Eng.º Válder Lopes, pela preciosa ajuda que prestou ao longo deste percurso. A sua disponibilidade e espírito prático permitiram contornar as dificuldades surgidas. Pelos conhecimentos transmitidos e pela permanente boa disposição, o seu contributo foi essencial.

À equipa do NCREP, Eng.º Bruno Quelhas, Eng.º Filipe Coelho, Eng.º Francisco Carneiro, Eng.º João Miranda Guedes, Eng.º Luís Ferreira e Eng.º Tiago Ilharco, pela disponibilidade e experiência transmitida.

Ao laboratório de Estruturas do ISEP, pelo material de ensaio disponibilizado.

À empresa Hilti, pela cedência de equipamento, material e informação essencial à realização deste estudo.

A todos os meus amigos, pelo companheirismo inesgotável.

À minha família, pelo exemplo de vida que me transmitem e pelas palavras de incentivo e alento.

Ao Pedro, pela compreensão, apoio e, acima de tudo, pelos incentivos constantes, que tornaram a conclusão deste trabalho mais simples.

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações gerais	1
1.2	Motivação e objetivos.....	1
1.3	Apresentação do relatório.....	2
2	Trabalhos realizados	5
2.1	Introdução.....	5
2.2	Caso de estudo 1.....	6
2.2.1	Descrição do edifício.....	6
2.2.2	Caracterização dos elementos estruturais	13
2.2.3	Indicação dos danos estruturais.....	16
2.2.4	Considerações finais	23
2.3	Caso de estudo 2.....	24
2.3.1	Descrição do edifício.....	24
2.3.2	Caracterização dos elementos estruturais	25
2.3.3	Indicação dos danos estruturais.....	30
2.3.4	Sugestão de medidas de intervenção.....	33
2.3.5	Considerações finais	44
3	Fixações em alvenaria	45
3.1	Introdução.....	45
3.2	Aplicações práticas	46
3.2.1	Fixações alvenaria-alvenaria.....	47
3.2.2	Fixações externas à alvenaria.....	50

3.3	Dimensionamento de ancoragens químicas de acordo com a ETAG	54
3.3.1	Âmbito	55
3.3.2	Modos de rotura	56
3.3.3	Análise comparativa	61
4	Apresentação da campanha experimental	63
4.1	Enquadramento geral	63
4.2	Descrição da metodologia adotada	64
4.2.1	Instalação das ancoragens.....	64
4.2.2	Realização dos ensaios.....	72
5	Análise e interpretação de resultados	75
5.1	Resultados obtidos.....	75
5.1.1	Pedra.....	75
5.1.2	Bordo	79
5.1.3	Junta.....	83
5.1.4	Resumo dos resultados.....	85
5.2	Considerações sobre os ensaios realizados	87
5.2.1	Discussão da metodologia adotada.....	87
5.2.2	Proposta de nova metodologia de ensaio	89
5.2.3	Proposta de dimensionamento	91
6	Considerações Finais	95
6.1	Conclusões	95
6.2	Desenvolvimentos Futuros	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elementos estruturais de madeira comuns em edifícios antigos.....	6
Figura 2.2 - Edifício: Caso de estudo 1 (NCREP, 2016a).	7
Figura 2.3 - Piso -1 (NCREP, 2016a).	8
Figura 2.4 – Piso 0 (NCREP, 2016a).	9
Figura 2.5 – Piso 1 (NCREP, 2016a).	9
Figura 2.6 – Piso 2 (NCREP, 2016a).	10
Figura 2.7 – Piso 3 (NCREP, 2016a).	11
Figura 2.8 – Piso 4 (NCREP, 2016a).	11
Figura 2.9 – Cobertura (NCREP, 2016a).....	12
Figura 2.10 – Equipamentos auxiliares para determinação da estrutura do edifício (NCREP, 2016a).	14
Figura 2.11 – Planta estrutural (sem escala) do piso 2, do caso de estudo 1.	15
Figura 2.12 – Asnas A1 e A2 (NCREP, 2016a).	16
Figura 2.13 – Danos observados em paredes de alvenaria (NCREP, 2016a).....	18
Figura 2.14 – Danos observados em paredes de alvenaria de tijolo e de tabique (NCREP, 2016a).	19
Figura 2.15 – Danos observados em pavimentos de betão armado (NCREP, 2016a).....	20
Figura 2.16 – Danos observados em pavimentos de madeira (NCREP, 2016a).	21
Figura 2.17 – Danos observados em pavimentos térreos (NCREP, 2016a).....	21
Figura 2.18 – Danos observados na cobertura de madeira (NCREP, 2016a).	22
Figura 2.19 – Patologia na cobertura do corpo B (NCREP, 2016a).....	22
Figura 2.20 – Edifício: Caso de estudo 2 (NCREP, 2016b).	25
Figura 2.21 – Fachada principal em alvenaria de pedra, (NCREP, 2016b).	26
Figura 2.22 – Paredes de alvenaria de tijolo, (NCREP, 2016b).	26

Figura 2.23 – Caixa de escadas em betão armado, (NCREP, 2016b).....	27
Figura 2.24 – Laje do pavimento do piso 1 em betão armado (NCREP, 2016b).....	27
Figura 2.25 – Ensaios realizados com Ferroskan (NCREP, 2016b).....	28
Figura 2.26 – Pavimentos em madeira (NCREP, 2016b).....	29
Figura 2.27 – Cobertura em madeira (NCREP, 2016b).	30
Figura 2.28 – Danos observados em paredes de alvenaria de pedra (NCREP, 2016b).	31
Figura 2.29 – Danos observados em pavimentos de madeira (NCREP, 2016b).	33
Figura 2.30 – Danos observados na cobertura (NCREP, 2016b).....	33
Figura 2.31 – Verificação ao ELU dos pavimentos de madeira, para a situação atual (NCREP, 2016b).....	40
Figura 2.32 - Verificação ao ELS dos pavimentos de madeira, para a situação atual (NCREP, 2016b).	41
Figura 2.33 - Verificação ao ELU dos pavimentos de madeira, para a nova situação de carregamento (NCREP, 2016b).	41
Figura 2.34 - Verificação ao ELS dos pavimentos de madeira, para a nova situação de carregamento (NCREP, 2016b).	42
Figura 2.35 – Verificação ao ELS dos pavimentos de madeira, com reforço estrutural (NCREP, 2016b). .	42
Figura 3.1 – Pormenor de reforço dos cunhais com recurso a chapas metálicas, vista em planta (NCREP, 2013c).....	47
Figura 3.2 – Pormenor de reforço dos cunhais com recurso a perfis do tipo UNP, vista em planta (NCREP, 2016c).....	48
Figura 3.3 – Corte horizontal e vertical de parede de alvenaria, com tirantes metálicos (Costa, 2015). ..	48
Figura 3.4 – Esquema representativo de utilização de reboco armado (Costa, 2015).	49
Figura 3.5 – Corte vertical da parede de alvenaria (NCREP, 2015a).	50
Figura 3.6 – Pormenor de ligação entre pavimento de madeira e parede de alvenaria (NCREP, 2014b). 51	
Figura 3.7 – Esquema representativo de um método de reforço de ligação entre paredes de alvenaria e pavimentos de madeira (Moreira, et al., 2016a).	52
Figura 3.8 – Pormenor da ligação entre a parede de alvenaria e a cobertura (NCREP, 2013d).	52
Figura 3.9 – Pormenor da ligação entre parede de alvenaria e viga metálica (NCREP, 2014c).	53
Figura 3.10 – Pormenor da ligação entre parede de alvenaria e viga metálica (NCREP, 2015b).....	54

Figura 3.10 - Equipamentos de ensaios à tração.	55
Figura 3.11 - Representação de rotura por arrancamento da ancoragem (Cruz, 2012).....	56
Figura 3.12 - Representação de rotura por destacamento do cone de alvenaria (Cruz, 2012).....	57
Figura 3.13 – Esquema das áreas A_c, N e A_c, N_0 (EOTA, 2010).	58
Figura 3.14 - Representação de rotura por deslizamento de uma unidade de alvenaria (Cruz, 2012).	59
Figura 3.15 - Representação de rotura do varão (Cruz, 2012).	60
Figura 4.1 - Edifício onde foram realizados os ensaios.	64
Figura 4.2 - Marcação dos locais a ensaiar.....	64
Figura 4.3 - Representação das unidades de alvenaria a partir do AutoCad 2015.	67
Figura 4.4 – Valores da largura das várias pedras de alvenaria.	67
Figura 4.5 – Valores da altura das diferentes unidades de alvenaria.	67
Figura 4.6 – Área de cada uma das unidades de alvenaria.	68
Figura 4.7 - Furação dos pontos a ensaiar.....	68
Figura 4.8 - Valores da profundidade de embutimento dos furos, hef.....	69
Figura 4.9 - Limpeza dos furos da parede de alvenaria.....	70
Figura 4.10 - Injeção do químico e introdução imediata do varão roscado.....	71
Figura 4.11 - Aparelho de ensaio à tração: DPG 100, da Hilti.	72
Figura 4.12 - Sistema adaptado para registo de deslocamentos.	73
Figura 4.13 – Fotografia tirada durante o ensaio B2.....	74
Figura 5.1 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento nos ensaios em pedra nos quais não se registaram roturas.....	76
Figura 5.2 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento nos ensaios em pedra nos quais se registaram arrancamento da ancoragem.	77
Figura 5.3 - Ensaio em pedra P9.....	79
Figura 5.4 - Ensaio em pedra P2.	79
Figura 5.5 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento em ensaios no bordo nos quais não se registaram roturas.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 5.6 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento em ensaios no bordo nos quais se registaram arrancamento da ancoragem.....	82
Figura 5.7 - Deformação da junta de argamassa, causada pelo tripé.	83
Figura 5.8 - Dispersão do químico numa parede de alvenaria.....	84
Figura 5.9 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento nos ensaios nas juntas de argamassa (ensaios J1 e J4).....	84
Figura 5.10 - Varão correspondente ao ensaio de junta J4.....	85
Figura 5.11 - Forças máximas em todos os ensaios realizados.	86
Figura 5.12 - Ensaio de macaco plano simples (Costa, 2015).....	89
Figura 5.13 - Ensaio de ancoragens completado com ensaio de macacos planos simples.....	89
Figura 5.14 - Camisas ou mangas perfuradas, a utilizar em juntas de argamassa.	90
Figura 5.15 – Esclerómetro de Schmidt (Rodrigues, 2015).	91
Figura 5.16 - Relação força/profundidade de embutimento, para M16 e diferentes valores de f_{ck}	93
Figura 5.17 - Ábaco força/profundidade de embutimento, para diferentes f_{ck}	94

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Danos estruturais identificados no caso de estudo 1.....	17
Tabela 2.2 – Danos estruturais identificados no caso de estudo 2.....	30
Tabela 2.3 – Valores de k_{def} definidos no EC5.	37
Tabela 2.4 – Flechas máximas, de acordo com o EC5.	38
Tabela 3.1 - Valores de f_{vko} , de acordo com o anexo C da ETAG 029.	59
Tabela 3.2 – Valores de tensão de rotura do varão, f_{uk}	60
Tabela 3.3 – Áreas lisas e áreas do núcleo para diferentes diâmetros de varões.	61
Tabela 4.1 – Valor médio e desvio padrão da largura, altura e área das unidades de alvenaria.	68
Tabela 4.2 - Diâmetro do orifício para introdução da ancoragem.....	69
Tabela 4.3 - Tempo máximo de trabalhabilidade para alvenaria sólida.	70
Tabela 4.4 - Tempo mínimo de cura para alvenaria sólida.	71
Tabela 5.1 - Resultados obtidos nos ensaios realizados em pedra.....	75
Tabela 5.2 – Relação entre os valores de deslocamento final e de deslocamento correspondente à força máxima, em ensaios realizados em pedra.	76
Tabela 5.3 – Estimativa do comprimento aderente nos ensaios em pedra P7 e P10.....	78
Tabela 5.4 - Resultados obtidos nos ensaios realizados no bordo.....	80
Tabela 5.5 - Relação entre o deslocamento residual e o deslocamento correspondente a força máxima, em ensaios realizados junto ao bordo.	81
Tabela 5.6 - Estimativa do comprimento aderente nos ensaios no bordo B9 e B13.	82
Tabela 5.7 - Resultados obtidos nos ensaios realizados em junta.	83
Tabela 5.8 – Valores da profundidade do químico.	85
Tabela 5.9 - Valores da força máxima média, respetivo desvio padrão e 5% nos diferentes tipos de ensaio.....	86

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5.10 - Cálculo do esforço axial, de acordo com a ETAG 029, para arrancamento da ancoragem..	87
Tabela 5.11 - Cálculo do esforço axial, de acordo com a ETAG 029, para destacamento de cone de alvenaria.....	88
Tabela 5.12 - Cálculo do esforço axial, de acordo com a ETAG 029, para rotura do varão.	88

ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A_s – área do núcleo do varão

d_{nom} – Diâmetro nominal da ancoragem

d_f – Diâmetro do orifício

EC2 – Eurocódigo 2

EC5 – Eurocódigo 5

EC6 – Eurocódigo 6

ELU – Estados Limites Últimos

ELS – Estados Limites de Serviço

EOTA – European Organization for Technical Assessment

ETAG – Guideline for European Technical Approval

$E_{0,05}$ – Valor correspondente ao percentil de 5% do módulo de elasticidade paralelo ao fio

$F_{c,90,d}$ – Valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio

f_{b0k} – tensão de aderência da ancoragem

$f_{ck,cube}$ – valor da resistência à compressão

f_{mk} – Valor característico da resistência à flexão

$f_{m,y,d}$ – Tensão resistente de cálculo

f_{ctk} – Valor característico da resistência do betão à tração

F_t – Força de tração

f_{uk} – Valores de tensão de rotura do varão

f_{vk0} – Valor da resistência inicial ao corte

f_{vd} – Valor de cálculo da resistência ao corte

f_1 – Primeira frequência natural de vibração

ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

h_{ef} – Profundidade de embutimento do furo

h_{min} – Espessura mínima de alvenaria

ISEP – Instituto Superior de Engenharia do Porto

k_{def} – Coeficiente de fluência

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

m – massa

MDT – Ensaio semi-destrutivo

NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda

$N_{Rd,b}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente, para arrancamento da ancoragem

$N_{Rd,c}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente, para destacamento do cone de alvenaria

$N_{Rd,s}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente, para rotura do varão

$N_{Rd,pb}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente, para deslizamento de uma unidade de alvenaria

n_{40} - Número de modos de vibração de primeira ordem até 40Hz

PM – Pavimentos em madeira

RID – Relatório de Inspeção e Diagnóstico

T – Temperatura do material base

t_{work} – Tempo máximo de trabalhabilidade do químico

t_{cure} – Tempo mínimo de cura do químico

Δ – Deslocamento correspondente à força máxima

$\Delta_{residual}$ – Deslocamento residual

σ_d – Tensão normal perpendicular à superfície de corte

$\sigma_{m,y,d}$ – Tensão atuante de flexão em relação aos eixos principais

$\sigma_{m,crit}$ – Tensão crítica de flexão

τ_{sd} – Valor de cálculo da tensão de corte

$u_{fin,G}$ – Deformação final para o carregamento G

$u_{fin,Q1}$ – Deformação final para o carregamento Q_1

$u_{fin,Qi}$ – Deformação final para o carregamento Q_i

$(EI)_b$ —Rigidez à flexão do soalho

$(EI)_L$ —Rigidez equivalente de flexão de placa de pavimento segundo um eixo perpendicular à direção das vigas

$(EI)_{viga}$ — Rigidez à flexão de uma viga

ζ —Coeficiente de amortecimento

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente relatório de estágio insere-se no âmbito da unidade curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do Mestrado de Engenharia Civil no ramo das Estruturas.

No decorrer deste trabalho são apresentadas as atividades realizadas na empresa NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., no período compreendido entre 15 de Fevereiro e 31 de Julho de 2016.

A empresa NCREP é uma empresa que presta serviços de consultoria, inspeção e diagnóstico estrutural, monitorização de estruturas e projeto no âmbito da realização das construções (NCREP, 2014a). A empresa nasce do conhecimento e da experiência acumulada pelos seus fundadores no domínio da reabilitação e reforço de estruturas, culminando na produção de inúmeros trabalhos científicos, relatórios técnicos e projetos (NCREP, 2014a).

A partir da experiência adquirida no decorrer dos diversos trabalhos desenvolvidos pelo NCREP e da campanha de ensaios realizados em paredes de alvenaria, o presente trabalho, focará no desenvolvimento de conhecimentos sobre atividades de inspeção, diagnóstico e intervenção estrutural no âmbito dos projetos de reabilitação, assim como, do comportamento das ancoragens quando sujeitas a esforços de tração.

1.2 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

O estágio curricular é um modo de aprendizagem muito importante, uma experiência bastante enriquecedora para o futuro profissional, sendo que o objetivo principal passa por aprofundar o conhecimento sobre o comportamento ao arrancamento de ancoragens químicas em alvenaria, com recurso a ensaios experimentais. No entanto, também é objetivo deste trabalho aumentar o conhecimento e participar nas atividades de inspeção, diagnóstico e reforço estrutural.

Deste modo definem-se as atividades a realizar para a concretização dos objetivos acima indicados:

- Aplicação de metodologias de inspeção de estruturas existentes;

- Participação na execução de ensaios não destrutivos;
- Realização de avaliações de segurança em estruturas existentes;
- Realização de atividades de diagnóstico estrutural;
- Recolha de informação sobre bibliografia relacionada com o comportamento ao arrancamento de ancoragens em alvenaria;
- Preparar a realização de ensaios num edifício existente;
- Realizar ensaios experimentais nesse mesmo edifício;
- Interpretação dos resultados obtidos.

1.3 APRESENTAÇÃO DO RELATÓRIO

Para além deste capítulo introdutório, no qual se faz uma breve apresentação do trabalho realizado e se sintetiza o seu conteúdo, o relatório de estágio encontra-se organizada noutros 5 capítulos.

No capítulo 2 é feita uma apresentação de dois casos de estudo acompanhados no decorrer do estágio curricular. Em ambos os casos é apresentada uma breve descrição do edifício, com a caracterização dos elementos estruturais que o constituem e a avaliação dos danos observados por tipo de elemento estrutural, indicando a sua localização e as causas prováveis para a sua ocorrência. No entanto, o caso de estudo 2 inclui ainda, uma proposta da metodologia de intervenção com base nos resultados obtidos a partir da fase de inspeção.

No capítulo 3 é feito um enquadramento sobre as fixações mais comuns em edifícios com tipologia construtiva em alvenaria de pedra e madeira. As intervenções de reforço com fixações são subdivididas em dois grandes grupos: ligações entre alvenaria/alvenaria e fixações externas à alvenaria. No primeiro grupo são apresentadas fixações que servem, essencialmente, para reforçar e melhorar a capacidade estrutural da alvenaria, através da ligação entre folhas de alvenaria da mesma parede, a partir das ligações entre diferentes paredes de alvenaria ou sendo utilizadas como componentes de soluções que aumentam a sua resistência (por exemplo reboco armado). Por outro lado, são expostas fixações cujo objetivo é melhorar o comportamento estrutural da alvenaria em conjugação com elementos de madeira (a partir de ligações entre alvenaria e pavimentos de madeira ou entre elementos da estrutura da cobertura à alvenaria) e permitir a fixação de novos elementos, nomeadamente vigas de pavimento, a paredes de alvenaria em edifícios existentes. Para além disso, também se analisa a metodologia de dimensionamento de ancoragens químicas inseridas em furos pré-perfurados em paredes de alvenaria e solicitadas à tração, de acordo com o apresentado no anexo C da ETAG 029.

No capítulo 4 apresenta-se uma campanha experimental realizada em ancoragens inseridas em paredes de alvenaria de granito de um edifício antigo do Porto, com uma descrição detalha sobre a metodologia adotada na instalação de ancoragens e na realização dos ensaios.

No capítulo 5 são expostos, pormenorizadamente, os resultados obtidos a partir da realização dos ensaios de arrancamento: forças máximas de tração, os respetivos deslocamentos e os modos de rotura. São também indicadas as principais conclusões retiradas para os diferentes locais de ensaio: pedra, bordo e junta. De forma a obter um termo de comparação para os valores obtidos nos ensaios, são apresentados os valores teóricos resistente de tração para os diferentes modos de rotura, de acordo com a ETAG 029.

No capítulo 6 são retiradas as principais conclusões do presente trabalho, enumerando-se também algumas sugestões para futuros desenvolvimentos nesta área.

Por fim, os anexos apresentam toda a informação complementar para uma melhor interpretação e avaliação do conteúdo deste relatório de estágio.

2 TRABALHOS REALIZADOS

2.1 INTRODUÇÃO

No decorrer do estágio curricular foram efetuadas várias campanhas de inspeção, diagnóstico e projeto estrutural em diferentes edifícios.

Durante as atividades de inspeção e diagnóstico foi possível observar o estado dos diferentes elementos que compõe o sistema estrutural dos edifícios. De uma forma geral, a estrutura resistente de um edifício antigo (com data de construção até início do século XX), localizado no centro histórico do Porto, é constituída por paredes exteriores de alvenaria de pedra onde se apoia a estrutura de madeira dos pisos e da cobertura (NCREP, 2013a). No entanto, outros elementos estruturais também são muito comuns em edifícios antigos: escadas em madeira, paredes interiores de tabique e cachorros em pedra (Figura 2.1). As paredes de tabique assumem, normalmente, funções resistentes quando se encontram perpendiculares às vigas de pavimento, servindo de suporte intermédio. Como é característico dos edifícios antigos, nas paredes de tardoiz encontram-se cachorros em pedra para suporte das lajetas em pedra das varandas (Coelho, 2014).



a) Escadas em madeira (NCREP, 2013b).



b) Parede de tabique simples (NCREP, 2013b).



c) Cachorro em pedra de granito na fachada posterior (NCREP, 2012a).

Figura 2.1 – Elementos estruturais de madeira comuns em edifícios antigos.

De salientar que a realização de atividades de inspeção adequadas à tipologia estrutural em causa, que permitiram um diagnóstico das condições físicas da estrutura e uma correta avaliação de segurança estrutural, foi a base para a execução dos projetos de reabilitação estrutural (NCREP, 2012b).

Dos diversos casos de estudo analisados ao longo do estágio curricular, apresentam-se nos seguintes subcapítulos dois casos particulares, em que foi possível efetuar um acompanhamento e participação desde a fase inicial até à sua conclusão. Relativamente ao primeiro, esta análise incluirá uma descrição geral dos edifícios, caracterização dos elementos estruturais e indicação dos danos existentes. Quanto ao caso de estudo 2, para além dos pontos acima referidos, será também apresentada a sugestão de medidas de intervenção.

2.2 CASO DE ESTUDO 1

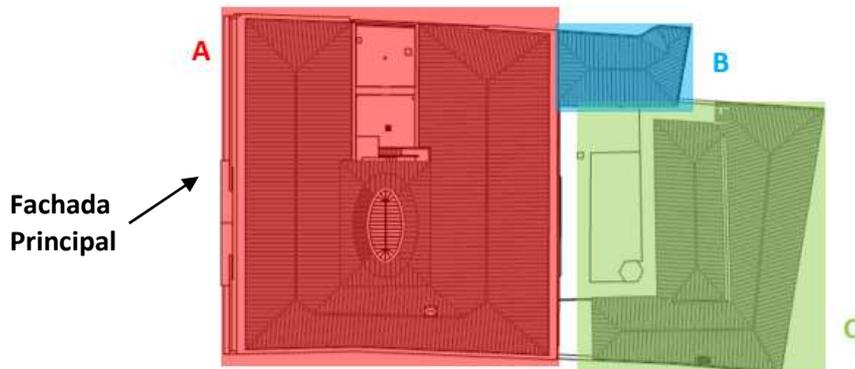
No âmbito de um projeto de intervenção no edifício correspondente ao caso de estudo 1 e tendo em consideração o facto deste se encontrar numa situação de abandono, foi realizada uma campanha de inspeção, com objetivo de avaliar as causas e a real extensão dos danos no edifício por forma a servir de base futuras medidas de intervenção necessárias à recuperação do espaço.

2.2.1 Descrição do edifício

O edifício em análise, representado na Figura 2.2, localiza-se no centro histórico do Porto e é composto por um corpo principal: A e dois corpos anexos: B e C.

O corpo A, com planta em U, tem uma área total de cerca de 4500m² distribuída por 6 pisos. Para além disso, possui dois saguões exteriores acessíveis a partir da cota do piso -1, Figura 2.2b, e um saguão interior com uma claraboia que é acessível a partir do piso 0, Figura 2.2c. O corpo B é composto por 2 pisos e tem comunicação com o edifício principal ao nível dos diferentes pisos, Figura 2.2d. Por fim, nas

traseiras do edifício e à cota da cave do edifício principal, existe um logradouro e um conjunto de construções anexas (designado como corpo C), Figura 2.2e. No entanto, este corpo anexo não foi alvo de inspeção e diagnóstico.



a) Configuração dos corpos do edifício (sem escala).



b) Saguão exterior.



c) Saguão com clarabóia.



d) Corpo anexo B.



e) Logradouro exterior e corpo anexo C.

Figura 2.2 - Edifício: Caso de estudo 1 (NCREP, 2016a).

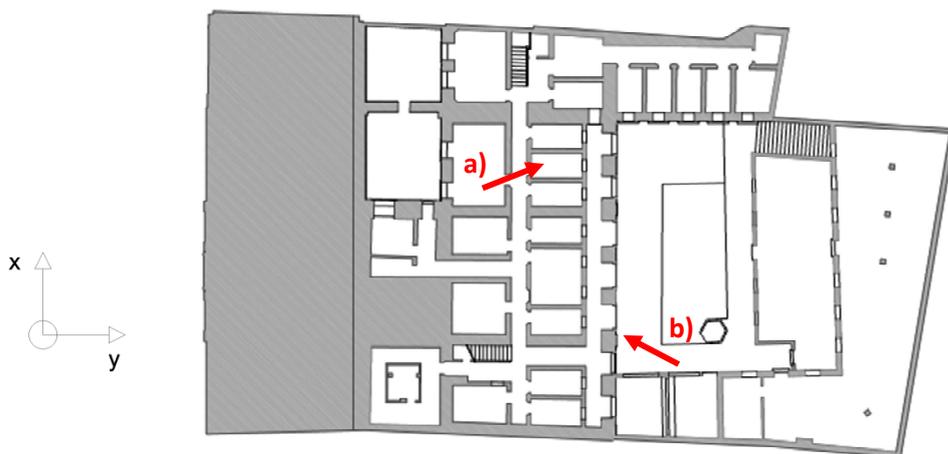
São apresentadas na Figura 2.3 a Figura 2.8, algumas fotografias ilustrativas dos diferentes pisos e respectivas plantas de arquitetura do edifício em estudo.



a) Compartimento do piso -1 no edifício principal.



b) Vista exterior do piso -1 do edifício principal.



c) Planta de arquitetura do piso -1 (sem escala).

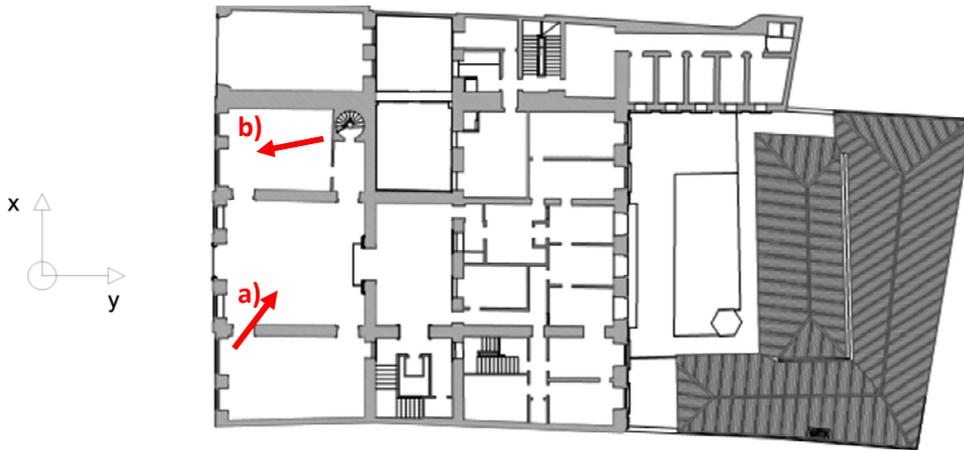
Figura 2.3 - Piso -1 (NCREP, 2016a).



a) Hall de entrada do edifício principal.



b) Compartimento do edifício principal.



c) Planta de arquitetura do piso 0 (sem escala).

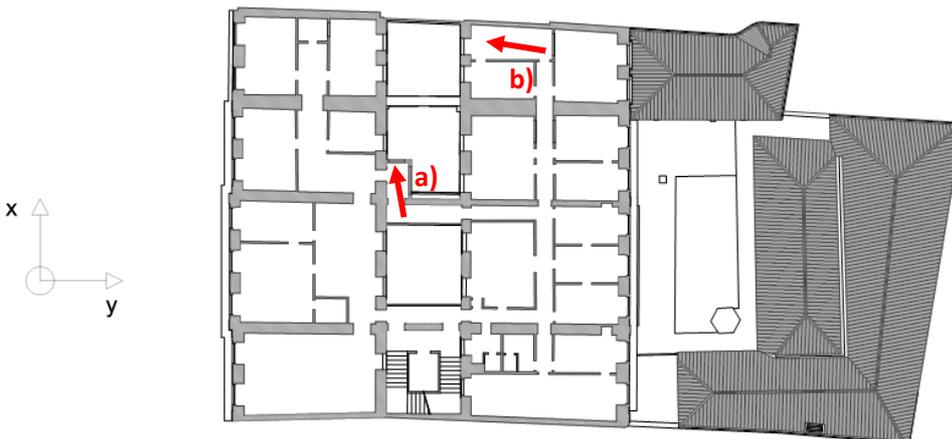
Figura 2.4 – Piso 0 (NCREP, 2016a).



a) Compartimento do corpo anexo do saguão ao nível do piso 1.



b) Pavimento em madeira de um compartimento ao nível do piso 1.



c) Planta de arquitetura do piso 1 (sem escala).

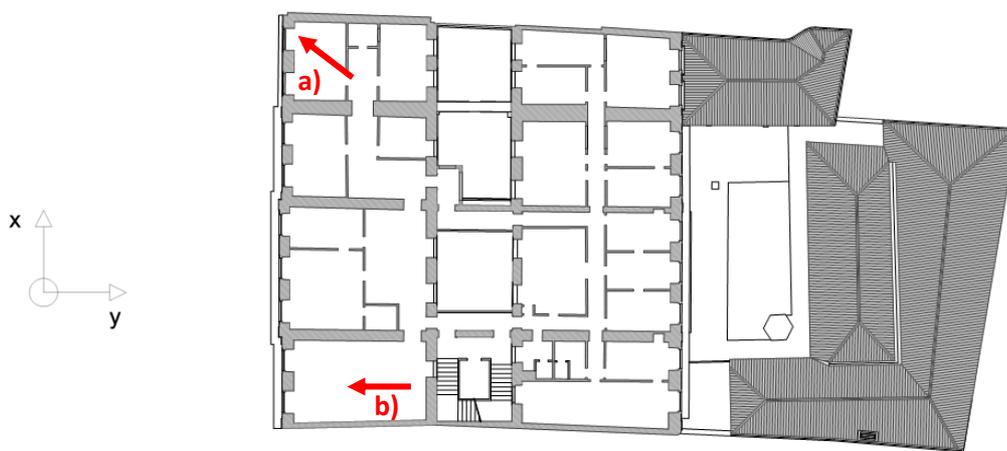
Figura 2.5 – Piso 1 (NCREP, 2016a).



a) Compartimento do edifício principal ao nível do piso 2.



b) Compartimento do edifício principal ao nível do piso 2.



c) Planta de arquitetura do piso 2 (sem escala).

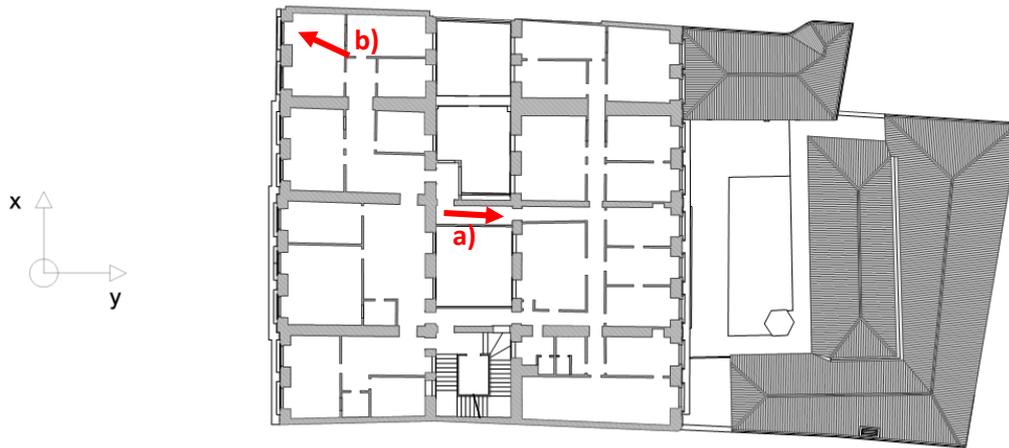
Figura 2.6 – Piso 2 (NCREP, 2016a).



a) Varanda do saguão interior do edifício principal ao nível do piso 3.



b) Compartimento da ampliação a Norte do edifício principal ao nível do piso 3.



c) Planta de arquitetura do piso 3 (sem escala).

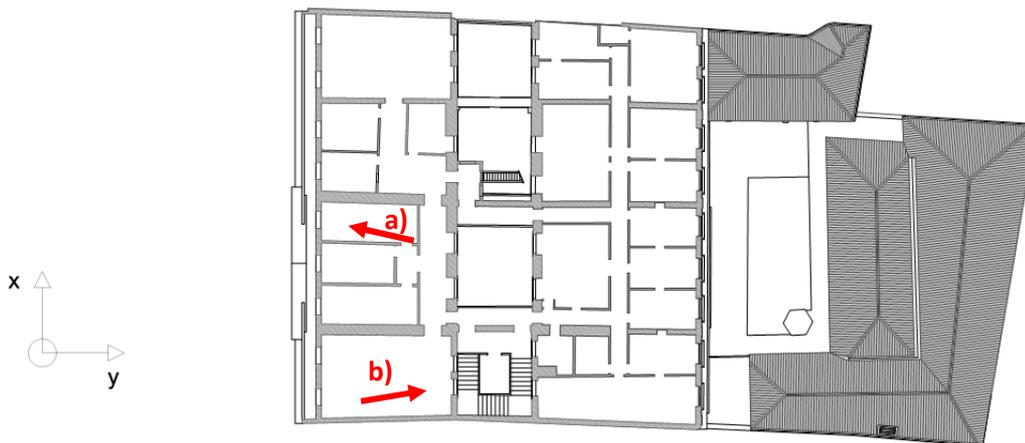
Figura 2.7 – Piso 3 (NCREP, 2016a).



a) Compartimento do edifício principal ao nível do piso 4.



b) Compartimento do edifício principal ao nível do piso 4.



c) Planta de arquitetura do piso 4 (sem escala).

Figura 2.8 – Piso 4 (NCREP, 2016a).

A cobertura do edifício principal é composto por 3 zonas principais: Z1, Z2 e Z3. Cada uma das zonas desta cobertura é composta por 4 águas e inteiramente em estrutura de madeira, Figura 2.9.



a) Cobertura em madeira sobre o edifício principal na zona junto à fachada principal - Z1.



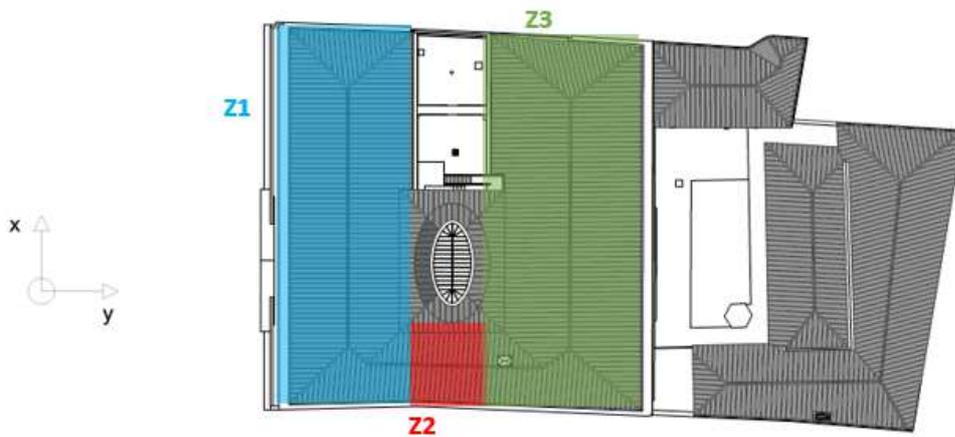
b) Cobertura em madeira sobre a ampliação a Norte - Z1.



c) Cobertura em madeira sobre o edifício principal na zona Z2.



d) Cobertura em madeira sobre o edifício principal na zona Z3.



e) Planta de arquitetura da cobertura (sem escala).

Figura 2.9 – Cobertura (NCREP, 2016a).

2.2.2 Caracterização dos elementos estruturais

2.2.2.1 Elementos verticais

A estrutura resistente vertical do edifício principal é constituída, ao longo dos 6 pisos, por paredes de alvenaria de pedra em granito (de acordo com Figura 2.11). De seguida são especificadas as dimensões destes elementos resistentes verticais.

- Fachada principal: a espessura da parede de alvenaria mantém-se constante entre os pisos -1 e 3, com aproximadamente 0,70m de espessura, sendo de folhas múltiplas. No piso 4 a espessura da parede diminui para cerca de 0,35m, sendo de folha simples.
- Fachada posterior: a espessura da parede diminui gradualmente ao longo do seu desenvolvimento em altura. Entre os pisos -1 e 1 tem cerca de 0,90m e entre os pisos 2 e 3 tem 0,75m, sendo em ambos os casos parede constituída por folhas múltiplas. Por outro lado, no piso 4 a espessura é de 0,35m (folha simples).
- Paredes de empena: não foi possível confirmar a espessura das paredes de empena na periferia do edifício mas, face à dimensão do edifício em questão, prevê-se que sejam compostas por múltiplas folhas.
- Paredes interiores: as espessuras variam entre cerca de 1,15m ao nível do piso -1/0 e 0,40m ao nível da cobertura.

Relativamente à caracterização mecânica das paredes resistentes, estima-se que o tipo de alvenaria de pedra encontrado apresente valores médios de resistência à compressão de cerca de 2,5MPa e módulos de deformabilidade vertical entre 0,3GPa e 0,5GPa, dada as características das unidades de pedra e preenchimento das juntas, de acordo com as análises e resultados obtidos em ensaios experimentais realizados e na FEUP e publicados a (Almeida, et al., 2010).

Para além das paredes de alvenaria de pedra, foram identificadas paredes interiores de alvenaria de tijolo e de tabique duplo (Figura 2.11), sendo que em algumas zonas as paredes de tabique apresentam funções estruturais, servindo de apoio aos pavimentos. As paredes de alvenaria de tijolo tem espessuras compreendidas entre 0,12m e 0,14m e 0,25 e 0,30m, incluindo rebocos, enquanto a espessura das paredes de tabique é aproximadamente 0,12m com reboco incluído.

As escadas são em betão armado, vencendo vãos de dimensões variáveis e com espessuras que variam entre 0,15m e 0,22m.

2.2.2.2 Elementos horizontais

No que respeita aos pavimentos, existem zonas em que são materializados em madeira (maior parte) e outras em betão armado (de acordo com a Figura 2.11). De salientar que ao nível do piso -1 do edifício principal, parte do pavimento é térreo. A tipologia dos pavimentos em madeira é muito heterogénea, uma vez que o seu vão, as secções das vigas principais, os respetivos espaçamentos e o tipo de madeira variam bastante. Em grande parte dos compartimentos de madeira deste edifício, a estrutura do pavimento não estava visível, portanto os espaçamentos entre vigas foram determinados a partir do uso de um detetor de metais, que permitiu identificar os pregos de ligação do soalho às vigas da madeira (Figura 2.10a).

Os pavimentos em betão armado tem funcionamento unidirecional, possuem espessuras variáveis entre 0,15m e 0,25m e vencem vãos até 5,50m. Os diâmetros dos varões, os espaçamentos entre eles e a espessura do recobrimento foram determinados a partir do equipamento de ensaio não destrutivo - Ferroskan® PS 200 da “HILTI” (Figura 2.10b). Este equipamento utiliza o princípio da indução magnética para detetar materiais condutores. Quando o equipamento está longe da armadura, instala-se um campo magnético perfeito, enquanto na presença de armadura gera-se uma distorção do campo magnético, sendo esta distorção registada pelos sensores do equipamento. Combinado o registo dos vários sensores, e diferentes parâmetros de cada registo, o equipamento consegue determinar todas as características anteriormente referidas (Coelho, 2014).



a) Detetor de metais.



b) Identificação das armaduras a partir do Ferroskan® PS 200 da “HILTI”.

Figura 2.10 – Equipamentos auxiliares para determinação da estrutura do edifício (NCREP, 2016a).

Para completar a informação exposta anteriormente, apresenta-se na Figura 2.11 uma planta estrutural tipo (do piso 2) com a representação dos seguintes elementos estruturais: paredes de alvenaria de pedra (representada a trama a preto e branco), paredes de tabique (trama azul), paredes em alvenaria de tijolo (trama cor-de-rosa), pavimentos em madeira (designado por PM) e pavimentos em betão armado (PB).

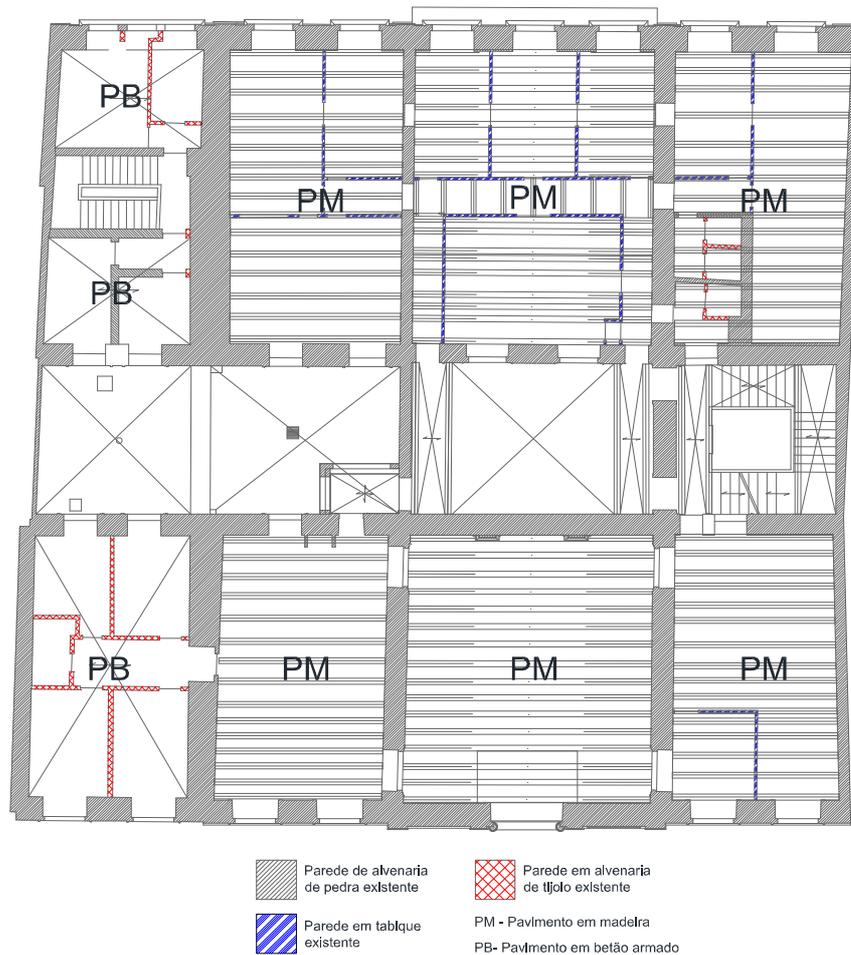
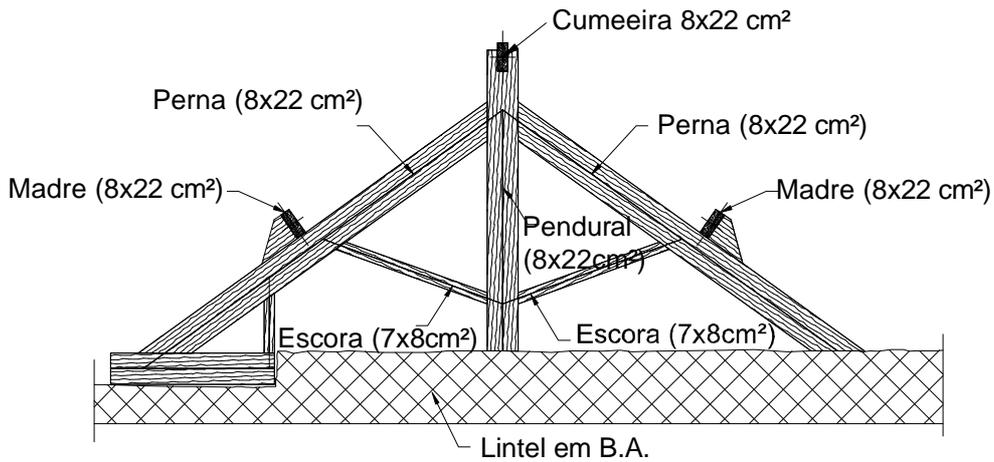


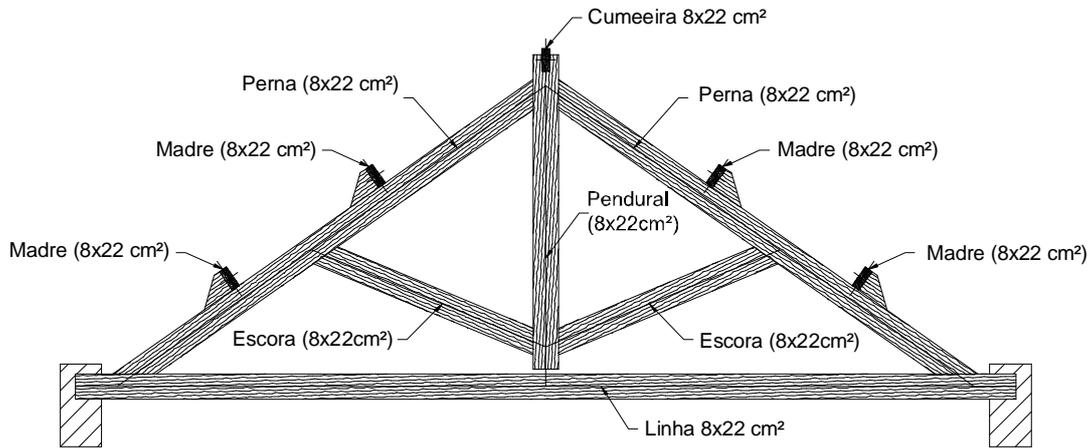
Figura 2.11 – Planta estrutural (sem escala) do piso 2, do caso de estudo 1.

2.2.2.3 Cobertura

Como já foi referido anteriormente, a cobertura do edifício principal é composta por 3 zonas principais Z1, Z2 e Z3. Na zona Z2 existe, em cada uma das suas extremidades, uma asna do tipo 2 (Figura 2.12a) entre as quais se apoiam madres e cumeeiras com secção $8 \times 22 \text{cm}^2$, existindo apenas uma madre em cada uma das águas da cobertura. No que toca às zonas Z1 e Z3, estas apresentam configurações estruturais semelhantes, mas com um vão ligeiramente superior em Z3. A estrutura da cobertura nestas zonas é constituída por um conjunto de asnas do tipo 1 (Figura 2.12b), tradicional ou de Palladio.



a) Pormenor tipo da Asna A2 (sem escala).



b) Pormenor tipo da Asna A1 (sem escala).

Figura 2.12 – Asnas A1 e A2 (NCREP, 2016a).

2.2.3 Indicação dos danos estruturais

Durante as campanhas de inspeção foi possível identificar diversos danos estruturais. De modo a realizar uma caracterização apropriada, foi elaborada uma lista de danos por tipo de elemento estrutural (Tabela 2.1). No Anexo I apresenta-se o mapeamento dos danos estruturais identificados no presente caso de estudo.

Tabela 2.1 – Danos estruturais identificados no caso de estudo 1.

DANOS ESTRUTURAIS	
Elementos horizontais – betão armado	
B1	Acumulação de água no piso
B2	Humidade
B3	Colonização biológica
B4	Empolamento do soalho
Elementos horizontais – madeira	
M1	Degradação por ataque de agentes bióticos
M2	Colonização biológica
M3	Fissuração irregular
M4	Humidade
Elementos horizontais – pavimento térreo	
P1	Acumulação de água no piso
P2	Empolamento do soalho
Elementos verticais - alvenaria	
A1	Rotura das padieiras pela expansão de elementos metálicos
A2	Degradação da pedra dos vãos
A3	Degradação dos rebocos por presença de água
A4	Presença de elemento metálico com empolamento do reboco
A5	Fissuração irregular
A6	Fissuração diagonal
A7	Fissuração vertical
A8	Humidade
Elementos verticais – Madeira	
MM1	Fissuração diagonal
MM2	Fissuração vertical
Cobertura - madeira	
C1	Ataque de agentes bióticos
C2	Ataque de fungos de podridão

2.2.3.1 Elementos verticais

As paredes resistentes de alvenaria de pedra apresentam, de uma forma geral, um bom estado de conservação.

Relativamente à fachada posterior, principalmente ao nível do piso -1, refere-se a degradação e destacamento dos rebocos por entrada de água ascensional (Figura 2.13a) e, pontualmente, verificou-se a rotura de padieiras devido à expansão dos elementos metálicos das grandes (Figura 2.13b). Também se identificaram zonas em que a pedra dos vãos se encontrava degradada, com lacunas parcialmente preenchidas com argamassa de cimento (Figura 2.13c).

Nas restantes paredes de alvenaria de pedra, foram observadas várias zonas com fissuração (Figura 2.13d) e humidade (Figura 2.13e). Por último, numa das paredes de empena foi identificada a presença de um gato metálico oxidado com o conseqüente empolamento do reboco (Figura 2.13f).



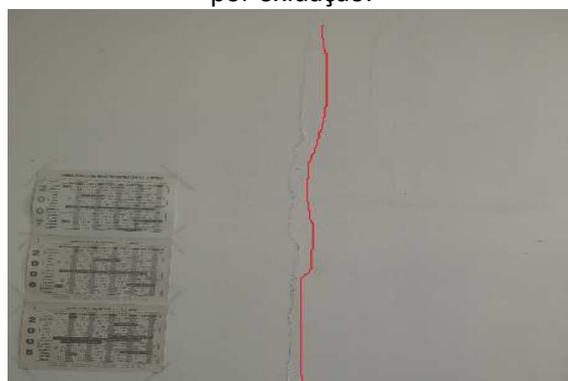
a) Degradação e destacamento do reboco.



b) Rotura das padieiras devido à expansão metálica por oxidação.



c) Degradação da pedra dos vãos com preenchimento em argamassa de cimento.



d) Fissuração vertical na parede de empena Sul.



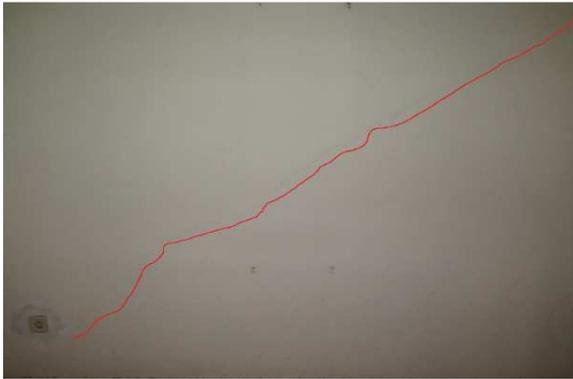
e) Parede de alvenaria de pedra com danos causados por humidade.



f) Empolamento do reboco devido à oxidação do gato metálico.

Figura 2.13 – Danos observados em paredes de alvenaria (NCREP, 2016a).

As paredes interiores de alvenaria de tijolo encontram-se em bom estado de conservação. No entanto é necessário destacar a existência de alguma fissuração diagonal que poderá estar relacionada com algumas deformações dos pavimentos (Figura 2.14a). Quanto às paredes de tabique, também foram identificadas algumas zonas de fissuração vertical, resultante da má ligação entre paredes, e diagonal, provocada pela deformação dos pavimentos. Por fim, a Figura 2.14b representa a deformação das paredes de tabique.



a) Fissuração diagonal em parede de alvenaria de tijolo.



b) Ligeira deformação em parede de tabique, no piso 2.

Figura 2.14 – Danos observados em paredes de alvenaria de tijolo e de tabique (NCREP, 2016a).

2.2.3.2 Elementos horizontais

Em relação aos pavimentos de betão armado, não são visíveis deformações, fissuras ou indícios de corrosão. Refere-se apenas o empolamento do soalho em vários compartimentos do edifício (Figura 2.15a) e infiltrações nos tetos associada a ligeira colonização biológica (Figura 2.15b), que estão relacionadas com as entradas de água pela cobertura. Ao nível do piso 0, foi possível observar a presença e acumulação de água, que resulta de infiltrações de água (Figura 2.15c).



a) Degradação do soalho do pavimento de betão armado, ao nível do piso 3.



b) Infiltrações no teto do piso 3.



c) Acumulação de água, ao nível do piso 0.

Figura 2.15 – Danos observados em pavimentos de betão armado (NCREP, 2016a).

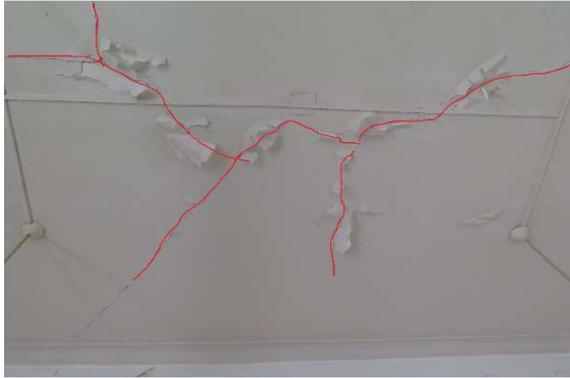
A generalidade dos pavimentos de madeira apresentam danos relacionados com ataques de agentes bióticos, mais concretamente por fungos de podridão e caruncho (Figura 2.16a). Também se verificou danos provocados por ataque de insetos sociais (térmitas), mas de forma menos incidente (Figura 2.16b). De modo a confirmar se estes ataques se prolongam para o interior das vigas, foram realizados ensaios com o equipamento resistógrafo (permite avaliar o estado de conservação interno e superficial dos elementos de madeira). Os tetos dos vários pisos apresentam, de uma forma geral, fissuração irregular (Figura 2.16c). Para além disso, surgem pontualmente manchas de humidade e ligeira contaminação biológica (Figura 2.16d).



a) Ataque de caruncho em viga junto à fachada principal.



b) Dano causado por ataque de térmitas.



c) Fissuração irregular e destacamento do reboco generalizado no teto do piso 3.



d) Manchas de humidade e bolor no teto do piso 0.

Figura 2.16 – Danos observados em pavimentos de madeira (NCREP, 2016a).

Por fim, o pavimento térreo não apresenta qualquer indício de assentamentos diferenciais, apresentando-se em bom estado de conservação. Contudo, a presença de água no pavimento (Figura 2.17a) e o empolamento do soalho resultante da presença de humidade (Figura 2.17b) são constantes, podendo estar relacionada com um insuficiente ou inadequado sistema de drenagem.



a) Presença de água no pavimento do saguão.



b) Empolamento do soalho sobre o pavimento térreo.

Figura 2.17 – Danos observados em pavimentos térreos (NCREP, 2016a).

2.2.3.3 Cobertura

De um modo geral, a cobertura inspecionada (zona Z1, Z2 e Z3 de uma forma mais limitada) do presente edifício encontra-se em bom estado de conservação. Menciona-se ainda que não foi possível aceder em segurança à cobertura da claraboia.

No entanto, destaca-se a degradação ligeira na generalidade dos elementos da cobertura por ataque de agentes bióticos, nomeadamente caruncho, com pequena profundidade de degradação e, como tal, com pouco efeito na diminuição da secção resistente dos elementos, Figura 2.18a. Observou-se, também, um ligeiro empeno de uma das vigas que suporta a linha da asna A2, visível na Figura 2.18b.

Por fim, a linha de uma das asnas e uma das madres da cobertura Z1 (Figura 2.18c) apresentam degradação acentuada provocada por fungos de podridão.



a) Ligeira perda de seção da cumeeira por ataque de caruncho.



b) Ligeiro empeno na viga que serve de suporte da linha da asna A2.



c) Degradação de uma das madres da cobertura Z1 por ataque de fungos de podridão.

Figura 2.18 – Danos observados na cobertura de madeira (NCREP, 2016a).

Apesar de não se ter acedido à cobertura do corpo anexo B, verificou-se a partir do exterior que o revestimento interior se encontra pontualmente danificado, o que aponta para o mau estado de conservação da cobertura, Figura 2.19.



Figura 2.19 – Patologia na cobertura do corpo B (NCREP, 2016a).

2.2.4 Considerações finais

No decorrer do trabalho foram efetuadas várias visitas ao edifício, tendo sido realizados, para além de uma inspeção geral, ensaios no local que permitiram avaliar com maior rigor a constituição e o estado de conservação da estrutura. A partir destes ensaios e da análise efetuada nos pontos anteriores, foi possível concluir que a estrutura do edifício se encontra em bom estado. Nos pontos seguintes são expostas as principais conclusões que resultaram deste estudo.

Paredes de alvenaria de pedra:

- As paredes de alvenaria de pedra do edifício apresentam, de uma forma geral, um bom estado de conservação.

Pavimentos em madeira:

- Os pavimentos existentes em madeira nos diferentes pisos encontram-se, na sua generalidade, em bom estado de conservação material;
- A generalidade dos pavimentos apresenta ataques pontuais ligeiros de caruncho com reduzida profundidade de degradação;
- Foram observados ataques pontuais por insetos sociais (térmitas), apesar de não terem sido encontrados indícios de que os ataques ainda se encontram ativos.

Paredes de tabique:

- As paredes interiores em tabique, de um modo geral, encontram-se em bom estado de conservação, apresentando apenas alguma fissuração vertical e diagonal, e deformações ligeiras relacionadas com a deformabilidade de alguns pavimentos.

Cobertura em madeira:

- A estrutura de madeira da cobertura do edifício está em bom estado de conservação, tendo apenas sido encontradas algumas zonas pontuais com ataques mais profundos;
- Apesar de não ter sido possível aceder à cobertura do corpo B, verificou-se a partir do exterior que o revestimento interior se encontra pontualmente danificado, apontando para o mau estado de conservação da cobertura.

Elementos de betão armado:

- Da inspeção realizada podemos concluir que os elementos estruturais de betão se encontram-se em bom estado de conservação, não apresentando deformações e fissuras que ponham em causa a sua eficiência estrutural.

2.3 CASO DE ESTUDO 2

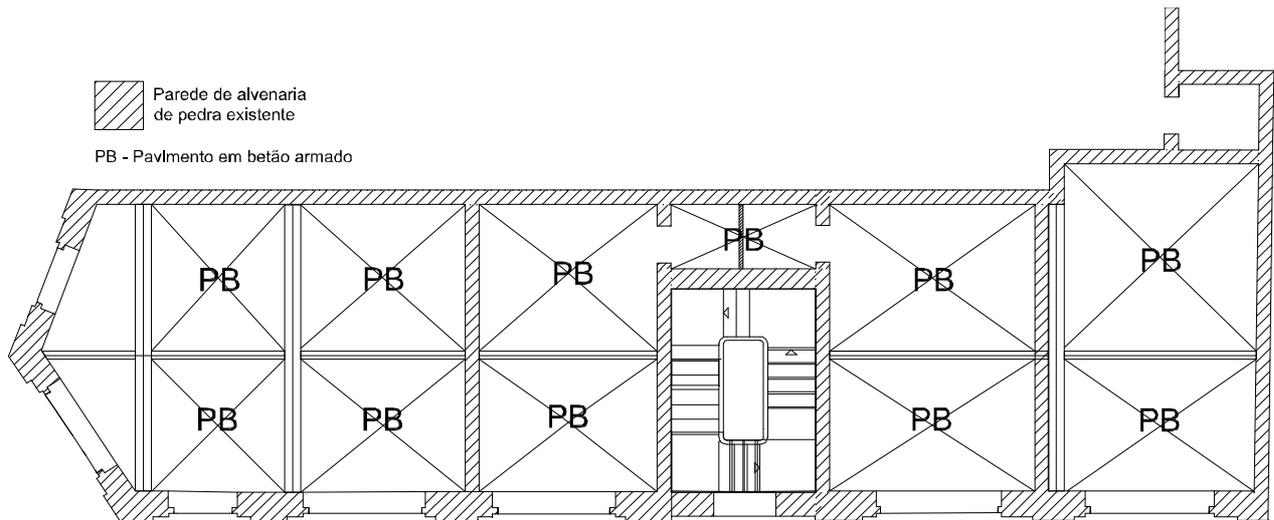
O estado de conservação do caso de estudo 2, constatado após as atividades de inspeção e diagnóstico, será a base para a proposta de medidas de intervenção. De salientar que, as ações de intervenção deverão ter em conta o facto de estarmos na presença de um edifício antigo, com materiais e sistemas construtivos para os quais se exige uma intervenção cuidada.

2.3.1 Descrição do edifício

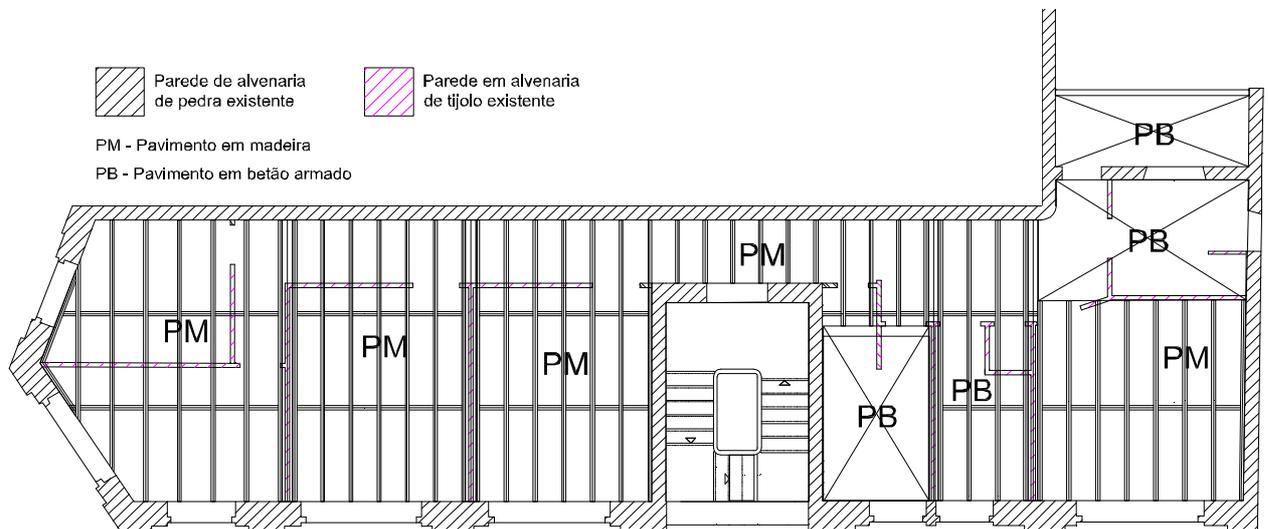
O segundo caso de estudo localiza-se no centro histórico do Porto e tem como ano de construção 1922 (Figura 2.20). O edifício é constituído por quatro pisos com cerca de 125m² cada, cujas plantas estruturais também se encontram representadas na Figura 2.20. Quanto à utilização, o piso 0 destina-se a comércio enquanto os restantes pisos se destinam a habitação. Em parte da implantação do edifício existe ainda um piso intermédio entre o piso 0 e o piso 1, com pé-direito mais reduzido e com acesso através da caixa de escadas ou de um dos estabelecimentos comerciais do piso 0. Em relação às plantas estruturais representadas nas Figura 2.20a e b, as paredes de alvenaria de pedra encontram-se representadas com uma trama a preto e branco enquanto as de alvenaria de tijolo com trama cor-de-rosa. Quanto aos elementos estruturais horizontais, os pavimentos em betão armado e madeira são designados por PB e PM, respetivamente.



a) Configuração do edifício.



a) Planta estrutural do piso 1 (sem escala).



b) Planta estrutural dos pisos 2 e 3 (sem escala).

Figura 2.20 – Edifício: Caso de estudo 2 (NCREP, 2016b).

2.3.2 Caracterização dos elementos estruturais

2.3.2.1 Elementos verticais

A estrutura resistente vertical do edifício é maioritariamente constituída por paredes de alvenaria de pedra em granito (Figura 2.21). A parede de empena é meeira e apresenta uma folha única com espessura de aproximadamente 0,30m. Por sua vez, as paredes de fachada tem uma espessura superior, de cerca de 0,50m, apresentando aparentemente folha dupla. Refere-se ainda a existência de duas paredes de alvenaria de pedra transversais à fachada principal, que circundam a caixa de escadas, com 0,25m de espessura. De salientar que a maioria das padieiras são materializadas em betão armado.



Figura 2.21 – Fachada principal em alvenaria de pedra, (NCREP, 2016b).

As paredes de compartimentação interiores do edifício são constituídas por alvenaria de tijolo e têm espessura de cerca de 0,10m. As paredes paralelas à fachada principal apoiam-se na laje de betão armado do piso 1 e nas vigas de madeira dos pavimentos dos pisos 2 e 3 através de pequenos prumos verticais de madeira, Figura 2.22a. Estas paredes desempenham a função de suporte intermédio dos pavimentos de madeira. Quanto às paredes divisórias perpendiculares à fachada principal encontram-se apoiadas diretamente em vigas de betão armado, Figura 2.22b.



a) Configuração de parede paralela à fachada principal (prumo vertical a vermelho).



b) Configuração de parede perpendicular à fachada principal.

Figura 2.22 – Paredes de alvenaria de tijolo, (NCREP, 2016b).

Em relação às escadas do edifício, materializadas em betão armado, apoiam-se nas paredes de pedra da fachada principal, da empena e transversais, e vencem vãos de aproximadamente 4,0m (Figura 2.23).



Figura 2.23 – Caixa de escadas em betão armado, (NCREP, 2016b).

2.3.2.2 Elementos horizontais

Os elementos horizontais, no presente caso de estudo, são em betão armado e em madeira.

O pavimento do piso 1 é constituído por uma laje maciça em betão armado, com comportamento bidirecional e com espessura de aproximadamente 0,10m (Figura 2.24).

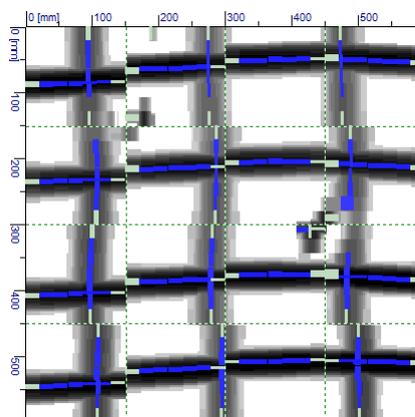
Estas lajes apoiam-se em paredes de alvenaria de pedra e em vigas de betão armado paralelas à fachada principal com secção de cerca de $0,15 \times 0,25 \text{ m}^2$ e com um vão máximo de 4,0m (vigas VB1). Para além destas, existem vigas de betão armado perpendiculares à fachada principal com secção de cerca de $0,30 \times 0,45 \text{ m}^2$ (vigas VB2), que servem de suporte às vigas VB1. Refere-se ainda que as paredes de alvenaria de tijolo transversais à fachada principal encontram-se suportadas em vigas de betão armado com secção transversal de $0,20 \times 0,25 \text{ m}^2$ (vigas VBA 3). Nos pisos 2 e 3 existem também lajetas de betão armado na zona das instalações sanitárias, cozinha e varanda.



Figura 2.24 – Laje do pavimento do piso 1 em betão armado (NCREP, 2016b).

De modo a identificar a posição, o espaçamento e o diâmetro das armaduras, e a estimar a camada de recobrimento, nos elementos de betão armado, foi utilizado o equipamento Ferrosan® PS 200 da

“HILTI”, Figura 2.25. Estes ensaios permitiram concluir que a malha da laje é constituída por varões de 3/8 polegadas com espaçamento de 0,15m numa direção e de 0,20m na outra direção.



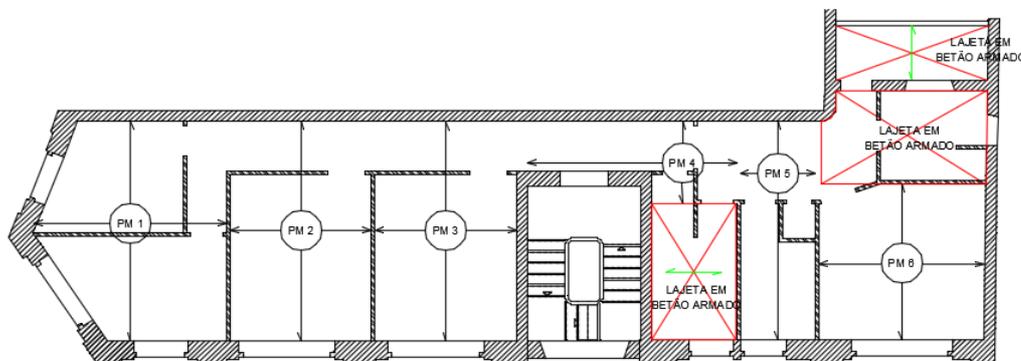
a) Realização de ensaio de Ferroskan em laje de betão armado.

b) Resultado de ensaio executado na laje de betão armado.

Figura 2.25 – Ensaio realizado com Ferroskan (NCREP, 2016b).

Por outro lado, a Figura 2.26a resume a localização dos pavimentos de madeira do edifício, comum aos pisos 2 e 3. De uma forma geral, os pavimentos são constituídos por vigas de madeira folhosa, provavelmente eucalipto, como secção transversal de 8x25cm² e com espaçamento médio de 0,60m. Este espaçamento nem sempre foi determinado diretamente (Figura 2.26b), por vezes foi necessário recorrer a um detetor de metais (Figura 2.26c).

As vigas de madeira apoiam-se nas paredes de alvenaria de pedra, através de um apoio direto à alvenaria ou em pequenos lintéis de betão armado existentes à cota dos pisos (Figura 2.26d). Numa intervenção recente foram introduzidos reforços estruturais em várias vigas de madeira, nomeadamente nos seus apoios na fachada principal, Figura 2.26e. Estes reforços são constituídos por chapas metálicas e varões roscados a ligar um enxerto de madeira introduzido e a parte existente da viga de madeira.



a) Designação dos pavimentos de madeira (sem escala).



b) Pavimento de madeira do piso 3.



c) Determinação do alinhamento das vigas através do detetor de metais.



d) Apoio das vigas em lintel de betão armado.

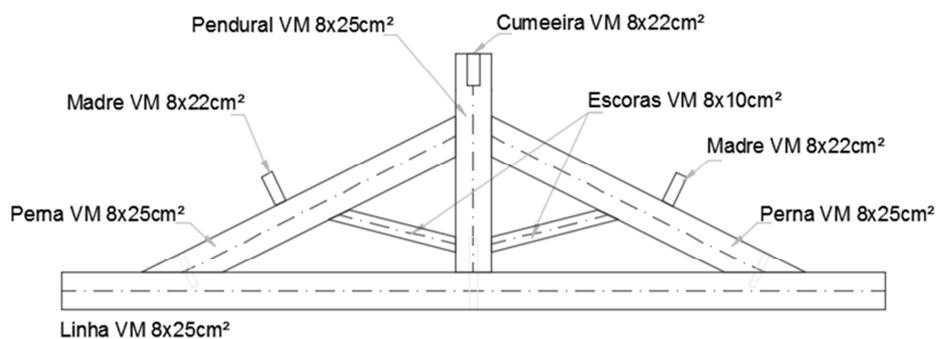


e) Chapa metálica de refoço colocada em intervenção recente.

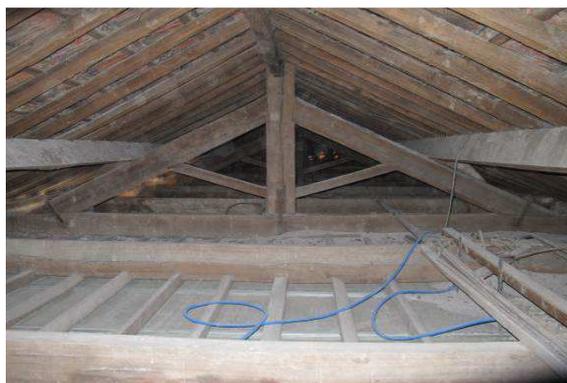
Figura 2.26 – Pavimentos em madeira (NCREP, 2016b).

2.3.2.3 Cobertura

A cobertura do edifício é constituída por uma estrutura resistente em madeira, com 5 asnas dispostas perpendicularmente à fachada principal do edifício, apoiadas nas paredes resistentes em alvenaria de pedra. Estas asnas, designadas por Asna A1, suportam as madres, cumeeiras e rincões, que apresentam secção transversal de 8x22cm², Figura 2.27.



a) Representação esquemática e dimensões dos elementos da Asna A1 (sem escala).



b) Asna A1

Figura 2.27 – Cobertura em madeira (NCREP, 2016b).

Sobre a cumeeira e as madres apoiam-se as varas, com secção de cerca de $7 \times 7 \text{cm}^2$, que dão por sua vez suporte ao ripado da telha. No topo da parede de alvenaria de pedra existe um frechal de madeira com secção de $8 \times 8 \text{cm}^2$.

Por fim, refere-se que entre asnas existe um conjunto de vigas de madeira com secção de $8 \times 25 \text{cm}^2$ que serve de suporte às ripas de apoio do teto estucado.

2.3.3 Indicação dos danos estruturais

Esta secção inclui uma descrição dos vários danos estruturais identificados no decorrer das campanhas de inspeção. De forma a realizar uma caracterização adequada, foi executada uma lista de danos por tipo de elemento estrutural (Tabela 2.2).

No Anexo II apresenta-se o mapeamento dos danos estruturais identificados neste caso de estudo.

Tabela 2.2 – Danos estruturais identificados no caso de estudo 2.

DANOS ESTRUTURAIS	
Elementos verticais - alvenaria	
A1	Humidade
A2	Degradação dos rebocos por presença de água
A3	Colonização biológica
A4	Fissuração na padieira
Elementos horizontais - madeira	
M1	Humidade
M2	Ataque de agentes bióticos

M3	Colonização biológica no teto
M4	Apoio degradado
M5	Entrega dos apoios muito curta
Cobertura – madeira	
C1	Elemento degradado em zona de apoio

2.3.3.1 Elementos verticais

As paredes de alvenaria de pedra não exibem deformações estruturais significativas que coloquem em causa as condições de estabilidade do edifício. As anomalias existentes nestes elementos estruturais são a degradação e destacamento de rebocos e a presença de colonização biológica, provocadas pela entrada de água (Figura 2.28a). Para além disso, na fachada principal, verificou-se, pontualmente, fissuração ligeira das padieiras (Figura 2.28b). Como referido atrás, estas padieiras são em betão armado, sendo que a fissuração observada, pela configuração apresentada, não se considera relevante.



a) Colonização biológica na fachada principal do edifício.



b) Fissuração de padieira.

Figura 2.28 – Danos observados em paredes de alvenaria de pedra (NCREP, 2016b).

Quanto às paredes interiores de alvenaria de tijolo, refere-se a presença de humidade e bolor em algumas zonas, principalmente ao nível dos pisos 2 e 3.

2.3.3.2 Elementos horizontais

Os pavimentos em betão armado apresentam um bom estado de conservação, não se verificando qualquer tipo de danos que comprometam o funcionamento atual da estrutura.

Relativamente aos pavimentos de madeira do edifício, foram observados vários danos. Identificaram-se indícios de ataque de insetos sociais (térmitas) no soalho, perceptíveis através da existência de pequenos túneis, Figura 2.29a. Contudo, e após uma inspeção mais detalhada com recurso a ensaios de resistógrafo (Figura 2.29b), conclui-se que o ataque se encontra apenas no soalho e não se alastrou para a restante estrutura resistente. Também se identificaram, em várias vigas do piso 2 e piso 3, danos causados por ataques de insetos de ciclo larvar (caruncho), Figura 2.29c.

Relativamente aos apoios das vigas, observou-se a existência de alguns apoios ligeiramente degradados devido ao ataque de fungos xilófagos (Figura 2.29d) e que algumas entregas dos apoios das vigas na lajeta são bastante reduzidas (Figura 2.29e).

Por último, a Figura 2.29f representa a presença de humidade e colonização biológica em algumas zonas dos tetos.



a) Degradação do soalho devido a ataque de térmitas.



b) Utilização do resistógrafo numa viga de pavimento do piso 2.



c) Perda de secção das vigas causada por ataque de caruncho.



d) Apoio de viga degradado.



e) Entrega dos apoios bastante reduzida.



f) Colonização biológica e humidade presente no teto do piso 3.

Figura 2.29 – Danos observados em pavimentos de madeira (NCREP, 2016b).

2.3.3.3 Cobertura

Através da inspeção visual realizada à cobertura, foi possível observar algumas zonas em que ocorreu entrada de água. Como consequência, verificou-se a degradação de alguns elementos estruturais de madeira, em particular na zona dos apoios nas paredes, Figura 2.30.



a) Degradação de rincão na zona de apoio.



b) Deterioração da linha na zona de apoio na parede de alvenaria de pedra.

Figura 2.30 – Danos observados na cobertura (NCREP, 2016b).

As vigas de suporte de teto estão degradadas, sendo que uma parte delas apresenta perda de secção transversal devido ao ataque de caruncho. Existem ainda alguns elementos secundários da cobertura com degradação ligeira, nomeadamente varas e ripado.

2.3.4 Sugestão de medidas de intervenção

A análise, com base nos resultados da fase de inspeção, permitiu identificar as causas para os danos existentes, assim como avaliar o estado de conservação estrutural do edifício, de forma a determinar as

medidas de intervenção necessárias à reabilitação do edificado. De seguida, encontra-se descrita a proposta da metodologia de intervenção para o presente caso de estudo.

De salientar que, no Anexo II apresenta-se a representação em pormenor das soluções de intervenção.

2.3.4.1 Elementos verticais

A intervenção proposta para os elementos verticais é a seguinte:

- Paredes de alvenaria de pedra: As fissuras deverão ser consolidadas com argamassas compatíveis com o aparelho de pedra. A presença de humidade causada pela entrada de água, que conseqüentemente provocou a degradação e destacamento de rebocos e criou condições para o desenvolvimento de uma colonização biológica, deverá ser eliminada após a intervenção global nos edifícios e a criação de um sistema de impermeabilização e de drenagem de águas pluviais.
- Paredes de alvenaria de tijolo: As manchas de humidade identificadas podem ser eliminadas pela correta ventilação das paredes e a utilização regular dos espaços.

2.3.4.2 Elementos horizontais em betão armado

Tendo em conta ao bom estado de conservação observado nos elementos de betão armado, não é necessário proceder ao reforço estrutural da laje e das vigas pois não haverá alteração das cargas atuantes na estrutura.

Na laje das instalações sanitárias dos pisos 2 e 3 será necessário introduzir um perfil metálico de reforço, uma vez que a parede de alvenaria de tijolo que auxilia o seu suporte vai ser removida. O perfil, a dimensionar em fase de projeto, será colocado paralelamente à viga de betão armado existente, para suporte da laje de betão armado da instalação sanitária atual.

2.3.4.3 Elementos horizontais em madeira

No presente caso de estudo foi realizada uma análise de segurança estrutural dos pavimentos de madeira, com base nas condições dispostas no Eurocódigo 5 (CEN, 2004), incluindo verificações em termos de resistência (ELU – Estados Limites Últimos) e de utilização (Estados Limites de Serviço – ELS).

As verificações de segurança em ELU que são necessárias em pavimentos de madeira são (Costa, 2015):

- Flexão simples;
- Corte;
- Compressão perpendicular ao fio (esmagamento do apoio);

- Instabilidade (bambeamento).

Em relação ao ELS, deve ser verificado os seguintes parâmetros (Costa, 2015):

- Deformação;
- Vibração.

De seguida será apresentado o método de cálculo das diferentes verificações acima mencionadas.

Flexão simples:

No caso de flexão simples deve ser satisfeita a seguinte expressão:

$$k_h \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (2.1)$$

onde:

$\sigma_{m,y,d}$ — tensão atuante de flexão em relação aos eixos principais;

$f_{m,y,d}$ — tensão resistente de cálculo;

k_h — traduz a probabilidade da peça ter defeitos. Este valor é determinado a partir das equações 2.2 (madeira maciça) e 2.3 (madeira lamelada colada).

$$k_h = \min \left[\left(\frac{150}{h} \right)^{0.2} ; 1.3 \right], h \leq 150mm \quad (2.2)$$

$$k_h = \min \left[\left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} ; 1.1 \right], h \leq 600mm \quad (2.3)$$

Corte:

A verificação da segurança ao corte é realizada a partir de:

$$\tau_{sd} \leq f_{v,d} \quad (2.4)$$

em que:

$f_{v,d}$ — valor de cálculo da resistência ao corte;

τ_{sd} — valor de cálculo da tensão de corte. Este valor é determinado através da equação 2.5 (para secções retangulares) e a partir da equação 2.6 (para secções circulares).

$$\tau_{sd} = \frac{3 V_{sd}}{2 A} \quad (2.5)$$

$$\tau_{sd} = \frac{4 V_{sd}}{3 A} \quad (2.6)$$

Nos casos em que as vigas de madeira estão sujeitas a esforços de flexão, a base deve ser afetada pelo coeficiente k_{cr} (corresponde a 0,67 nos casos de madeira maciça e lamelada colada).

Compressão perpendicular ao fio (esmagamento do apoio):

A verificação da compressão perpendicular ao fio é calculada a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} \quad (2.7)$$

em que:

$\sigma_{c,90,d}$ — valor de tensão de compressão na zona de contacto perpendicular ao fio;

$k_{c,90}$ — parâmetro que relaciona a configuração do carregamento, a possibilidade de fendimento e o grau de deformação por compressão;

$f_{c,90,d}$ — valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio.

Instabilidade (bambeamento):

A verificação da relação entre as tensões atuantes e resistentes, afetadas pelo valor de K_{crit} calcula-se da seguinte forma:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (2.8)$$

Esta verificação consiste na limitação da tensão resistente de cálculo em função das tensões atuantes críticas para uma determinada peça de madeira. Esta limitação é realizada através do fator K_{crit} , que por sua vez é calculado em função da esbelteza:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & , \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & , \text{para } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & , \text{para } 1.4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (2.9)$$

Quanto à esbelteza, o método de cálculo é o seguinte:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (2.10)$$

onde:

$f_{m,k}$ — valor característico da resistência à flexão;

$\sigma_{m,crit}$ — tensão crítica de flexão.

A tensão crítica calcula-se com recurso à seguinte equação:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78b^2}{h ml} E_{0.05} \quad (2.11)$$

em que:

b — base da peça;

h — altura da peça;

l — comprimento da peça;

$E_{0.05}$ — valor correspondente ao percentil de 5% do módulo de elasticidade paralelo ao fio;

m — parâmetro que determina o comprimento efetivo.

Deformação:

A determinação da deformação final (u_{fin}) é dada pelo somatório das deformações dos diferentes carregamentos, tendo em conta os efeitos de fluência.

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi} \quad (2.12)$$

em que:

$u_{fin,G}$ — deformação final para o carregamento G;

$u_{fin,Q1}$ — deformação final para o carregamento Q_1 ;

$u_{fin,Qi}$ — deformação final para o carregamento Q_i .

Estes parâmetros são calculados de acordo com as seguintes equações:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad (2.13)$$

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1}(1 + \psi_{2,1}k_{def}) \quad (2.14)$$

$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{def}) \quad (2.15)$$

A Tabela 2.3 apresenta os valores do coeficiente de fluência, em função da classe de serviço e do tipo de madeira em questão.

Tabela 2.3 – Valores de k_{def} , definidos no EC5.

Material	Classe de Serviço		
	1	2	3
Madeira maciça	0.6	0.8	2
Madeira lamelada	0.6	0.8	2

Por fim, a Tabela 2.4, contém os valores máximos de deformação estabelecidos no EC5.

Tabela 2.4 – Flechas máximas, de acordo com o EC5.

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Vigas sobre dois apoios	$\frac{l}{300} \leq a \leq \frac{l}{500}$	$\frac{l}{250} \leq a \leq \frac{l}{350}$	$\frac{l}{150} \leq a \leq \frac{l}{300}$
Vigas em consola	$\frac{l}{150} \leq a \leq \frac{l}{250}$	$\frac{l}{125} \leq a \leq \frac{l}{175}$	$\frac{l}{75} \leq a \leq \frac{l}{150}$

Vibração:

A frequência fundamental do pavimento de madeira determina-se a partir da seguinte expressão:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \times \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (2.16)$$

em que:

l —vão do pavimento;

$(EI)_L$ —rigidez equivalente de flexão de placa de pavimento segundo um eixo perpendicular à direção das vigas;

m —massa por unidade de área.

A primeira verificação apresentada está relacionada com as vibrações de baixa frequência, aqui representado pela deformação na zona central de um pavimento provocada por uma força estática de 1kN, representativa de passada lenta. Os valores limites desta deformação são:

$$a \leq 1,8mm \text{ para } l \leq 4,0m \quad (2.17)$$

$$a \leq \frac{16500}{l^{1,1}} mm \text{ para } l > 4,0m \quad (2.18)$$

A deformação da zona central do pavimento pode ser encontrada a partir da seguinte equação:

$$a = \frac{1000 k_{dist} l_{eq}^3 k_{amp}}{48 (EI)_{viga}} \quad (2.19)$$

onde:

$(EI)_{viga}$ — rigidez à flexão de uma viga;

$(EI)_b$ —rigidez flexão do soalho.

$$k_{dist} = \max\left(0,38 - 0,08 \ln\left(\frac{14 (EI)_b}{s^4}\right); 0,30\right) \quad (2.20)$$

$$l_{eq} = \begin{cases} l & , \text{para vigas simplesmente apoiadas} \\ 0,9l & , \text{para vãos extremos de vigas contínuas} \\ 0,85l & , \text{para vãos intermédios de vigas} \end{cases} \quad (2.21)$$

$$k_{amp} = \begin{cases} 1,05 & , \text{para vigas simplesmente apoiadas} \\ 1,10 & , \text{para vigas contínuas} \end{cases} \quad (2.22)$$

A segunda verificação consiste na influência que as vibrações de alta frequência podem originar nos pavimentos. Essa verificação é realizada de acordo com:

$$v \leq b(f_1 \zeta^{-1}) \quad (2.23)$$

em que:

$$b = \begin{cases} 180 - 60a & , \text{com } a \leq 1mm \\ 160 - 40a & , \text{com } a > 1mm \end{cases} \quad (2.24)$$

f_1 — 1ª frequência natural de vibração;

ζ —coeficiente de amortecimento.

O valor da velocidade de deformação pode ser calculada por:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6 n_{40})}{mbl + 200} \quad (2.25)$$

onde:

n_{40} — número de modos de vibração de primeira ordem até 40Hz.

Seguidamente apresentam-se verificações aos pavimentos de madeira do presente caso de estudo.

As características da ligação da viga/parede de alvenaria materializam um apoio que nesta verificação será considerado simples, ou seja, as vigas são consideradas simplesmente apoiadas nas paredes de alvenaria. Em termos de carregamento, para além do pedo próprio dos elementos estruturais, considerou-se o peso dos revestimentos existentes, nomeadamente as tabuas de soalho e o teto

estucado, com um total de 0,75kN/m². Por outro lado, uma vez que o edifício funcionará com espaços destinados à habitação, foi admitida uma sobrecarga nos pavimentos de 2,0kN/m². No que respeita às características mecânicas das vigas madeira, adotou-se, tendo em conta a inspeção visual realizada, uma classe resistente D30, com uma densidade de 640kg/m³.

Para a verificação de segurança foi admitido um vão de 4,30m ao invés de 5,70m (distância entre a fachada principal e a parede de empena) uma vez que as paredes de alvenaria de tijolo do corredor, paralelas à fachada principal, servem como apoio intermédio aos pavimentos.

De seguida apresentam-se as verificações de segurança realizadas, em relação aos ELU e ELS (vibração e deformação), Figura 2.31 e Figura 2.32.

Piso	Pav.	Espessura sc	Vão (m)	Espaçamento vigas (m)	Carregamento		Características e propriedades das vigas					E.L.U. Flexão (sem bamb.)		E.L.U. Com bamb.		E.L.U. Corte	E.L.U. Esmag. apoio		
					Revestimentos (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	psi2	Maciça	k _{sys}	b (mm)	h ou ø (mm)	Rácio (G+Q)	Rácio (G)	m	Alinhamento Tarugos	Rácio	Rácio	l _{espais} (mm)	Rácio
Avaliação de segurança dos elementos existentes																			
Pavimentos																			
Piso 3	PM 1	0,03	3	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,19	0,01	0,88	1	0,19	0,25	80	0,10
Piso 3	PM 2	0,03	4,3	0,56	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,32	0,03	0,88	1	0,32	0,31	80	0,12
Piso 3	PM 3	0,03	4,3	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,33	0,03	0,88	1	0,33	0,31	80	0,12
Piso 3	PM 4	0,03	2,15	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,08	0,01	0,88	1	0,08	0,15	80	0,06
Piso 3	PM 5	0,03	3,8	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,25	0,02	0,88	1	0,25	0,27	80	0,10
Piso 3	PM 6	0,03	4	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,28	0,02	0,88	1	0,28	0,29	30	0,20
Piso 2	PM 1	0,03	3	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,19	0,01	0,88	1	0,19	0,25	80	0,10
Piso 2	PM 2	0,03	4,3	0,56	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,32	0,03	0,88	1	0,32	0,31	80	0,12
Piso 2	PM 3	0,03	4,3	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,33	0,03	0,88	1	0,33	0,31	80	0,12
Piso 2	PM 4	0,03	2,15	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,08	0,01	0,88	1	0,08	0,15	80	0,06
Piso 2	PM 5	0,03	3,8	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,25	0,02	0,88	1	0,25	0,27	80	0,10
Piso 2	PM 6	0,03	4	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,28	0,02	0,88	1	0,28	0,29	30	0,20

Figura 2.31 – Verificação ao ELU dos pavimentos de madeira, para a situação atual (NCREP, 2016b).

					Carregamento		Características e propriedades das vigas							E.L.S. - Deformação			E.L.S. - Vibração	
Piso	Pav.	Espessura (sc)	Vão (m)	Espaçamento vigas (m)	Revestimentos (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	psi2	Maciça	k _{sys}	b (mm)	h ou ø (mm)	u _{inst,total} (mm)	1º Critério u _{inst,EL} /300	u _{fin,total} (mm)	2º Critério u _{fin,EL} /250	Rácio	Rácio (v<=vp)	
Avaliação de segurança dos elementos existentes																		
Pavimentos																		
Piso 3	PM 1	0,03	3	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	2,17	10,00	2,74	12,00	0,11	0,19	
Piso 3	PM 2	0,03	4,3	0,56	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	7,35	14,33	9,33	17,20	0,30	0,33	
Piso 3	PM 3	0,03	4,3	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	7,47	14,33	9,48	17,20	0,30	0,33	
Piso 3	PM 4	0,03	2,15	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,52	7,17	0,66	8,60	0,03	#NUM!	
Piso 3	PM 5	0,03	3,8	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	4,47	12,67	5,68	15,20	0,19	0,29	
Piso 3	PM 6	0,03	4	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	5,64	13,33	7,16	16,00	0,22	0,31	
Piso 2	PM 1	0,03	3	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	2,17	10,00	2,74	12,00	0,11	0,19	
Piso 2	PM 2	0,03	4,3	0,56	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	7,35	14,33	9,33	17,20	0,30	0,33	
Piso 2	PM 3	0,03	4,3	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	7,47	14,33	9,48	17,20	0,30	0,33	
Piso 2	PM 4	0,03	2,15	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,52	7,17	0,66	8,60	0,03	#NUM!	
Piso 2	PM 5	0,03	3,8	0,55	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	4,47	12,67	5,68	15,20	0,19	0,29	
Piso 2	PM 6	0,03	4	0,57	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	5,64	13,33	7,16	16,00	0,22	0,31	

Figura 2.32 - Verificação ao ELS dos pavimentos de madeira, para a situação atual (NCREP, 2016b).

Como é possível verificar, os pavimentos analisados cumprem as verificações para ambos estados limite. Então, não se considera necessário reforçar os pavimentos de madeira, uma vez que cumprem os requisitos regulamentares.

Contudo, tendo em consideração a proposta do projeto de arquitetura, o vão do pavimento PM1 vai aumentar para 5,70m em virtude da demolição da parede de alvenaria de tijolo existente nos compartimentos transversalmente às vigas de madeira. A verificação para o ELU e ELS, para este novo valor de vão, apresenta-se nas Figura 2.33 e Figura 2.34.

					Carregamento		Características e propriedades das vigas				E.L.U. Flexão (sem bamb.)		E.L.U. Com bamb.		E.L.U. Corte	E.L.U. Esmag. apoio			
Piso	Pav.	Espessura (sc)	Vão (m)	Espaçamento vigas (m)	Revestimentos (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	psi2	Maciça	k _{sys}	b (mm)	h ou ø (mm)	Rácio (G+Q)	Rácio (G)	m	Alinhamento Tarugos	Rácio	Rácio	l _{esprio} (mm)	Rácio
Avaliação de segurança dos elementos existentes																			
Pavimentos																			
Piso 3	PM 1	0,03	5,7	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,67	0,05	0,88	1	0,67	0,48	80	0,18
Piso 2	PM 1	0,03	5,7	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	0,67	0,05	0,88	1	0,67	0,48	80	0,18

Figura 2.33 - Verificação ao ELU dos pavimentos de madeira, para a nova situação de carregamento (NCREP, 2016b).

 Piso Pav. Espessura sc Vão (m) Espaçamento vigas (m)				Carregamento		Características e propriedades das vigas							E.L.S. - Deformação			E.L.S. - Vibração	
				Revestimentos (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	psi ₂	Maciça	k _{sys}	b (mm)	h ou ø (mm)	U _{inst,total} (mm)	1º Critério u _{inst} EI/300	U _{fin,total} (mm)	2º Critério u _{fin} EI/250	Rácio	Rácio (v<=vp)	
Avaliação de segurança dos elementos existentes																	
Pavimentos																	
Piso 3	PM 1	0,03	5,7	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	26,21	19,00	33,18	22,80	1,10	0,30
Piso 2	PM 1	0,03	5,7	0,67	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	26,21	19,00	33,18	22,80	1,10	0,30

Figura 2.34 - Verificação ao ELS dos pavimentos de madeira, para a nova situação de carregamento (NCREP, 2016b).

Como é possível observar, apesar do pavimento PM1 verificar os critérios de segurança, não verifica os critérios de deformação e vibração. De modo a contornar este obstáculo, sugere-se o reforço através da introdução de novas vigas de madeira, a colocar paralelamente entre as vigas existentes. A Figura 2.35 apresenta a verificação à deformação e vibração do pavimento PM1 com a nova solução de reforço.

 Piso Pav. Espessura sc Vão (m) Espaçamento vigas (m)				Carregamento		Características e propriedades das vigas							E.L.S. - Deformação			E.L.S. - Vibração	
				Revestimentos (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	psi ₂	Maciça	k _{sys}	b (mm)	h ou ø (mm)	U _{inst,total} (mm)	1º Critério u _{inst} EI/300	U _{fin,total} (mm)	2º Critério u _{fin} EI/250	Rácio	Rácio (v<=vp)	
Avaliação de segurança dos elementos existentes																	
Pavimentos																	
Piso 3	PM 1	0,03	5,7	0,35	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	14,51	19,00	18,64	22,80	0,96	0,25
Piso 2	PM 1	0,03	5,7	0,35	0,5	2	0,2	D30	1,1	80	250	14,51	19,00	18,64	22,80	0,96	0,25

Figura 2.35 – Verificação ao ELS dos pavimentos de madeira, com reforço estrutural (NCREP, 2016b).

Como se pode observar na figura anterior, com este reforço estrutura, os criterios de deformação e vibração passam a ser respeitados.

Relativamente aos danos estruturais observados em pavimentos de madeira, as intervenções estruturais propostas são:

- O desenvolvimento e ataques de térmitas no soalho (elementos secundários) potenciam a propagação destes ataques para as vigas, sendo assim os elementos afetados deverão ser integralmente removidos.
- A presença de ataques de caruncho conduziram à perda significativa de secção resistente efetiva de algumas vigas. Desta forma, as vigas de madeira assinaladas nas peças desenhadas no piso 2 e no piso 3 e qualquer outro elemento que durante a intervenção se apresente com degradação elevada, deverá ser substituída.
- Reforço dos apoios degradados com recurso a empalmes, de acordo com o pormenor P3 das peças desenhadas, uma vez que estes apoios apresentam elevada degradação, principalmente pela presença de fungos xilófagos.
- Melhoria das condições dos apoios do pavimento PM6 nos pisos 2 e 3, de acordo com o pormenor P2 das peças desenhadas, porque a entrega dos apoios das vigas nas lajetas tem dimensões reduzidas.
- Introdução de novas vigas de refoço paralelas às existentes nos pavimentos PM1 dos pisos 2 e 3, por forma a cumprir os requisitos da legislação em vigor sobre a deformação e vibração. As vigas serão em madeira lamelada colada de pinho nórdico (*Pinus Sylvestris*), com secção transversal a definir em fase de projeto, previamente tratadas em autoclave de duplo vácuo com um produto do tipo Xylophene S.O.R 40 ou equivalente;
- Refere-se ainda algumas ações de carácter geral a ter em consideração: Limpeza e aspiração de todos os elementos de madeira; Aplicação de um produto de tratamento contra insectos e fungos xilófagos em todos os elementos estruturais existentes; Envolvimento das entregas das vigas existentes com tela transpirante e com argamassa à base de cal.

2.3.4.4 Cobertura

Para além da cobertura se encontrar em bom estado de conservação, será necessário proceder a medidas globais de reabilitação e a algumas intervenções de reabilitação e reforço estrutural pontual.

Descrevem-se em seguida as ações de reabilitação e reforço estrutural a adotar na cobertura:

- A degradação da zona de apoio de elementos estruturais (dois rincões e uma asna de linha), poderá ser contornada com a introdução de empalmes, de acordo com as disposições das peças desenhadas.

- Substituição de aproximadamente 20% das varas e introdução de novas vigas secundárias de suporte de teto, devido à degradação causada por ataques de insetos de ciclo larvar (caruncho).
- As seguintes intervenções devem ser realizadas em todos os elementos pertencentes à cobertura: Limpeza e aspiração de todos os elementos de madeira e aplicação de um produto de tratamento contra insetos e fungos xilófagos em todos os elementos estruturais existentes.

2.3.5 Considerações finais

No decorrer do trabalho, foram efetuadas várias visitas ao edifício, permitindo a realização de campanhas de inspeção visual, do levantamento estrutural e da execução de ensaios *in-situ*, com o objetivo de avaliar com maior rigor a constituição e o estado de conservação dos elementos estruturais.

Como conclusões principais, e tendo por base toda a informação descrita neste RID, salienta-se que, ao nível estrutural, o edifício encontra-se em razoável estado de conservação, podendo manter-se grande parte dos elementos estruturais existentes. Destaca-se contudo a necessidade de reabilitação/reforço pontual em alguns elementos estruturais e a introdução pontual de novos elementos estruturais nos pavimentos 2 e 3 e na cobertura.

Por fim, realça-se a importância do estabelecimento e cumprimento de um programa de manutenções periódicas cuidadas aos vários elementos construtivos do edifício na sua futura utilização, contemplando, por exemplo, verificações regulares às estruturas de madeira e dos sistemas de recolha e drenagem de águas pluviais.

3 FIXAÇÕES EM ALVENARIA

Com base na experiência adquirida ao longo dos diversos trabalhos desenvolvidos no NCREP, em fase de projeto de reabilitação/execução, as intervenções mais comuns na atualidade em estruturas de alvenaria consiste na melhoria de ligações com recurso a fixações. Entende-se por “fixações” as ligações que permitem consolidar e reforçar a capacidade estrutural da alvenaria, melhorar o comportamento estrutural da alvenaria em conjugação com outros elementos (pavimentos e cobertura) ou fixar elementos (peças de madeira e vigas metálicas) a paredes de alvenaria. Refere-se ainda, que grande parte das ligações referidas são realizadas a partir de ancoragens químicas.

3.1 INTRODUÇÃO

A oportunidade de contacto com a análise de alguns casos práticos aliada ao baixo volume de literatura especializada sobre o tema (sobretudo literatura orientada para aplicação prática) tornou evidente a necessidade de aprofundar a investigação nesta área, direcionando este trabalho no sentido de alargar o conhecimento sobre a aplicação de fixações em elementos de alvenaria, mais concretamente, na análise no comportamento ao arrancamento de fixações em elementos estruturais de alvenaria.

A alvenaria corresponde a um material heterogéneo obtido pela união de elementos resistentes, como a pedra ou tijolo, interpostos sem qualquer ligante (alvenaria de junta seca) ou ligados entre si a partir de argamassa (alvenaria de junta argamassada), (Almeida, 2013).

A argamassa tem como principal função unir as unidades de alvenaria, melhorar a distribuição das tensões entre as unidades e ajustar as deformações provocadas pelos carregamentos impostos. A argamassa apresenta, normalmente, muito fraca resistência a esforços de tração, baixa resistência à compressão e ao corte devido à presença de vazios e à incoerência do material (Pagaimo, 2004). Por outro lado, as unidades de alvenaria apresentam elevada resistência à compressão e baixa resistência à tração. No caso do granito, material alvo de estudo, a resistência à compressão pode assumir uma gama de valores alargada em função do estado de alteração. De acordo com (Almeida, 2013) os valores de granito do Porto encontram-se entre 20 N/mm² até valores na ordem de 100N/mm², enquanto os valores de granito no norte variam desde 38,7N/mm² e 137,1N/mm² (Ludovico-Marques, et al., 2011).

Com o aparecimento e desenvolvimento do betão armado durante o século XX, o uso da alvenaria diminuiu consideravelmente. Desta forma, houve um progressivo abandono das técnicas e dos conhecimentos tradicionais da construção em alvenaria resistente (Lopes, 2009). Consequentemente, cada vez mais se encontram intervenções inadequadas e desajustadas, muitas vezes desrespeitando documentos com recomendações para as intervenções no património edificado (ICOMOS, 2004).

As intervenções estruturais preconizadas, para além de serem concebidas de forma a cumprir exigências técnicas e económicas e os requisitos arquitetónicos, devem ter em conta os materiais e sistemas estruturais existentes.

Como foi referido anteriormente, a introdução de fixações é uma das intervenções mais comuns da atualidade. Nos últimos anos o interesse na aplicação de fixações em elementos estruturais de alvenaria tem vindo a aumentar, principalmente no reforço de edifícios mais antigos (Silveri, et al., 2015). O facto das ancoragens terem baixo impacto arquitetónico e a sua intervenção ser relativamente simples contribui significativamente para este fenómeno (Moreira, et al., 2016b).

3.2 APLICAÇÕES PRÁTICAS

Associado ao processo construtivo, principalmente dos edifícios antigos, é comum verificar-se a fragilidade das ligações entre paramentos, nomeadamente entre alvenarias de fachadas perpendiculares, bem como entre estas e elementos horizontais. Deste modo, a conjugação da fragilização das estruturas de alvenaria devido ao processo construtivo com a ocorrência de assentamentos diferenciais ou ação sísmica leva ao agravamento da fragilização das estruturas de alvenaria e à consequente necessidade de intervenção (Cruz, 2012).

As intervenções de reforço com fixações em edifícios de alvenaria podem ser subdivididas em dois grandes grupos. No primeiro grupo as fixações são utilizadas para reforçar/melhorar a capacidade estrutural da alvenaria, quer seja na melhoria das ligações entre paredes de alvenaria, no reforço da ligação entre panos de alvenaria de uma mesma parede e utilizadas como componentes de soluções que aumentam a capacidade estrutural do material alvenaria (por exemplo reboco armado). Em relação ao segundo grupo, as fixações são empregues com o intuito de melhorar o comportamento estrutural da alvenaria em conjugação com outros elementos estruturais (através da melhoria das ligações entre os pavimentos de madeira e as paredes de alvenaria, ou de elementos da estrutura da cobertura à alvenaria) e também para permitir a fixação de novos elementos às paredes de alvenaria existentes, nomeadamente vigas de pavimento.

De forma a obter uma melhor compreensão sobre as aplicações das fixações em alvenaria, são apresentados nos pontos seguintes, exemplos dos dois grupos acima descritos.

3.2.1 Fixações alvenaria-alvenaria

- Reforço dos cunhais

Este tipo de intervenção consiste na ligação entre duas paredes ortogonais de alvenaria com recurso a varões roscados. De seguida, apresentam-se dois pormenores (sem escala) deste tipo de ligação concretizados em casos estudados com que houve contacto durante a realização do estágio.

A ligação, representada na Figura 3.1, consiste na colocação de duas chapas metálicas na face interior das paredes, ligadas à face exterior através de varões roscados devidamente selados e de duas chapas metálicas exteriores, contribuindo significativamente para o comportamento global da estrutura.

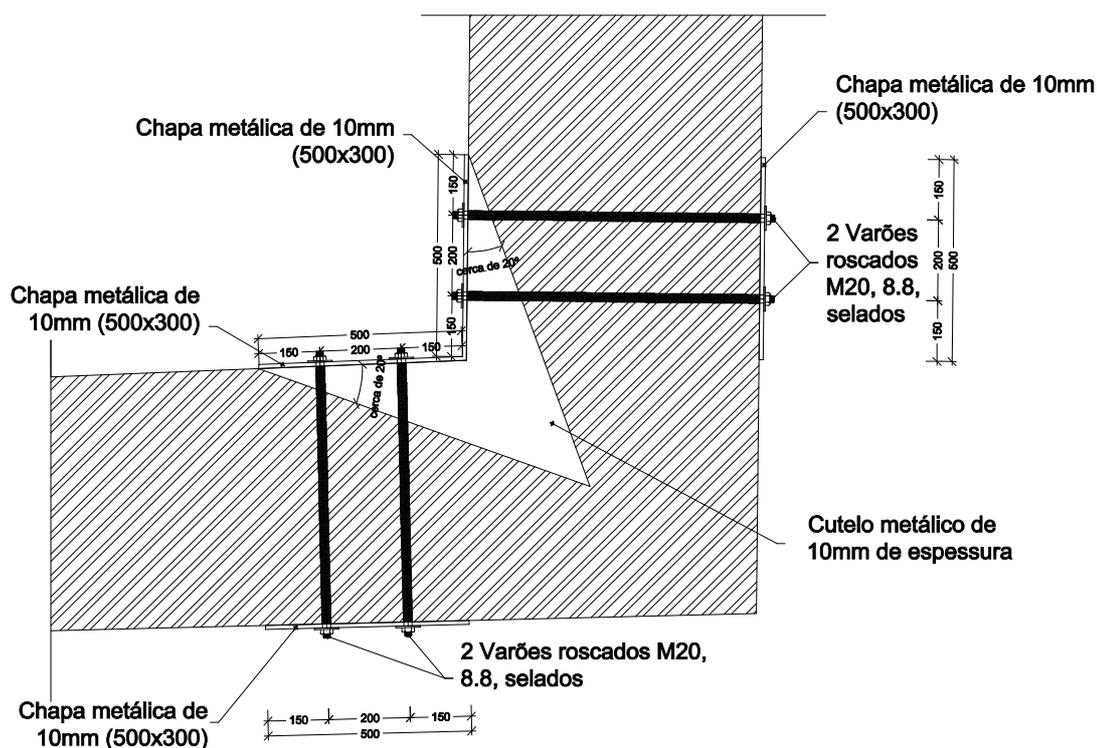


Figura 3.1 – Pormenor de reforço dos cunhais com recurso a chapas metálicas, vista em planta (NCREP, 2013c).

O pormenor representado na Figura 3.2, correspondente a outro caso de estudo, consiste na colocação de esquadros metálicos constituídos por UNP160 pela face interior das paredes, ligadas à face exterior a partir de varões roscados e de uma chapa metálica exterior.

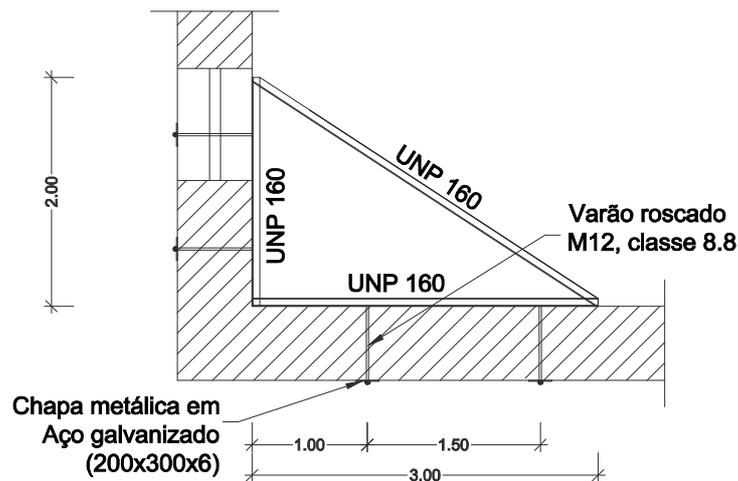
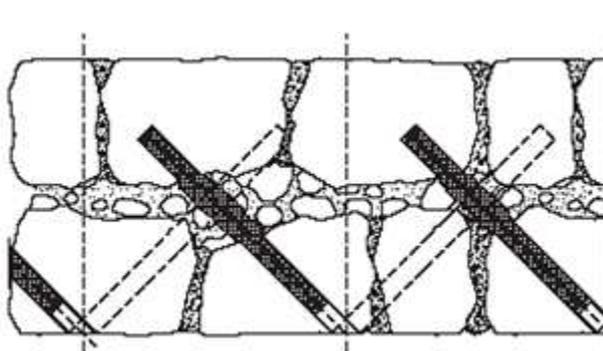


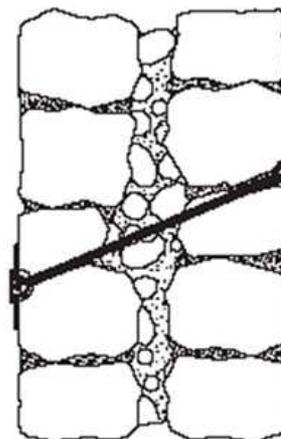
Figura 3.2 – Pormenor de reforço dos cunhais com recurso a perfis do tipo UNP, vista em planta (NCREP, 2016c).

- Ligação entre paramentos em paredes de múltiplas folhas

A ligação entre paramentos em paredes de múltiplas folhas pretende evitar o abaulamento dos panos de alvenaria, assegurando a sua estabilidade (Costa, 2015). Esta técnica pode ser realizada através da furação da secção transversal da parede, onde serão colocados tirantes ancorados nas faces opostas das paredes. Estes tirantes podem ser, ou não, complementados com selagem através de material ligante Figura 3.3.



a) Tirantes metálicos com selagem (sem escala).



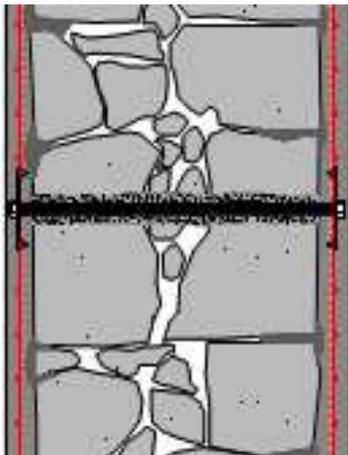
b) Tirantes metálicos sem selagem (sem escala).

Figura 3.3 – Corte horizontal e vertical de parede de alvenaria, com tirantes metálicos (Costa, 2015).

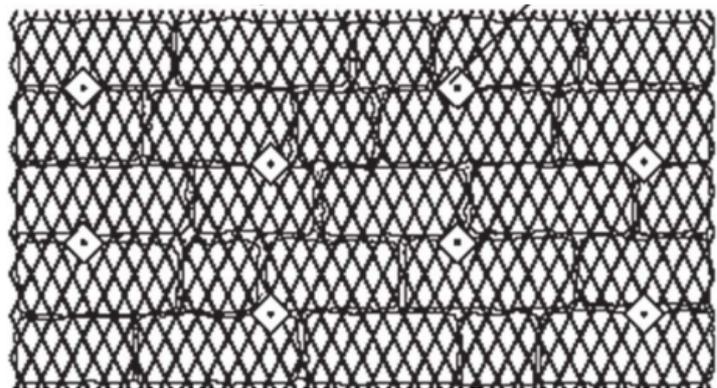
- Reboco armado

A técnica de reboco armado consiste na introdução de argamassa para colmatar e regularizar a superfície da alvenaria, seguida da colocação de uma malha, que pode ser aplicada em uma ou em

ambas as faces da paredes, ligadas através de fixações metálicas às paredes de alvenaria (Figura 3.4). A malha pode ser materializada em metal (por exemplo malha electrosoldada) ou plástico, enquanto a argamassa pode ser de cimento ou à base de cal. Esta técnica para além de aumentar a capacidade resistente da alvenaria (através da presença da argamassa de cimento e da contribuição da armadura), assegura o comportamento monolítico da parede, podendo também nos casos em que se coloca reboco armado em ambas as faces, garantir uma mobilização conjunta de ambas as folhas. Refere-se que a utilização de argamassa de cimento juntamente com malha de aço é uma técnica não compatível, não reversível e intrusiva.



a) Corte vertical em parede de alvenaria de pedra.



b) Alçado de fixações da malha de armadura à parede de alvenaria.

Figura 3.4 – Esquema representativo de utilização de reboco armado (Costa, 2015).

Na Figura 3.5 (sem escala), apresenta-se uma solução de emprego de reboco armado em que o principal objetivo passa por melhorar ligeiramente o comportamento perante a ação sísmica, sendo uma técnica bastante utilizada no centro do país.

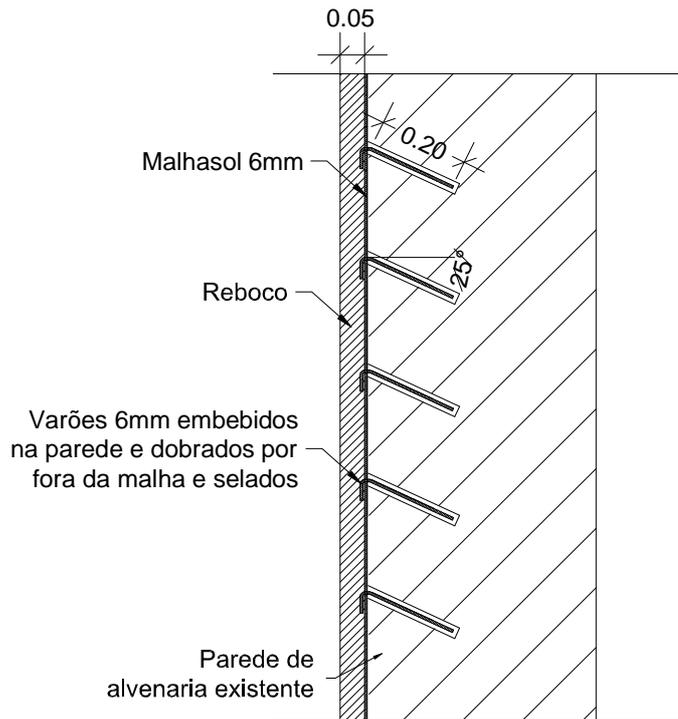
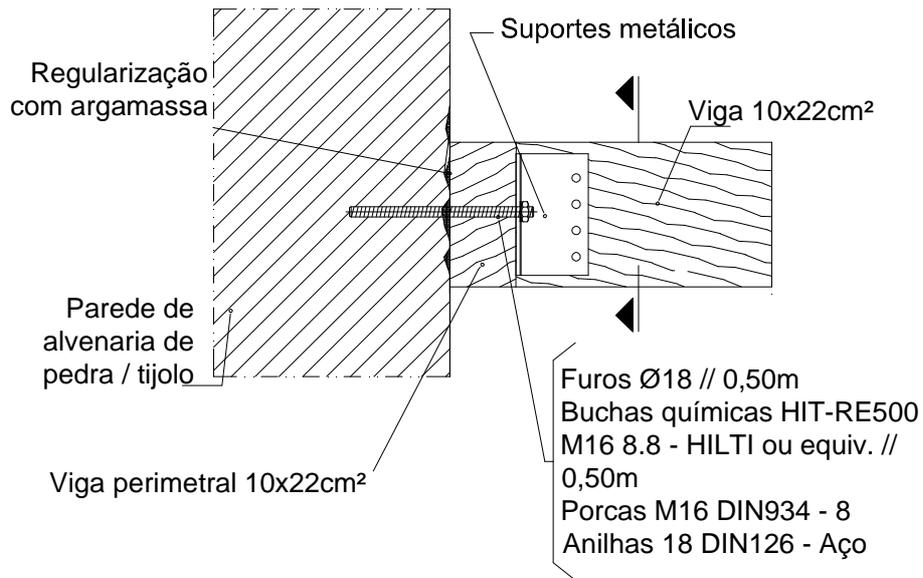


Figura 3.5 – Corte vertical da parede de alvenaria (NCREP, 2015a).

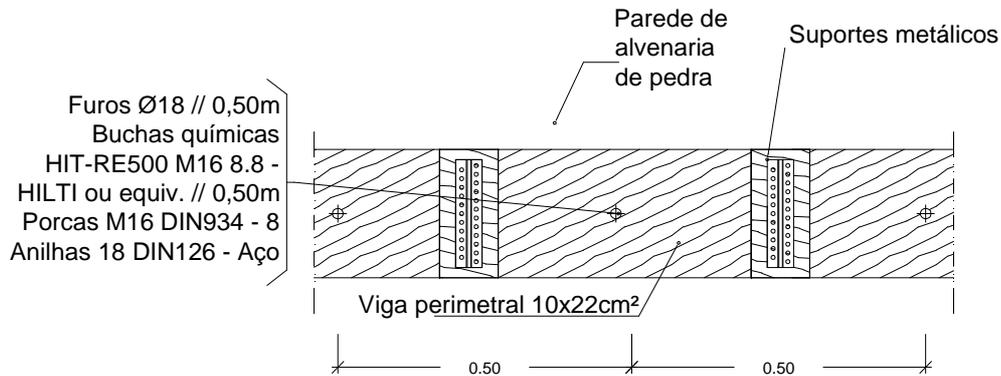
3.2.2 Fixações externas à alvenaria

- Ligação entre parede de alvenaria e pavimento de madeira

De forma a efetuar eficazmente este tipo de ligação, poderá ser introduzida uma viga perimetral em madeira entre a parede de pedra (previamente regularizada com argamassa) e as vigas de pavimento existentes (Figura 3.6). Seguidamente, são introduzidas ancoragens químicas devidamente espaçadas ao longo da viga perimetral e nas zonas das vigas de pavimento de madeira existentes a ligação efetua-se, para além das ancoragens, com recurso a um suporte metálico.



a) Corte vertical.



b) Alçado.

Figura 3.6 – Pormenor de ligação entre pavimento de madeira e parede de alvenaria (NCREP, 2014b).

De salientar que a inexistência ou ineficácia de boas ligações entre pavimentos e paredes de alvenaria ou cobertura e paredes de alvenaria, na presença da ação sísmica (ação horizontal), é uma das principais razões associadas ao colapso parcial ou total de paredes de alvenaria para fora do plano, podendo comprometer a estabilidade global da estrutura (Moreira, et al., 2016a). Desta forma, é indispensável desenvolver soluções de reforço sísmico que impeçam estes mecanismos de rotura, promovendo um comportamento de “caixa” do edifício. A Figura 3.7 apresenta um exemplo de reforço de ligação entre a parede de alvenaria e o pavimento de madeira, composto por uma cantoneira metálica reforçada, aparafusada à viga de pavimento e ancorada à face oposta da parede, através de um tirante com uma placa de ancoragem.

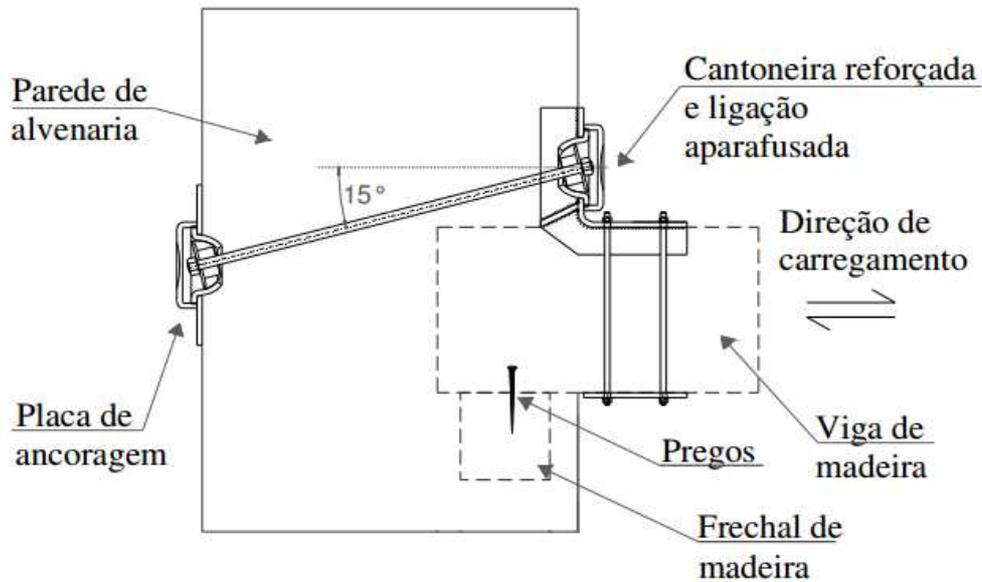


Figura 3.7 – Esquema representativo de um método de reforço de ligação entre paredes de alvenaria e pavimentos de madeira (Moreira, et al., 2016a).

- Ligação entre parede de alvenaria e cobertura

A Figura 3.8 (sem escala) representa um exemplo de ligação entre a cobertura e a parede de alvenaria. De acordo com o abaixo representado, esta ligação é executada a partir de ancoragens químicas e com auxílio de uma cantoneira e cutelo. Para além disso, é introduzida uma chapa metálica, em cada lado da linha da asna ligadas através de varões roscados.

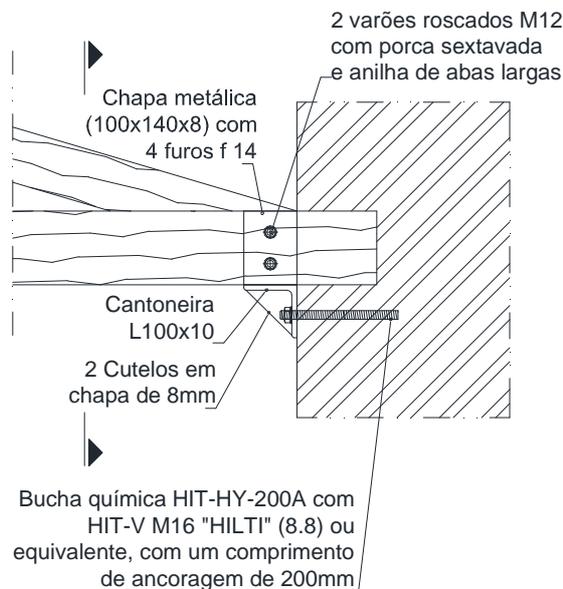
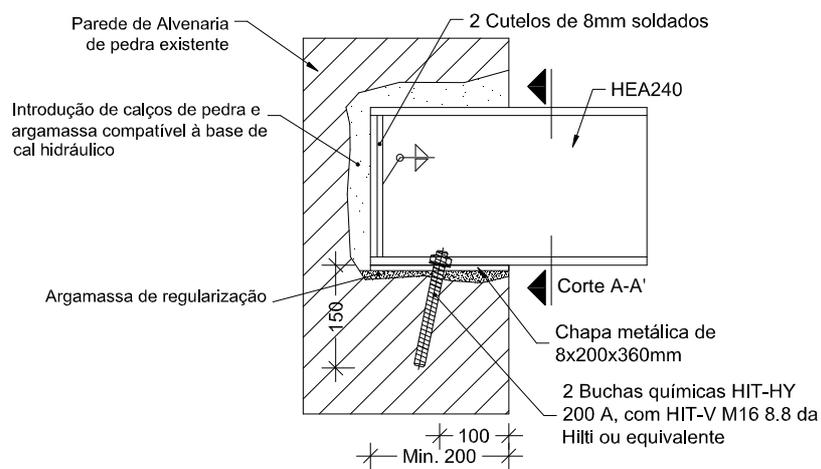


Figura 3.8 – Pormenor da ligação entre a parede de alvenaria e a cobertura (NCREP, 2013d).

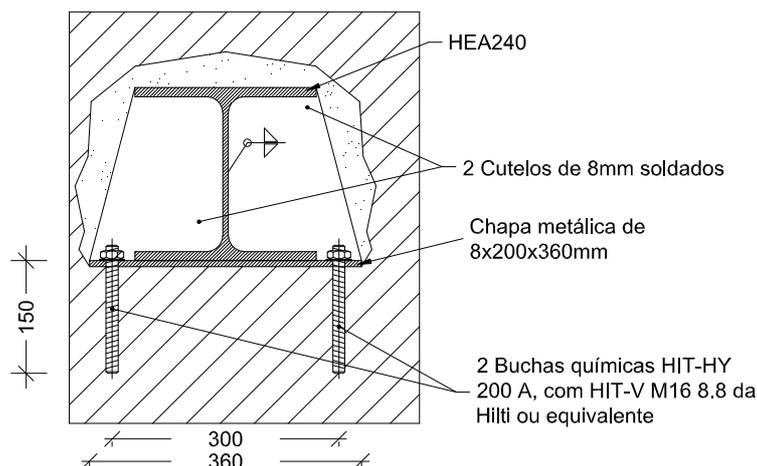
- Fixação de novos elementos a paredes de alvenaria de pedra

Uma das intervenções mais comuns é a introdução de novos elementos em edifícios existentes, nomeadamente, a inserção de vigas de pavimento (metálicas ou em madeira) junto a paredes de alvenaria, com recurso a ancoragens químicas.

A Figura 3.9 representa a ligação entre uma parede de alvenaria existente e um perfil metálico (HEA 240), através de ancoragens químicas. Inicialmente são introduzidos calços de pedra e argamassa compatível à base de cal e argamassa de regularização antes da colocação da chapa metálica. Refere-se ainda que os cutelos são utilizados com intuito de aumentar a rigidez do perfil.



a) Corte vertical.



b) Corte A-A'.

Figura 3.9 – Pormenor da ligação entre parede de alvenaria e viga metálica (NCREP, 2014c).

A Figura 3.10 representa outro pormenor deste tipo de ligação. Numa primeira fase, após a regularização da parede com argamassa, será fixada uma chapa de 8mm com duas chapas de fixação, à

parede de alvenaria através de ancoragens químicas. A alma do HEB 120 e das chapas colocadas posteriormente são ligadas a partir de dois parafusos.

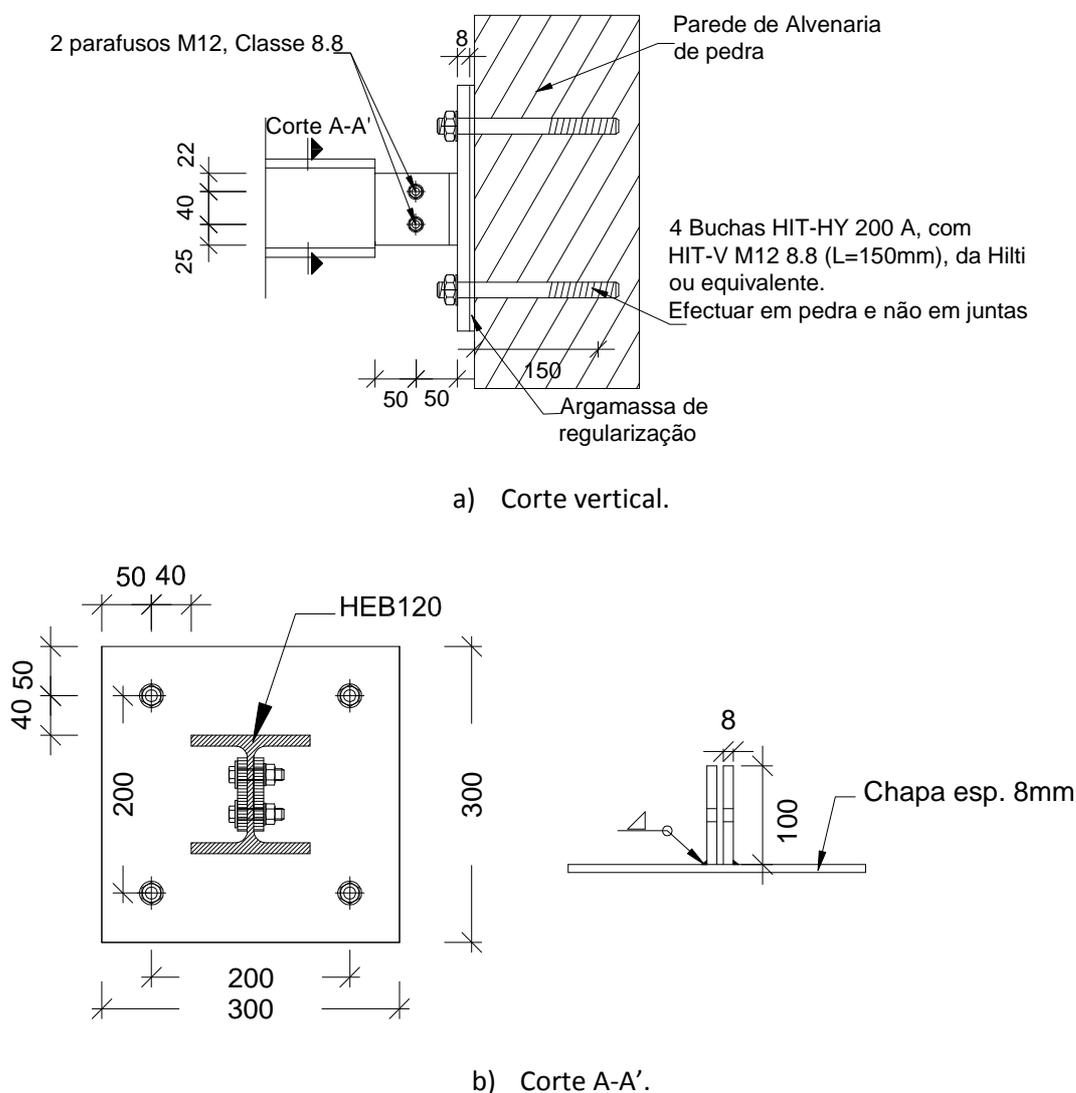


Figura 3.10 – Pormenor da ligação entre parede de alvenaria e viga metálica (NCREP, 2015b).

3.3 DIMENSIONAMENTO DE ANCORAGENS QUÍMICAS DE ACORDO COM A ETAG

Atualmente, as ligações com recurso a ancoragens químicas são as mais utilizadas. No entanto, são escassos os trabalhos que se focam na caracterização e na análise do seu comportamento em alvenaria (ao contrário do betão). A necessidade de fomentar este campo de estudo conduziu à realização de uma investigação pormenorizada sobre este tipo de ancoragens.

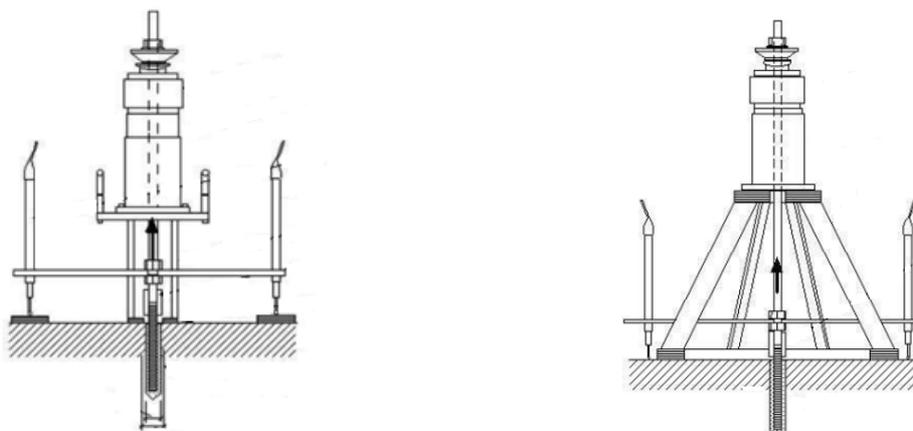
Neste subcapítulo pretende-se analisar a metodologia de dimensionamento de ancoragens químicas inseridas em furos pré-perfurados em paredes de alvenaria e solicitadas à tração, tal como apresentado na proposta do anexo C da ETAG 029 (EOTA, 2013c).

3.3.1 Âmbito

De modo a contextualizar a norma, refere-se que esta metodologia apenas se aplica a alvenarias novas, mais concretamente a alvenaria de tijolo maciça e oca ou perfurada. A primeira categoria inclui, para além de unidades de alvenaria sem qualquer tipo de orifício ou abertura, unidades com perfuração vertical até 15% da secção transversal e unidades com encaixe mecânico com um negativo até 20% do seu volume, ou seja, unidades de alvenaria de categoria 1 de acordo com o Eurocódigo 6-1 (CEN, 2009). Por outro lado, a alvenaria oca ou perfurada corresponde a unidades que dispõem de uma determinada percentagem do volume de espaços vazios que a atravessam. Relativamente à avaliação de ancoragens neste tipo de unidades, é necessário assumir que estas estarão situadas em zonas de material sólido.

A parte metálica da ancoragem deve ser materializada em aço, aço inoxidável ou ferro fundido maleável. Por sua vez, o material de ligação pode ser fabricado a partir de argamassa de cimento, argamassa sintética ou uma mistura dos dois incluindo enchimentos e/ou aditivos. Quanto às dimensões, o diâmetro mínimo do varão é de 6mm (M6) e a profundidade de embutimento, h_{ef} , deve respeitar o intervalo de 50mm e $h_{min}-30mm$, em que h_{min} corresponde à espessura mínima da alvenaria e é de pelo menos 80mm.

Quanto aos ensaios de tração, devem ser no mínimo 5, podendo ser realizados em unidades isoladas ou em paredes. Caso sejam realizados em paredes, as juntas devem ser preenchidas com argamassa de classe igual ou superior a M2.5 (com espessura próxima de 10mm) e a alvenaria deve apresentar resistência à compressão entre 20 e 40 N/mm². O equipamento utilizado, e de acordo com a Figura 3.11 (EOTA, 2013b), pode ser de carácter confinado ou não confinado. A grande diferença entre estes dois tipos de equipamento é que os ensaios realizados através do método confinado não permitem a rotura por destacamento do cone de alvenaria, ao contrário dos ensaios não confinados.



a) Exemplo de um equipamento confinado.

b) Exemplo de um equipamento não confinado.

Figura 3.11 - Equipamentos de ensaios à tração.

3.3.2 Modos de rotura

O dimensionamento apresentado pelo anexo C da ETAG 029 consiste em determinar as forças resistentes máximas de tração para os seguintes modos de rotura: arrancamento da ancoragem ($N_{Rd,b}$), rotura do varão ($N_{Rd,s}$) e deslizamento de uma unidade de alvenaria ($N_{Rd,pb}$). Contudo, este anexo não contém uma metodologia de cálculo para o caso de rotura por destacamento de cone. Então, a estimativa do valor da tração resistente para este modo de rotura ($N_{Rd,c}$) é calculada a partir da base de cálculo referente a ancoragens instaladas em betão (EOTA, 2010).

3.3.2.1 Arrancamento da ancoragem

O modo de rotura por arrancamento da ancoragem é caracterizado pela perda de aderência, e o conseqüente escorregamento, entre as unidades de alvenaria e a superfície da ancoragem (Figura 3.12).

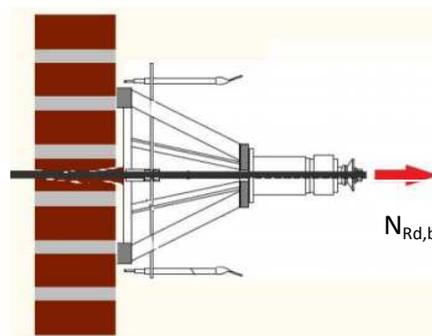


Figura 3.12 - Representação de rotura por arrancamento da ancoragem (Cruz, 2012).

A determinação da força de tração resistente para este modo de rotura, $N_{Rd,b}$, é obtida a partir da seguinte equação:

$$N_{Rd,b} = f_{bok} \times \pi \times \varnothing \times h_{ef} / \gamma_{Mm}, [N] \quad (3.1)$$

onde:

f_{bok} — tensão de aderência da ancoragem (N/mm^2);

\varnothing — diâmetro do varão (mm);

h_{ef} — profundidade de embutimento do furo (mm);

γ_{Mm} — coeficiente de segurança para alvenaria.

Por sua vez, o valor de cálculo da tensão de aderência, f_{bok} , poderá ser calculado de acordo o Eurocódigo 2-1 (CEN, 2010) e dado por:

$$f_{bok} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctk} , [N/mm^2] \quad (3.2)$$

em que:

$$\eta_1 = 0,7;$$

$$\eta_2 = 1,0;$$

f_{ctk} — valor característico da resistência à tração (N/mm²).

Os valores de η_1 e η_2 , estão relacionados com as condições de aderência e com o diâmetro do varão, respetivamente. O coeficiente η_1 foi considerado igual a 0,7 pois não é possível garantir que estamos perante condições de boa aderência (caso contrário η_1 valeria 1,0), enquanto η_2 é igual a 1,0 porque o diâmetro do varão é inferior a 32mm.

Com base na documentação apresentada em (Almeida, 2013) e (Ludovico-Marques, et al., 2011), e para o desenvolvimento de cálculos apresentados ao longo do presente trabalho, admitiu-se um valor de resistência à compressão de granito (f_{ck}) de 60MPa. Para a determinação do valor da resistência à tração da alvenaria foi admitido 10% do valor da resistência à compressão. Esta relação admitida baseou-se numa aproximação da relação entre a resistência de tração e compressão de um betão de classe de resistência C60/75.

3.3.2.2 Destacamento do cone de alvenaria

Este modo de rotura resulta na formação de uma superfície de rotura aproximadamente cónica, como é possível observar-se na Figura 3.13. Os parâmetros que mais influenciam a carga que incita a formação do cone são a profundidade de embutimento e a resistência à compressão da alvenaria. Contudo, de seguida apresentam-se as expressões que permitem a obtenção do valor resistente à tração para este modo de rotura ($N_{Rd,c}$).

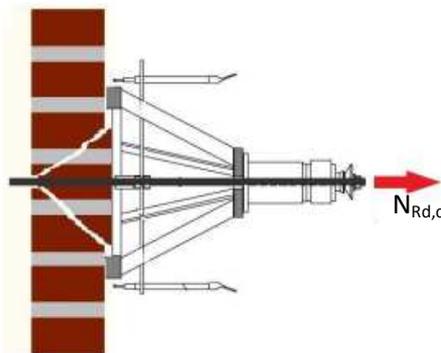


Figura 3.13 - Representação de rotura por destacamento do cone de alvenaria (Cruz, 2012).

$$N_{Rd,c} = (N_{Rk,c}^0 \times \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \times \Psi_{s,N} \times \Psi_{re,N} \times \Psi_{ec,N}) / \gamma_{Mm}, [N] \quad (3.3)$$

onde:

$N_{Rk,c}^0$ — valor da resistência característica inicial (N);

$A_{c,N}^0$ — área de influência correspondente á superfície do cone (Figura 3.14a), idealizando que o cone tenha um formato próximo de uma pirâmide com altura igual à profundidade de embutimento.

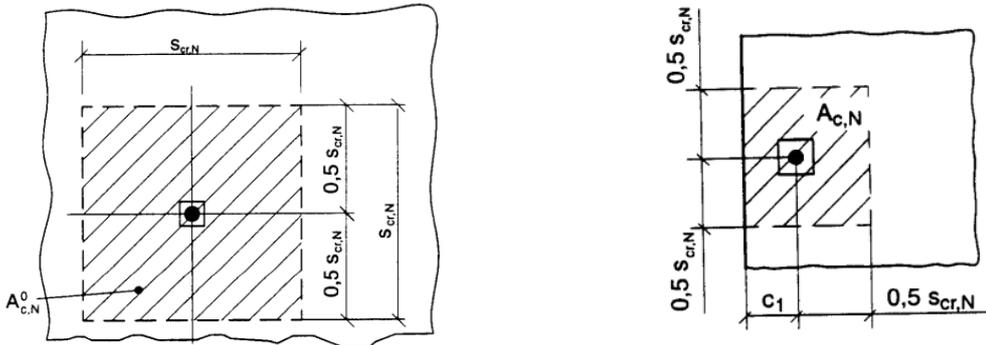
Resulta de: $S_{cr,N} \times S_{cr,N}$. Em que: $S_{cr,N} = 3 \times h_{ef}$ (mm²);

$A_{c,N}$ — área da superfície do cone (Figura 3.14b), limitada por espaçamento ao bordo (mm²);

$\Psi_{s,N}$ — valor dado por: $0,7 + 0,3 \times \frac{c1}{0,5 \times S_{cr,N}} \leq 1$;

$\Psi_{re,N}$ — parâmetro obtido a partir de: $0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$;

$\Psi_{ec,N}$ — corresponde a: $\frac{1}{1 + \frac{2 \times eN}{S_{cr,N}}} \leq 1$.



a) Representação da área $A_{c,N}^0$.

b) Representação da área $A_{c,N}$.

Figura 3.14 – Esquema das áreas $A_{c,N}$ e $A_{c,N}^0$ (EOTA, 2010).

Por fim, refere-se que a resistência característica inicial, $N_{Rk,c}^0$, se calcula da seguinte forma:

$$N_{Rk,c}^0 = K_1 \times \sqrt{f_{ck,cube}} \times h_{ef}^{1,5}, [N] \quad (3.4)$$

em que:

K_1 — 7,2 para betão fendilhado e 10,1 para betão não fendilhado;

$f_{ck,cube}$ — valor da resistência à compressão (N/mm²).

3.3.2.3 Deslizamento de uma unidade de alvenaria

Quando a capacidade de aderência da argamassa é ultrapassada, poderá surgir o deslizamento de unidades de alvenaria, Figura 3.15. No entanto, fatores como as dimensões das unidades, coeficiente de atrito, tensão normal e resistência inicial ao corte são fulcrais na determinação do valor da força máxima resistente ($N_{Rd,pb}$).

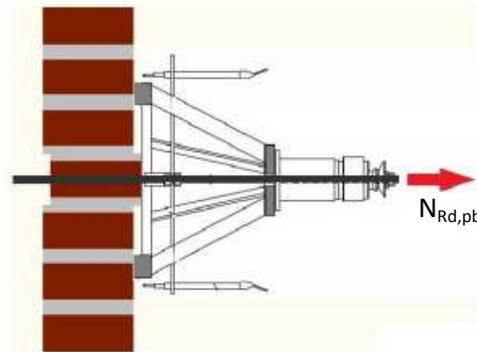


Figura 3.15 - Representação de rotura por deslizamento de uma unidade de alvenaria (Cruz, 2012).

Para juntas verticais que não serão preenchidas com argamassa, o valor de $N_{Rd,pb}$ é determinado através da seguinte fórmula:

$$N_{Rd,pb} = (2 \times l_{brick} \times b_{brick} \times (0,5 \times f_{vko} + 0,4 \times \sigma_d)) / \gamma_{Mm}, [N] \quad (3.5)$$

em que:

l_{brick} — comprimento da unidade de alvenaria (mm);

b_{brick} — largura da unidade de alvenaria (mm);

h_{brick} — altura da unidade de alvenaria (mm);

σ_d — tensão normal perpendicular à superfície de corte (N/mm²);

f_{vko} — resistência inicial ao corte (N/mm²).

Os valores da resistência inicial ao corte, f_{vko} , dependem do tipo de alvenaria e de argamassa em causa e apresentam-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Valores de f_{vko} , de acordo com o anexo C da ETAG 029.

Tipo de alvenaria	Resistência da argamassa	f_{vko} (N/mm ²)
Alvenaria argilosa	M2,5 to M9	0,2
	M10 to M20	0,3
Outros tipos de alvenaria	M2,5 to M9	0,15
	M10 to M20	0,2

Por outro lado, para juntas verticais que serão preenchidas com argamassa, o valor resistente $N_{Rd,pb}$ calcula-se a partir da seguinte forma:

$$N_{Rd,pb} = (2 \times l_{brick} \times b_{brick} \times (0,5 \times f_{vko} + 0,4 \times \sigma_d) + b_{brick} \times h_{brick} \times f_{vko}) / \gamma_{Mm} \quad (3.6)$$

, [N]

3.3.2.4 Rotura do varão

De modo a definir o valor da resistência máxima de tração no caso de rotura do varão (Figura 3.16), será necessário ter em conta a resistência e a área do varão. Refere-se ainda, que a rotura do varão dá-se, maioritariamente, em zonas de menor diâmetro.

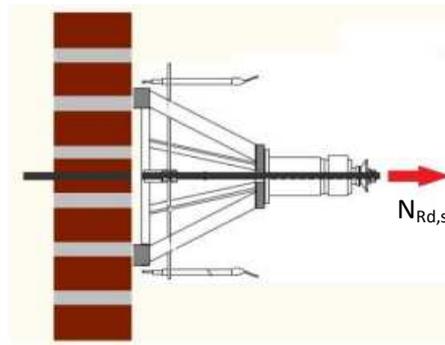


Figura 3.16 - Representação de rotura do varão (Cruz, 2012).

Desta forma, o valor resistente à tração para este modo de rotura calcula-se de acordo com a seguinte fórmula:

$$N_{Rd,s} = (A_s \times f_{uk}) / \gamma_{Mm} \quad (3.7)$$

, [N]

com:

A_s — área do núcleo do varão (mm²);

f_{uk} — tensão de rotura do varão (N/mm²).

Por fim, nas Tabela 3.2 e Tabela 3.3, encontram-se os valores de tensão de rotura consoante a classe do varão e a área lisa e do núcleo de acordo com o diâmetro do varão, respetivamente.

Tabela 3.2 – Valores de tensão de rotura do varão, f_{uk} .

Classe do varão	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8
f_{uk} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800

Tabela 3.3 – Áreas lisas e áreas do núcleo para diferentes diâmetros de varões.

Designação	M12	M16	M20
Área lisa (mm ²)	113	201	314
Área núcleo (mm ²)	84	157	254

3.3.3 Análise comparativa

A metodologia proposta pela ETAG 029, apesar de ter sido a utilizada ao longo do presente estudo, apresenta algumas limitações: o facto de não apresentar procedimentos de cálculo para todos os modos de rotura em alvenaria (o valor de tração resistente no caso de destacamento do cone é determinado a partir da norma destinada ao betão) e o facto de esses procedimentos assumirem que a geometria da alvenaria é sempre regular.

Com o objetivo de adquirir um termo de comparação à metodologia proposta na ETAG 029, foi estudado outro método de dimensionamento focado na aplicação de ancoragens químicas (submetidas à tração) em paredes de alvenaria, publicado no artigo (Moreira, et al., 2016b).

As ancoragens do artigo acima abordado, constituídas por uma haste de aço dentro de uma camisa materializada em tecido de poliéster, são colocadas em orifícios pré-perfurados e posteriormente é injetada uma calda sob baixa pressão. Estas podem expandir em zonas de vazios uma vez que a camisa ou manga apresentam propriedades elásticas. A presença da camisa nesta técnica, em comparação ao que acontece na ETAG 029, proporcionará maior aderência do químico ao varão porque a dispersão da calda é impedida.

Este artigo inclui procedimentos de cálculo que permitem definir os valores de forças de tração resistente para três modos de rotura: rotura do varão ($N_{rd,s}$), arrancamento de ancoragem ($N_{rd,b}$) e destacamento de cone de alvenaria ($N_{rd,c}$). Em relação à determinação da força máxima na ocorrência do deslizamento de unidades de alvenaria, não existe nenhuma metodologia de cálculo definida porque este modo de rotura não é muito comum. Quanto aos métodos de cálculo para a rotura do varão e arrancamento de ancoragem é igual ao apresentado pela ETAG 029, ao contrário do valor de tração resistente no caso de rotura por destacamento do cone de alvenaria, que se determina da seguinte forma:

$$N_c = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \times k_1 \times A_{Nc0} \times \sqrt{f_{cK}}, [N] \quad (3.8)$$

CAPÍTULO 3

em que:

k_1 — parâmetro consoante tipo de alvenaria ($0,08 \leq k_1 \leq 0,33$).

Por fim, refere-se que a diferença nas formas de cálculo da resistência à tração no caso de destacamento de cone entre a ETAG e o artigo anteriormente referido pode ser justificada pelo facto da ETAG se direccionar para elementos estruturais em betão e o artigo para estrutura em alvenaria.

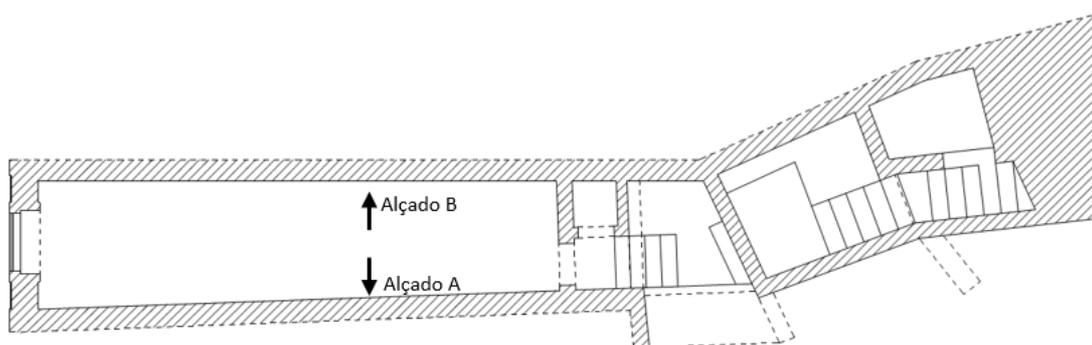
4 APRESENTAÇÃO DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

4.1 ENQUADRAMENTO GERAL

Uma vez que as ancoragens funcionam à tração, torna-se bastante importante estimar a capacidade máxima resistente das mesmas (Cruz, 2012). Para tal e de acordo com (EOTA, 2013a) é essencial realizar ensaios de carga de tração. Foram então efetuados ensaios de forma a avaliar os diferentes modos de rotura possíveis nos seguintes locais: pedra, bordo e junta. Os ensaios no bordo foram realizados a 10cm da extremidade das pedras, de modo a avaliar a influência do distanciamento ao bordo nos modos de rotura.

O caso de estudo do presente trabalho consiste num edifício com 3 pisos, localizado no centro do Porto, apresentando um sistema construtivo típico dos edifícios antigos desta cidade, com planta retangular, estrutura vertical resistente em alvenaria de pedra (granito) e pavimentos em madeira.

Os ensaios de tração foram realizados apenas em duas paredes, ao nível do piso 1: Alçado A e Alçado B, (Figura 4.1).



a) Planta de arquitetura do piso 1 (sem escala).



b) Alçado A.

c) Alçado B.

Figura 4.1 - Edifício onde foram realizados os ensaios.

É importante referir também que as metodologias de instalação de ancoragens e da execução dos ensaios foram realizadas de acordo com as recomendações da Hilti, tal como será apresentado em seguida.

4.2 DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA ADOTADA

4.2.1 Instalação das ancoragens

Numa fase inicial, efetuou-se a marcação dos locais a ensaiar tanto em pedra e bordo (Figura 4.2a) como em juntas de argamassa (Figura 4.2b). No total foram marcados 35 pontos: 10 em pedra (P), 15 junto ao bordo (B) e 10 em junta (J). Refere-se que, para a execução dos ensaios junto ao bordo, foram colocadas ancoragens a 10 centímetros de distância do mesmo.



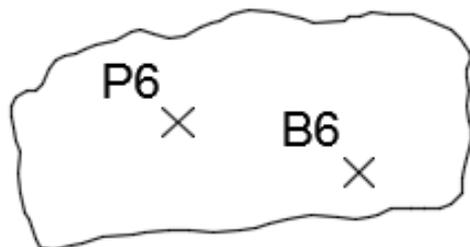
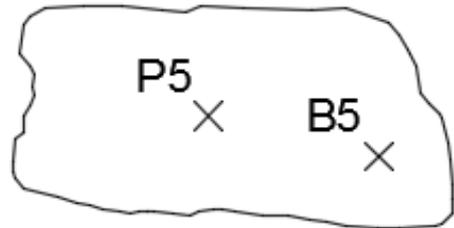
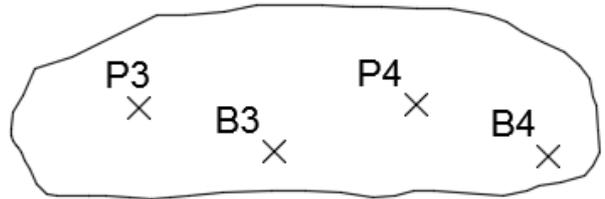
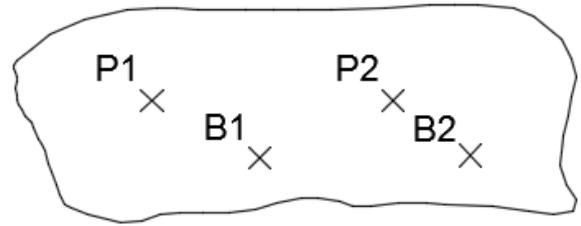
a) Marcação de pontos em pedra e bordo.

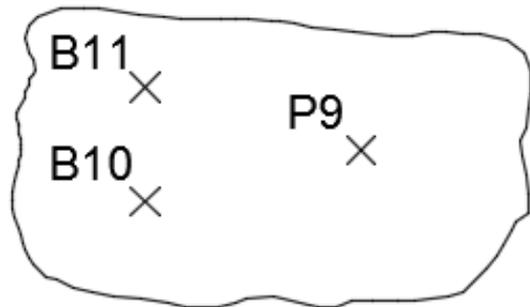
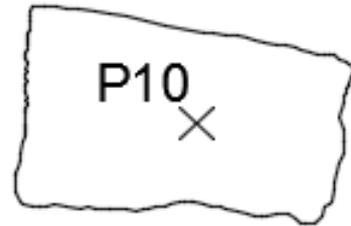
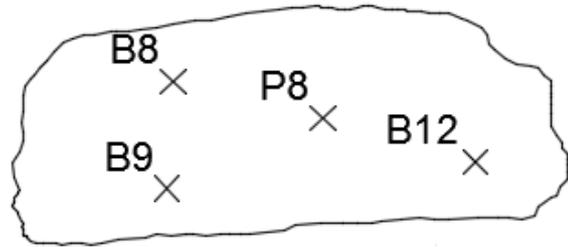
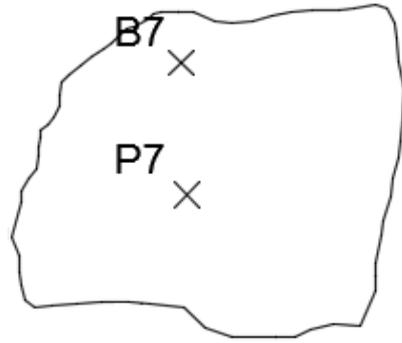
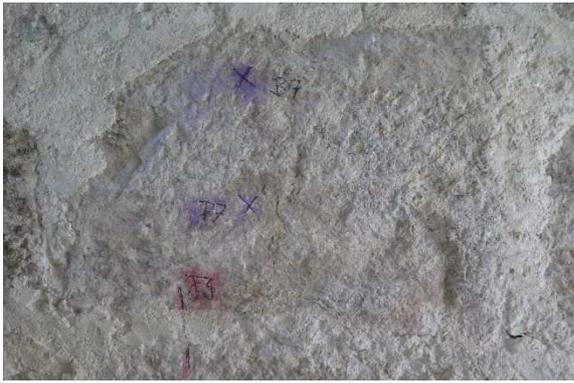


b) Pormenor do ponto J7, em junta de argamassa.

Figura 4.2 - Marcação dos locais a ensaiar.

Após a marcação de todos os pontos, foi realizado o levantamento geométrico das paredes de alvenaria de pedra em estudo, por meio de fotografias. Seguidamente e com auxílio do programa AutoCad 2015, foram realizadas computacionalmente representações bidimensionais das unidades de alvenaria (Figura 4.3). No Anexo III, apresenta-se, detalhadamente, quer o posicionamento dos pontos em relação à pedra como também das pedras relativamente à parede.





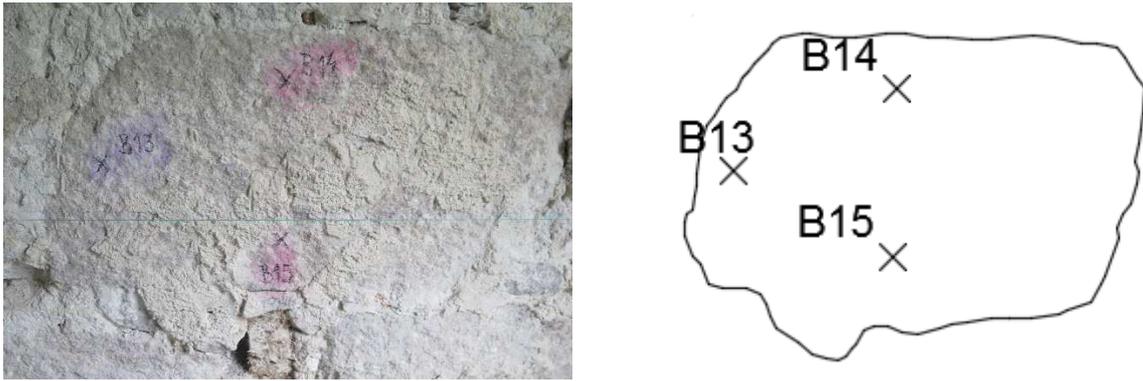


Figura 4.3 - Representação das unidades de alvenaria a partir do AutoCad 2015.

As Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6 apresentam as características geométricas (largura, altura e área, respetivamente) das unidades de alvenaria onde foram feitos os ensaios de tração.

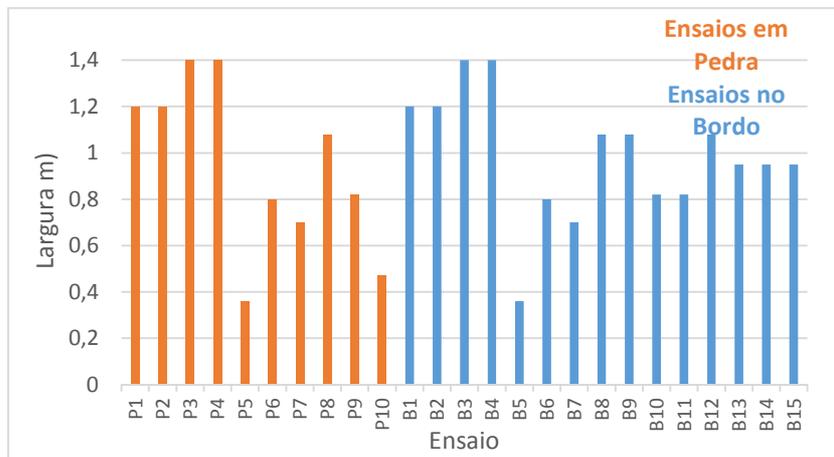


Figura 4.4 – Valores da largura das várias pedras de alvenaria.

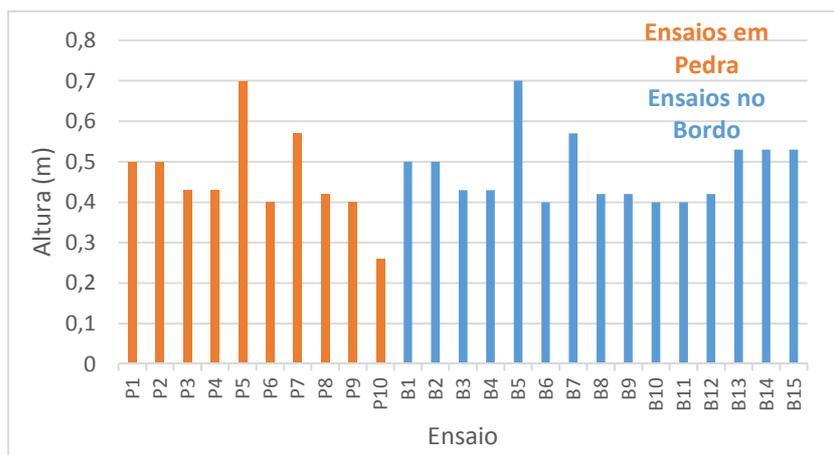


Figura 4.5 – Valores da altura das diferentes unidades de alvenaria.

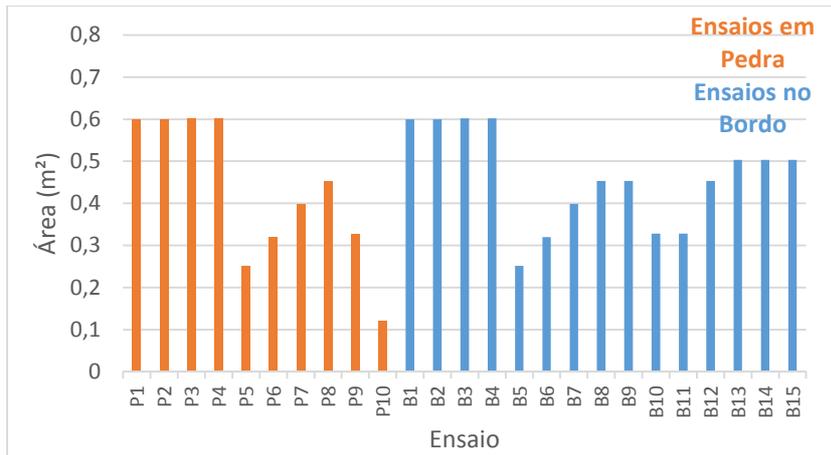


Figura 4.6 – Área de cada uma das unidades de alvenaria.

Para completar a informação representada nas figuras anteriores é importante referir que, de um modo geral, existe bastante homogeneidade e regularidade nas dimensões das pedras, justificando assim os baixos valores de desvio padrão apresentados na Tabela 4.1. Esta indica também o valor médio dos três parâmetros já referidos: largura, altura e área e permite uma melhor percepção sobre as dimensões das unidades de alvenaria utilizadas no presente estudo.

Tabela 4.1 – Valor médio e desvio padrão da largura, altura e área das unidades de alvenaria.

	Média	Desvio Padrão
Largura (m)	0,97	0,31
Altura (m)	0,47	0,10
Área (m²)	0,45	0,14

Depois da marcação dos pontos, foram efetuadas as respetiva furações (Figura 4.7a) com recurso a um martelo perfurador (Figura 4.7b).



a) Furação do ponto P1.



b) Martelo perfurador.

Figura 4.7 - Furação dos pontos a ensaiar.

Os valores do diâmetro do orifício dependem do diâmetro do varão (EOTA, 2013b) e encontram-se indicados na Tabela 4.2. Para a realização do atual estudo, foram utilizados varões roscados, materializados em aço de carbono (HIT-V da Hilti) com diâmetro de 16mm (M16).

Tabela 4.2 - Diâmetro do orifício para introdução da ancoragem.

Diâmetro da ancoragem (d_{nom}), mm	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	30
Diâmetro do orifício (d_f), mm	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	33

Como já foi referido anteriormente, o valor da profundidade de embutimento, h_{ef} , deve estar entre o intervalo de 50mm e $h_{min}-30$ mm (EOTA, 2013b). Para o presente caso de estudo, cujas paredes de alvenaria tem uma espessura (h_{min}) igual a 230mm, foi definido que o valor de h_{ef} corresponderia ao máximo deste intervalo, ou seja, 200mm. Refere-se ainda que os valores mais correntes de profundidade de embutimento estão entre 150mm e 200mm.

De acordo com a Figura 4.8, a profundidade dos furos não é sempre igual a 200mm. Este facto pode ser justificado pela forma como os furos foram feitos, isto porque o método aplicado não é muito preciso, originando certas diferenças nos valores da profundidade dos diferentes furos.

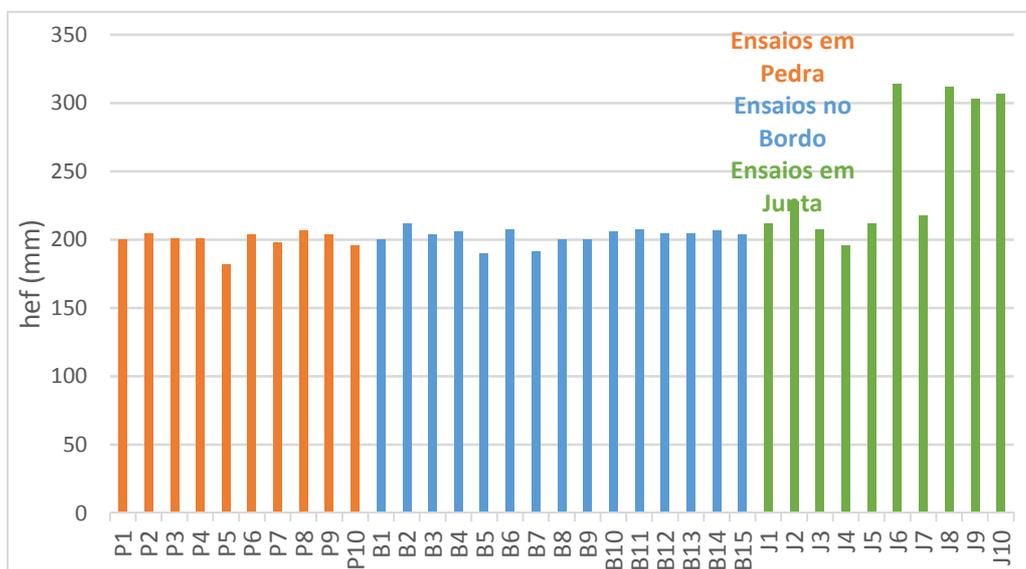


Figura 4.8 - Valores da profundidade de embutimento dos furos, h_{ef} .

Na fase seguinte, procedeu-se à limpeza dos furos. Este processo inclui as etapas de escovagem (com recurso a uma escova circular HG, da marca Hilti), Figura 4.9a e de sopragem (através de um fole de limpeza, também da marca Hilti), Figura 4.9b. Indica-se que a limpeza de um furo tem bastante influência na eficácia do químico, uma vez que a presença de pó no furo impede que o químico entre em

contacto com a pedra, impossibilitando a aderência perfeita entre eles. No entanto, se fossem utilizados varões roscados do tipo HIT-Z ou HIT-Z-R não seria necessário proceder à limpeza dos furos.



Figura 4.9 - Limpeza dos furos da parede de alvenaria.

Finalmente, a última fase consistiu na injeção do químico (Figura 4.10a) e na introdução imediata do varão, antes que o tempo de trabalhabilidade do químico fosse ultrapassado (Figura 4.10b). O varão utilizado nos ensaios foi o HIT-V 4.8, com diâmetro M16. Como refere (EOTA, 2015) e de acordo com Tabela 4.3, o tempo máximo de trabalhabilidade depende da temperatura do material base, ou seja, da alvenaria.

Tabela 4.3 - Tempo máximo de trabalhabilidade para alvenaria sólida.

Temperatura do material base (T)	Tempo máximo de trabalhabilidade (t_{work})
5°C a 9°C	10 min
10°C a 19°C	7 min
20°C a 29°C	4 min
30°C a 40°C	1 min

O químico de injeção utilizado foi do tipo HIT-HY 270 da marca Hilti, Figura 4.10c. Este químico apresenta elevado desempenho para todos os tipos de alvenaria.

De modo a otimizar a aplicação do químico foi anexado um êmbolo na extremidade do misturador, que por sua vez se encontrava ligado ao porta-cartucho (Figura 4.10d). O êmbolo ajuda a garantir que a injeção química no furo seja consistente e não apresente bolhas de ar. Além disso permite, também, a injeção do volume previsto, minimizando desperdícios indevidos (Hilti, 2016). Este volume deve corresponder a 2/3 da profundidade do furo, isto é, a 2/3 do h_{ef} .



a) Preenchimento do furo com recurso a um dispensador a bateria.



b) Introdução de um varão roscado M16 no ponto P5.



c) Químico de injeção do tipo HIT-HY 270.



d) Porta-cartucho com misturador.

Figura 4.10 - Injeção do químico e introdução imediata do varão roscado.

No final da aplicação de todas as ancoragens, foi necessário respeitar o tempo de cura do químico, para então se dar início à realização dos ensaios. Como é possível verificar na Tabela 4.4, o tempo de cura depende, também, da temperatura do material base (EOTA, 2015). Refere-se ainda que todos os ensaios foram realizados com o tempo de cura bastante superior ao mínimo recomendado (igual ou superior a 1 dia).

Tabela 4.4 - Tempo mínimo de cura para alvenaria sólida.

Temperatura do material base (T)	Tempo mínimo de cura (t_{cure})
5°C a 9°C	2,5 h
10°C a 19°C	1,5 h
20°C a 29°C	30 min
30°C a 40°C	20 min

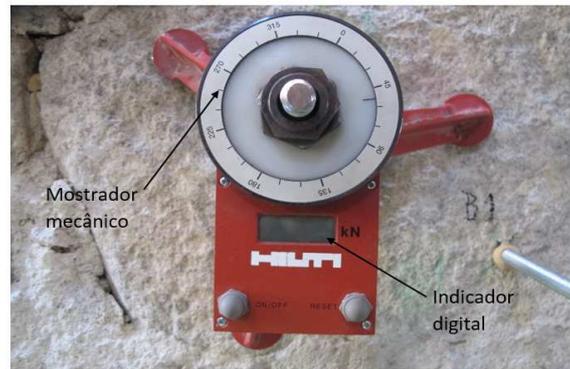
4.2.2 Realização dos ensaios

Como já mencionado, um dos objetivos dos ensaios de carga de tração passava pelo registo da força e do deslocamento em simultâneo.

De modo a obter estes valores ao longo de todo ensaio, foi facultado pela empresa Hilti, um equipamento manual não confinado: DPG 100 (Figura 4.11a). Este aparelho, que contém uma bateria de 9 Volt, permite a leitura de carga no indicador digital e do valor de deslocamento no mostrador mecânico (Figura 4.11b).



a) Equipamento e acessórios.



b) Pormenor do indicador digital e mostrador mecânico.

Figura 4.11 - Aparelho de ensaio à tração: DPG 100, da Hilti.

Devido ao facto da leitura dos valores de deslocamento a partir do mostrador mecânico não ser muito prática, foi adicionado (com apoio do laboratório de estruturas do ISEP), um comparador digital (Figura 4.12a) ligado a uma base magnética (Figura 4.12b). Por sua vez, a base magnética fica agarrada a um tripé metálico (elemento auxiliar do ensaio). O comparador digital mede o deslocamento relativo entre a estrutura de reação (tripé) e um ponto de referência fixo ao varão: disco de aço (Figura 4.12c). Contudo esta não é a situação ideal visto que, caso o tripé se movimente, o deslocamento medido no comparador digital não corresponde ao deslocamento que o varão sofre. A situação que representaria o deslocamento real do varão, seria através do deslocamento relativo entre a parede de alvenaria e o disco de aço.

O deslocamento é provocado pela força de tração aplicada ao varão, com recurso a uma chave de estrela (Figura 4.12d).



a) Comparador digital.



b) Base magnética.



c) Componente auxiliar do aparelho: disco de aço.



d) Chave de estrela: 32x36mm.

Figura 4.12 - Sistema adaptado para registo de deslocamentos.

A partir da realização do primeiro ensaio, P2, foi possível determinar a força máxima que o varão resiste, ou seja, a força que originou a rotura do varão: 57,3kN. Nos restantes ensaios, e por uma questão de segurança, foram induzidos incrementos de 5 em 5kN, até se atingir 80% da força obtida no ensaio P2: cerca de 48kN.

Em todos os ensaios realizados, os valores de força e de deslocamento foram registados, continuamente, com recurso a tecnologia audiovisual (Figura 4.13). Este método permitiu obter a relação força/deslocamento em todos os instantes de tempo do ensaio, possibilitando alcançar a lei de comportamento de cada ancoragem, com bastante rigor.



Figura 4.13 – Fotografia tirada durante o ensaio B2.

5 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

5.1 RESULTADOS OBTIDOS

No presente subcapítulo apresentam-se, detalhadamente, os resultados obtidos e as conclusões de todos os ensaios. Serão descritas as forças máximas de tração (F_t), os respetivos deslocamentos (Δ) e o modo de rotura observado para os diferentes locais de ensaio: pedra, bordo e junta.

De salientar que o facto da força de tração imposta na realização dos ensaios ter sido limitada a 48kN restringe, naturalmente, os seus resultados. Assim sendo, em alguns casos não se verificou qualquer tipo de rotura.

5.1.1 Pedra

De seguida apresentam-se tabelados os valores resultantes dos ensaios elaborados em pedra (Tabela 5.1), nomeadamente valores da força máxima de tração observada, do deslocamento associado a essa força e do seu modo de rotura (caso exista).

Tabela 5.1 - Resultados obtidos nos ensaios realizados em pedra.

Ensaio	F_t (kN)	Δ (mm)	Modo de Rotura
P1	0	-	Arrancamento da ancoragem
P2	57,3	2,08	Rotura do varão
P3	48,0	2,94	Não foi atingido
P4	48,0	2,69	Não foi atingido
P5	48,0	2,49	Não foi atingido
P6	48,0	2,06	Não foi atingido
P7	44,0	5,00	Arrancamento da ancoragem
P8	48,0	6,06	Não foi atingido
P9	52,0	10,50	Arrancamento da ancoragem com destacamento do cone de alvenaria
P10	43,2	6,00	Arrancamento da ancoragem

Como é possível observar, em 50% dos ensaios realizados em pedra não ocorreu qualquer modo de rotura. Nestes casos, os gráficos tem configuração semelhante, sendo que a primeira parte (ascendente) corresponde ao deslocamento que o varão sofre até ser atingida a carga limite e a componente descendente corresponde à descarga do ensaio, (Figura 5.1).

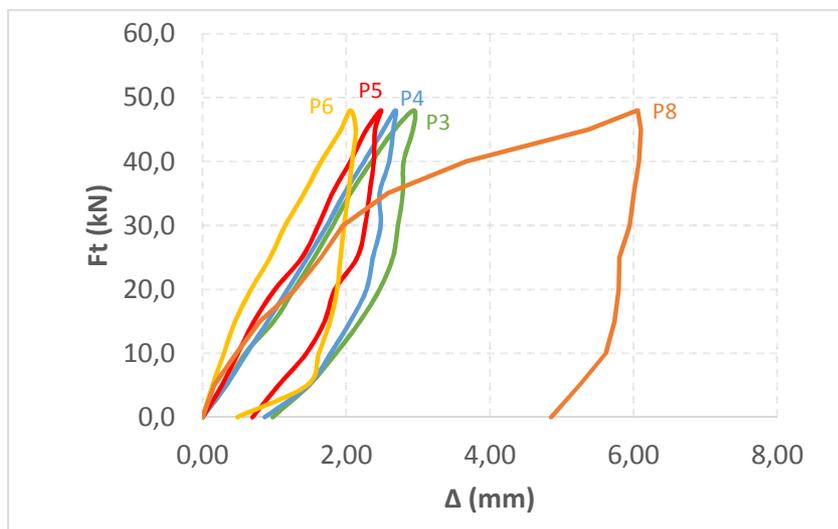


Figura 5.1 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento nos ensaios em pedra nos quais não se registaram roturas.

Como se pode observar a partir da figura anterior, no caso de ancoragens que não atingiram qualquer modo de rotura, o deslocamento registado no momento de força máxima equivale ao deslocamento máximo que o varão sofre.

De modo a obter uma melhor distinção entre estes resultados, na Tabela 5.2 apresenta-se a relação entre o deslocamento residual (deslocamento obtido após o final da descarga de força), Δ_{residual} , e o deslocamento correspondente à força máxima (deslocamento máximo).

Tabela 5.2 – Relação entre os valores de deslocamento final e de deslocamento correspondente à força máxima, em ensaios realizados em pedra.

Ensaio	Δ_{residual} (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{\text{residual}} / \Delta$
P3	0,98	2,94	0,33
P4	0,87	2,69	0,32
P5	0,70	2,49	0,28
P6	0,49	2,06	0,24

Os ensaios acima indicados recuperam grande parte do deslocamento após a realização da descarga (cerca de 70%).

Relativamente ao ensaio de pedra P8, este não foi considerado porque os deslocamentos observados terão sido influenciados pelo facto da base do tripé ter esmagado a pedra no decorrer do ensaio e dessa forma ter aumentado o valor dos deslocamentos.

O modo de rotura mais condicionante em ensaios realizados em pedra foi o arrancamento da ancoragem. Ao contrário do ensaio P1, os ensaios P7 e P10 permitiram mobilizar valores de força consideráveis: 44,0kN e 43,2kN respetivamente, (Figura 5.2).

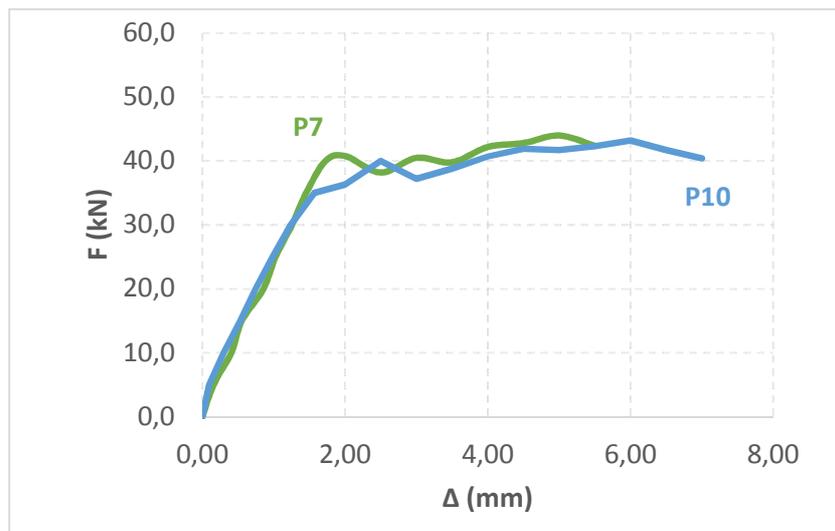


Figura 5.2 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento nos ensaios em pedra nos quais se registaram arrancamento da ancoragem.

Na Tabela 5.3 apresenta-se uma estimativa para o comprimento aderente do quimico à pedra relativamente aos ensaios P7 e P10. Admitindo uma alvenaria com resistência à compressão (f_{ck}) de 60N/mm^2 e considerando que o comprimento aderente é traduzido a partir do valor da profundidade de embutimento (h_{ef}), obtiveram-se valores próximos de 90mm. Este facto significa que na realidade, em relação à ancoragem do ensaio P7 apenas 93mm dos 198mm de profundidade de embutimento estão aderentes à pedra. Quanto à ancoragem do ensaio P10, só 91mm dos 196mm de profundidade é que estão com a devida aderência.

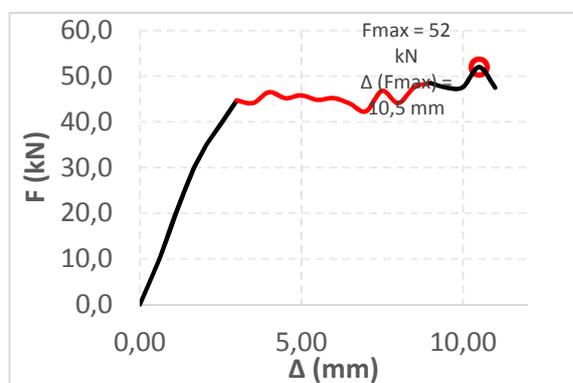
De salientar que o comprimento real aderente do quimico à pedra poderia ter sido verificado no final dos ensaios. No entanto, por uma questão de gestão de tempo, não foi possível concretizar.

Tabela 5.3 – Estimativa do comprimento aderente nos ensaios em pedra P7 e P10.

Ensaio	\varnothing (mm)	$N_{rd,b}$ (kN)	f_{ck} (N/mm ²)	η_1	η_2	f_{bok} (N/mm ²)	hef (mm)
P7	16	44,0	60	0,7	1,0	9,45	93
P10	16	43,2	60	0,7	1,0	9,45	91

De referir ainda a combinação de dois modos de rotura observada no ensaio P9: arrancamento da ancoragem com destacamento do cone de alvenaria. A Figura 5.3a representa a configuração do respetivo gráfico, em que a zona assinalada a vermelho corresponde ao arrancamento da ancoragem, uma vez que nessa zona existe um incremento de deslocamento do varão sem se conseguir aumentar o valor da força aplicada. Por outro lado, quando se deu o destacamento do cone de alvenaria foi possível observar, a partir da sua coloração, que a pedra não se encontrava nas melhores condições, Figura 5.3b. A diminuição da qualidade da unidade de alvenaria pode ter sido a principal causa para este modo de rotura ter ocorrido, uma vez que este é condicionado, essencialmente, pela profundidade de embutimento do varão e pela resistência à compressão da pedra.

A Figura 5.3c demonstra a mobilização do cone de alvenaria numa fase final do ensaio. O cone tem um formato próximo de um círculo com 25 centímetros de diâmetro (Figura 5.3d) e uma profundidade de 3 centímetros (Figura 5.3e).



a) Gráfico correspondente ao ensaio P9.



b) Parte do cone de alvenaria.



c) Fase final do ensaio.



d) Formato do cone.



e) Profundidade do cone de alvenaria

Figura 5.3 - Ensaio em pedra P9.

Por último, e em relação ao ensaio P2, verificou-se rotura do varão. Este modo de rotura foi alcançado apenas uma vez, tendo sido evitado propositadamente por questões de segurança, e deu-se quando a força atingiu os 57,3kN (Figura 5.4).

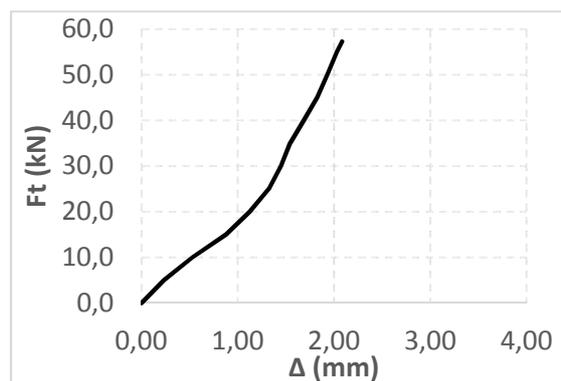


Figura 5.4 - Ensaio em pedra P2.

5.1.2 Bordo

Na Tabela 5.4, referente aos ensaios localizados junto ao bordo, são apresentados os valores da força máxima atingida, do respetivo deslocamento, e a definição dos modos de rotura.

Tabela 5.4 - Resultados obtidos nos ensaios realizados no bordo.

Ensaio	F_t (kN)	Δ (mm)	Modo de Rotura
B1	48,0	2,01	Não foi atingido
B2	40,0	3,57	Não foi atingido
B3	48,0	2,65	Não foi atingido
B4	48,0	-	-
B5	48,0	4,31	Não foi atingido
B6	48,0	3,97	Não foi atingido
B7	48,0	1,83	Não foi atingido
B8	48,0	2,67	Não foi atingido
B9	37,4	3,40	Arrancamento da ancoragem
B10	48,0	1,96	Não foi atingido
B11	48,0	1,74	Não foi atingido
B12	48,0	2,12	Não foi atingido
B13	45,7	3,50	Arrancamento da ancoragem
B14	48,0	1,85	Não foi atingido
B15	48,0	3,40	Não foi atingido

Facilmente se observa que na grande maioria dos ensaios efetuados não ocorreu qualquer tipo de rotura (cerca de 80% dos casos). De seguida, encontra-se a representação, em simultâneo, deste tipo de resultados (Figura 5.5). O ensaio B2 (representado a vermelho) foi interrompido quando a força igualava os 40kN, por motivos técnicos, não tendo sido observado qualquer modo de rotura.

À semelhança dos ensaios em pedra, e de forma a quantificar o deslocamento que o varão consegue recuperar após a descarga do ensaio, expõe-se a relação entre o deslocamento residual e o deslocamento máximo, que neste caso é coincidente com o deslocamento medido no momento de força máxima, (Tabela 5.5).

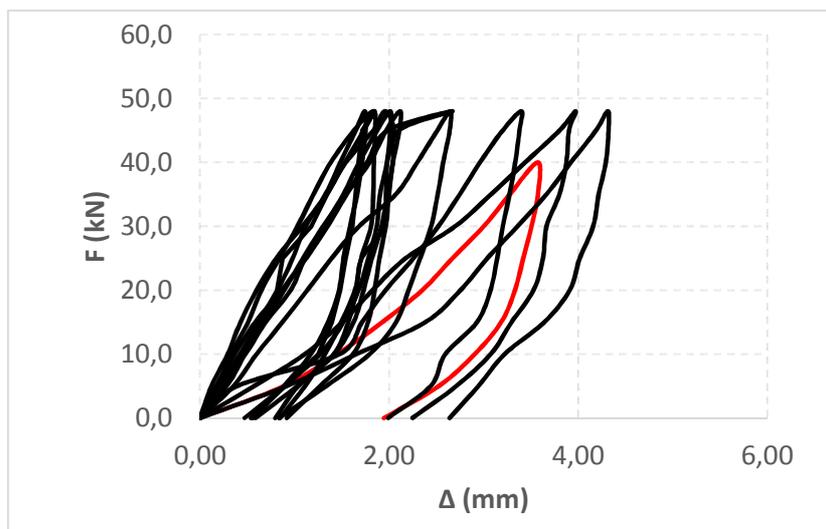


Figura 5.5 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento em ensaios no bordo nos quais não se registaram roturas.

Tabela 5.5 - Relação entre o deslocamento residual e o deslocamento correspondente a força máxima, em ensaios realizados junto ao bordo.

Ensaio	Δ_{residual} (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{\text{residual}} / \Delta$
B1	0,54	2,01	0,27
B3	0,83	2,65	0,31
B5	2,64	4,31	0,61
B6	2,25	3,97	0,57
B7	0,84	1,83	0,46
B8	0,92	2,67	0,34
B10	0,80	1,96	0,41
B11	0,56	1,74	0,32
B12	0,58	2,12	0,27
B14	0,47	1,85	0,25
B15	1,99	3,40	0,59

Analisando a tabela anterior, é possível constatar que a maioria dos ensaios realizados no bordo conseguem recuperar grande parte do deslocamento, após a realização da descarga da força. Refere-se ainda que os deslocamentos associados aos ensaios B5, B6 e B15 são consideravelmente superiores aos restantes, podendo-se justificar com o facto da base do tripé, nestes três ensaios, ter provocado esmagamento local na pedra, aumentando assim os deslocamentos medidos.

Por outro lado, 2 dos ensaios realizados junto ao bordo provocaram o arrancamento da ancoragem. Os valores de força máxima atingidos foram de 37,4kN para B9 e 45,7kN para B13, (Figura 5.6).

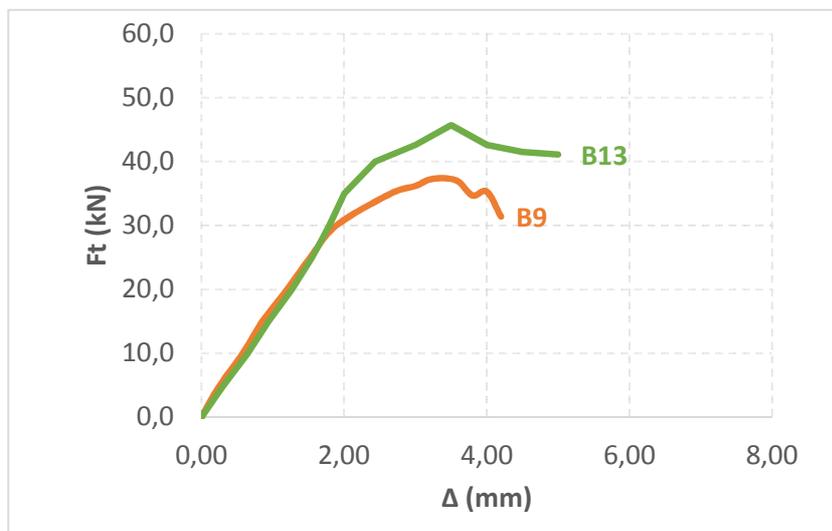


Figura 5.6 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento em ensaios no bordo nos quais se registaram arrancamento da ancoragem.

Seguidamente, encontra-se uma estimativa para o comprimento aderente do químico à pedra nos ensaios de bordo B9 e B13 (Tabela 5.6). Para tal, foi admitido que a alvenaria apresenta uma resistência à compressão (f_{ck}) de 60N/mm² e que o valor da profundidade de embutimento (hef) expressa o comprimento aderente.

Tabela 5.6 - Estimativa do comprimento aderente nos ensaios no bordo B9 e B13.

Ensaio	Ø (mm)	$N_{rd,b}$ (kN)	f_{ck} (N/mm ²)	η_1	η_2	f_{bok} (N/mm ²)	hef (mm)
B9	16	37,4	60	0,7	1,0	9,45	78
B13	16	45,7	60	0,7	1,0	9,45	96

De acordo com a tabela anterior, é possível concluir que relativamente à ancoragem do ensaio B9, apenas 78mm dos 200mm de profundidade de embutimento estão aderentes à pedra. Por outro lado, em relação ao ensaio B13, só 96mm dos 205mm de profundidade é que estão devidamente aderentes à unidade de alvenaria.

Por fim, os valores de deslocamento obtidos no ensaio de bordo B4 foram considerados inválidos, dado que uma das pernas do tripé se encontrava sobre uma junta de argamassa, influenciando muito os valores de deslocamento (Figura 5.7).



Figura 5.7 - Deformação da junta de argamassa, causada pelo tripé.

5.1.3 Junta

Por fim, em relação aos ensaios em juntas de argamassa, apresentam-se tabelados os valores da força máxima de tração observada e do deslocamento associado, bem como o modo de rotura (Tabela 5.7).

Tabela 5.7 - Resultados obtidos nos ensaios realizados em junta.

Ensaio	F_t (kN)	Δ (mm)	Modo de Rotura
J1	44,5	2,80	Arrancamento da ancoragem
J2	11,8	2,20	Arrancamento da ancoragem
J3	0	-	Arrancamento da ancoragem
J4	0,4	7,50	Arrancamento da ancoragem
J5	19,8	12,00	Arrancamento da ancoragem
J6	0	-	Arrancamento da ancoragem
J7	10,2	8,50	Arrancamento da ancoragem
J8	0,4	10,50	Arrancamento da ancoragem
J9	0	-	Arrancamento da ancoragem
J10	0,4	14,50	Arrancamento da ancoragem

De acordo com a tabela anterior, é possível constatar que todos os ensaios realizados em juntas de argamassa resultaram no mesmo modo de rotura: arrancamento da ancoragem. Era expectável que este tipo de rotura fosse o condicionante porque a resistência à compressão da argamassa é muito baixa e é difícil haver aderência suficiente entre o químico e a junta, ao longo da profundidade de embutimento. Este último facto poderá ser explicado com base na dificuldade da colocação de químico em juntas, visto que a alvenaria contém (para além de pedra e argamassa) uma percentagem considerável de vazios, sendo muito provável que parte desse químico disperse (Figura 5.8).

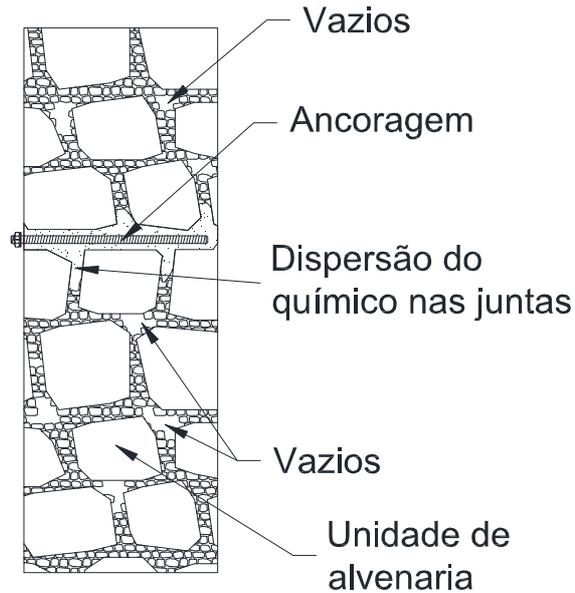


Figura 5.8 - Dispersão do químico numa parede de alvenaria.

Analisando os resultados obtidos nos ensaios em juntas de argamassa, é possível concluir que existe bastante heterogeneidade nos valores máximos de força alcançados. A Figura 5.9 demonstra a configuração de dois ensaios com resultados bastante diferentes: J1 e J4. Por um lado, o ensaio J1 apresenta valores de força elevados, fruto da boa aderência entre o químico e a junta. Por outro lado, o ensaio da ancoragem J4 apresenta valores de força muito baixos, indicando que terá havido bastante dispersão do químico nos vazios e conseqüentemente pouca aderência entre o químico e o varão, Figura 5.10.

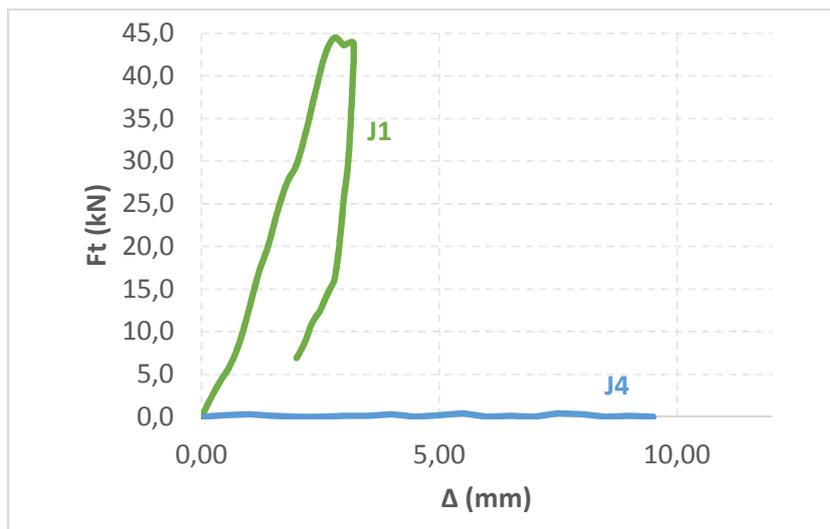


Figura 5.9 - Valores da força de tração aplicada em função do deslocamento nos ensaios nas juntas de argamassa (ensaios J1 e J4).



Figura 5.10 - Varão correspondente ao ensaio de junta J4.

Por último, apresentam-se os valores da profundidade do químico após a realização dos ensaios (Tabela 5.8), possibilitando uma melhor percepção sobre a aderência existente em ancoragens instaladas em juntas de argamassa. De um modo geral, os valores da profundidade do químico são bastante inferiores à profundidade de embutimento do varão, justificando o facto deste modo de rotura surgir em todos os ensaios.

Tabela 5.8 – Valores da profundidade do químico.

Ensaio	Profundidade do químico (mm)
J1	160
J2	100
J3	15
J4	20
J5	100
J6	20
J7	110
J8	35
J9	20
J10	20

5.1.4 Resumo dos resultados

A Figura 5.11 possibilita a comparação entre os valores de força máxima obtidos nos 3 diferentes locais de ensaio: pedra, bordo e junta.

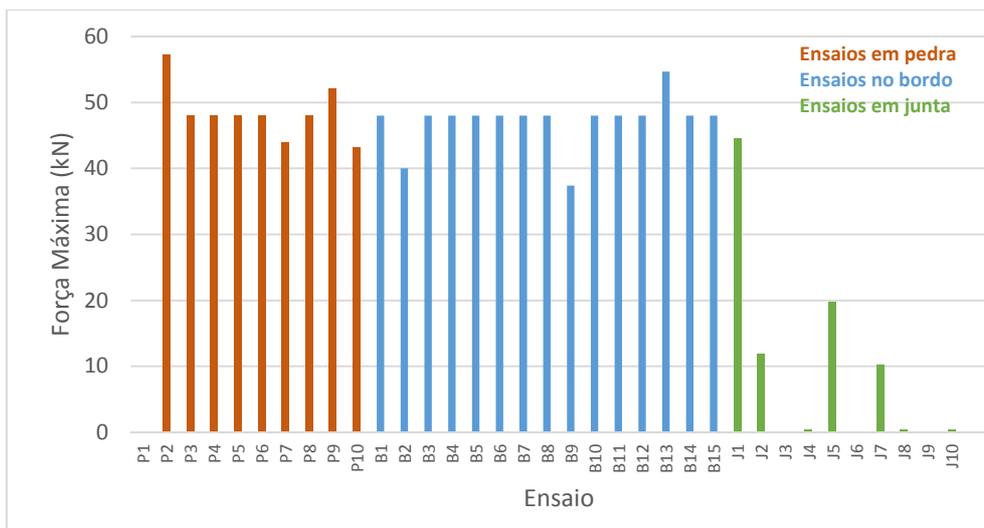


Figura 5.11 - Forças máximas em todos os ensaios realizados.

A Tabela 5.9 permite uma melhor compreensão e interpretação dos resultados de força obtidos nos diferentes locais de ensaio: pedra, bordo e junta.

Tabela 5.9 - Valores da força máxima média, respetivo desvio padrão e 5% nos diferentes tipos de ensaio.

Ensaio	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	5% (kN)
Pedra	43,65	15,83	19,44
Bordo	47,21	3,89	39,22
Junta	8,75	_(*)	_(*)

(*) – Valores não representativos

Com base na informação descrita na tabela anterior, é possível concluir que a gama de valores de força máxima em ensaios realizados em pedra é relativamente extensa, justificando o valor de desvio padrão igual a 15,83%. O valor médio deste tipo de ensaios, indica que os varões ensaiados obtiveram forças próximas dos 48kN (limite estabelecido).

Relativamente aos ensaios localizados junto ao bordo, refere-se que o facto do valor médio ser bastante próximo de 48kN significa que grande parte dos varões resistiram ao valor de força imposta. Por outro lado, o baixo valor de desvio padrão confere uniformidade e coerência nos resultados destes ensaios.

O elevado valor de desvio padrão nos ensaios executados em juntas de argamassa representa a heterogeneidade dos resultados obtidos: uns ensaios apresentaram resistências consideráveis enquanto outros obtiveram forças próximas de zero. No que toca ao valor médio, este é muito inferior quando comparado com valores em pedra e bordo.

Por fim, o valor do percentil de 5% permite perceber que praticamente todos os ensaios feitos em pedra, bordo e junta, alcançaram forças máximas superiores a 19,44kN, 39,22kN e 0,4kN, respetivamente.

No Anexo IV encontram-se, detalhadamente, gráficos representativos da relação força/deslocamento de todos os ensaios realizados. Para além disso apresentam-se, também, fotografias dos locais após a execução dos ensaios e respetivas observações.

5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ENSAIOS REALIZADOS

5.2.1 Discussão da metodologia adotada

Com objetivo de estabelecer um termo de comparação aos valores obtidos nos ensaios, foram determinados os valores teóricos resistentes de tração para os diferentes modos de rotura, de acordo com a ETAG 029.

Na Tabela 5.10 encontra-se, para além da resistência à tração no caso do arrancamento da ancoragem, os dados interpostos para a obtenção da mesma. A profundidade de embutimento utilizada neste cálculo, corresponde à média das profundidades medidas nos ensaios, tendo em conta que a resistência à compressão da pedra admitida foi de 60MPa.

Tabela 5.10 - Cálculo do esforço axial, de acordo com a ETAG 029, para arrancamento da ancoragem.

\varnothing (mm)	hef (mm)	f_{ck} (N/mm ²)	η_1	η_2	f_{bok} (N/mm ²)	$N_{rd,b}$ (kN)
16	216	60	0,7	1,0	9,45	102,60

No que diz respeito à rotura por arrancamento da ancoragem, a média da força dos resultados adquiridos a partir dos ensaios de pedra, bordo e junta é de 43,60kN, 41,03kN e 12,50kN respetivamente. Uma vez que o valor teórico calculado foi de 102,60kN, conclui-se que a partir da aplicação do método apresentado pela ETAG 029, se obtém valores consideravelmente maiores do que os obtidos nos ensaios de tração, principalmente na junta, devido ao reduzido comprimento aderente do varão roscado.

Por outro lado, no cálculo da resistência para o caso de destacamento do cone (Tabela 5.11), a alvenaria foi comparada a betão fendilhado e assumiu-se que o varão estaria no centro da pedra. Quanto à profundidade de embutimento e à resistência de compressão da alvenaria, foram admitidos valores iguais aos do modo de rotura anterior.

Tabela 5.11 - Cálculo do esforço axial, de acordo com a ETAG 029, para destacamento de cone de alvenaria.

K1	hef (mm)	f_{ck} (N/mm²)	c (mm)	c_1 (mm)	eN (mm)	$N_{rd,c}$ (kN)
7,2	216	60	200	200	0	126,73

Relativamente ao modo de rotura por destacamento do cone de alvenaria, a desigualdade entre o valor observado no ensaio P9 (52kN) e o valor teórico (126,73kN) é muito elevada. Contudo, esta diferença pode ter resultado do comprimento aderente da ancoragem ser reduzido e do facto da pedra (na zona do ensaio) se encontrar em mau estado, e consequentemente apresentar resistência à compressão inferior à admitida.

Por sua vez, a Tabela 5.12 é referente à determinação da força de tração que originará a rotura do varão incluindo os parâmetros intermédios para o cálculo do mesmo. O valor de área considerado, corresponde à área do núcleo de um varão M16 (varão usado nas ancoragens), enquanto a resistência é a de um varão de classe 4.8. Para o modo de rotura em causa, o valor teórico de tração resistente é de 62,8kN.

Tabela 5.12 - Cálculo do esforço axial, de acordo com a ETAG 029, para rotura do varão.

A_s (mm²)	f_{uk} (N/mm²)	$N_{rd,s}$ (kN)
157	400	62,8

Tendo em conta que o valor que levou à rotura do varão na execução dos ensaios foi de 57,3kN, é possível afirmar que existe uma grande proximidade entre este e o valor teórico. Esta diferença corresponde a cerca de 9,5% (podendo ser justificada através da ligeira torção do varão durante o ensaio), provando que o método de dimensionamento proposto pela ETAG 029, traduz resultados próximos dos resultados alcançados através de ensaios, para este modo de rotura.

Por último, indica-se que a limpeza do furo é um dos aspetos que poderá ter contribuído significativamente para a diferença entre os valores de resistência teóricos e os valores alcançados através de ensaios. A eficácia da ancoragem será limitada se o respetivo furo não estiver limpo o suficiente, pois a presença do pó impede que o químico fique em contacto com a pedra, impossibilitando a sua aderência. Por outro lado, a presença de pó faz com que a dispersão dos resultados seja muito maior, pois não é possível controlar o comprimento aderente do varão.

5.2.2 Proposta de nova metodologia de ensaio

5.2.2.1 Ensaios com macacos planos simples

Os ensaios de macacos planos simples são de carácter semi-destrutivo (MDT) e atualmente são bastante usado para determinar as propriedades mecânicas da alvenaria (Lopes, 2009). A realização deste ensaio (Figura 5.12) divide-se em duas etapas:

- Avaliação da alteração do estado de deformação provocada pelo rasgo executado na parede;
- Determinação da pressão a inserir no macaco para repor o estado de deformação inicial, ou seja, anterior à execução do rasgo. Esta pressão corresponde ao estado de tensão vertical a que a zona ensaiada se encontrava sujeita, antes da realização do corte.

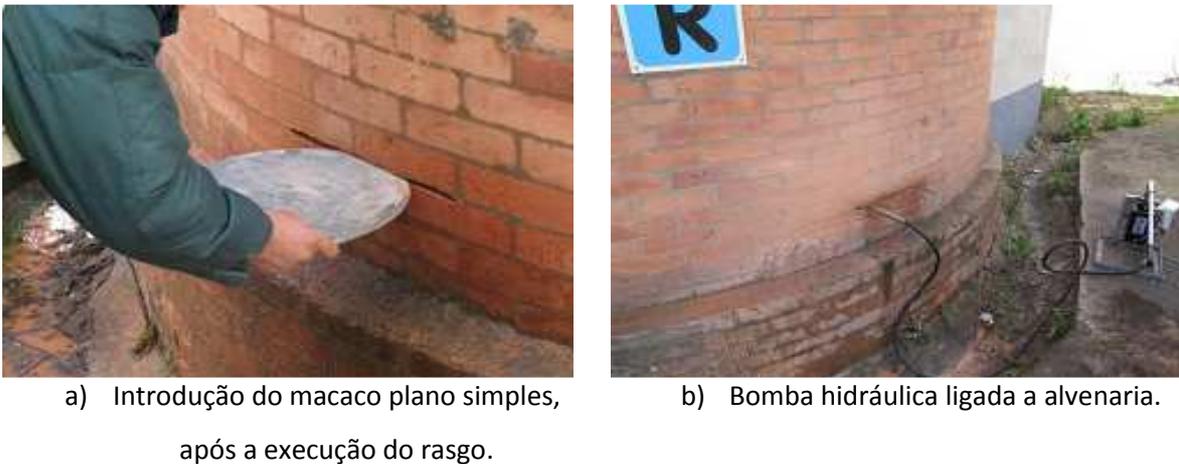


Figura 5.12 - Ensaio de macaco plano simples (Costa, 2015).

Então, de modo a complementar a informação recolhida nos ensaios de tração em ancoragens, poderiam ser realizados, simultaneamente, ensaios com macacos planos simples porque este ensaio possibilita determinar o valor de tensão vertical instalada nas paredes de alvenaria. O principal objetivo seria perceber se a tensão vertical influencia o valor da tensão de aderência do varão, e consequentemente, da tração resistente no caso de arrancamento de ancoragem.

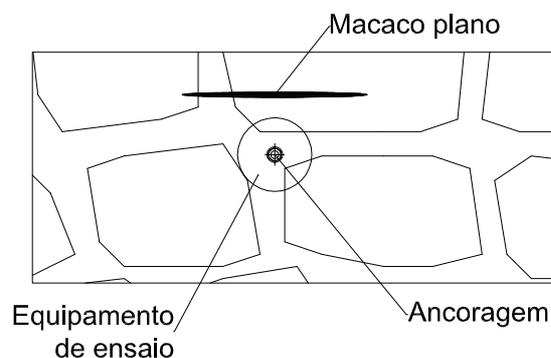


Figura 5.13 - Ensaio de ancoragens completado com ensaio de macacos planos simples.

5.2.2.2 Utilização de camisas em juntas de argamassa

Como já mencionado, os ensaios em junta obtiveram o mesmo modo de rotura (arrancamento de ancoragem), provocado essencialmente pelo reduzido comprimento de aderência do varão roscado. Então, sugere-se a utilização de camisas ou mangas (materializadas em plástico, Figura 5.14a, ou em metal, Figura 5.14b) em ancoragens localizadas em juntas de argamassa, impedindo que haja dispersão do químico através dos vazios e dessa forma grande parte da profundidade de embutimento do varão apresentará aderência à pedra. Assim, o comportamento das ancoragens em junta quando sujeitas a ações de tração seria consideravelmente melhor.



a) Camisa perfurada plástica (Hilti, 2016).

b) Camisa perfurada metálica (Hilti, 2016).

Figura 5.14 - Camisas ou mangas perfuradas, a utilizar em juntas de argamassa.

5.2.2.3 Ensaios com Esclerómetro de Schmidt

Os ensaios de arrancamento em ancoragens químicas em alvenaria de pedra poderiam ser complementados com o equipamento Esclerómetro de Schmidt. De acordo com (Vasconcelos, 2005) este equipamento possibilita estimar a resistência à compressão das unidades de alvenaria correlacionando com o índice de ressalto (ressalto de uma massa elástica depois de sofrer o impacto contra a superfície da alvenaria). Desta forma, ao invés de recorrer a valores médios estabelecidos na literatura da especialidade, seria possível determinar o valor de resistência à compressão das unidades de alvenaria com maior rigor. O conhecimento deste parâmetro, de acordo com a metodologia de dimensionamento apresentada pela ETAG, permitiria que as incógnitas dos diferentes modos de rotura fossem, essencialmente, a profundidade de embutimento e a tensão de aderência do varão.



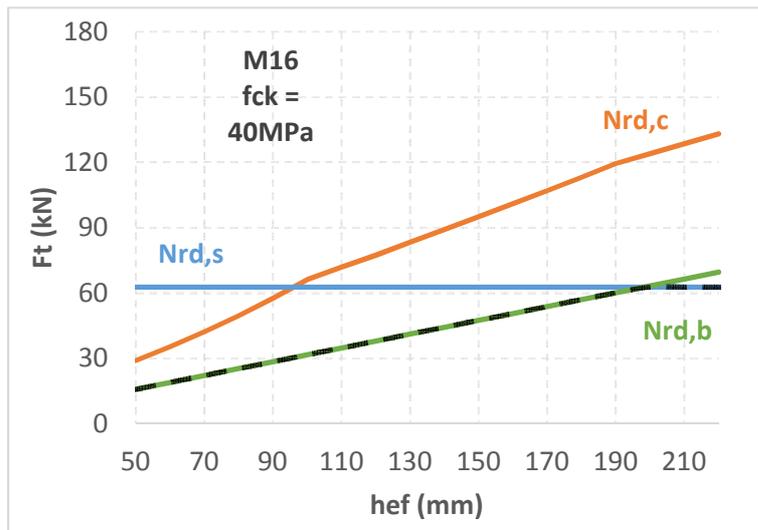
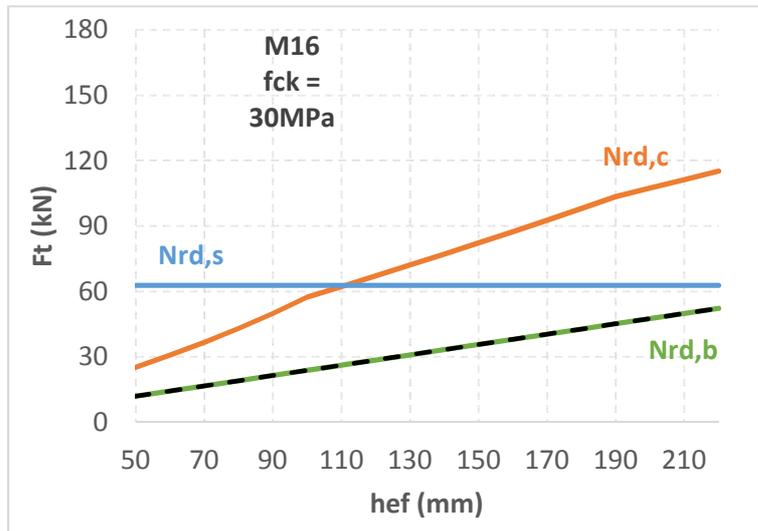
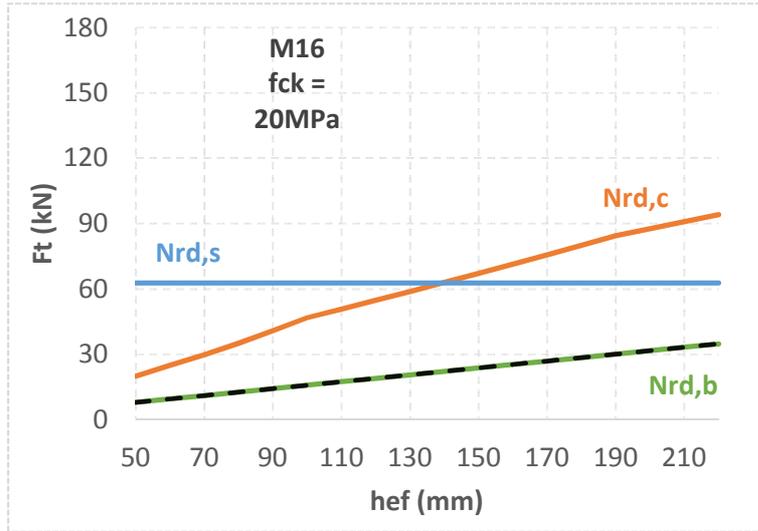
Figura 5.15 – Esclerómetro de Schmidt (Rodrigues, 2015).

5.2.3 Proposta de dimensionamento

Seguidamente será apresentada uma proposta de dimensionamento de ancoragens químicas para os modos de rotura que surgiram na execução dos ensaios: arrancamento da ancoragem, rotura do varão e destacamento do cone de alvenaria. A concretização desta metodologia teve como principal objetivo criar um método de dimensionamento mais direto, ou seja, um método que a partir da consulta dos seguintes gráficos (Figura 5.16) permitisse relacionar a força de tração, profundidade de embutimento e resistência à compressão da alvenaria de forma imediata, evitando assim a realização de cálculos.

Este procedimento é válido para varões com diâmetro de 16mm (M16), profundidades de embutimento entre 50mm e 220mm e para resistências à compressão entre os 20MPa e os 70MPa.

Para a concretização dos gráficos foram estudados, detalhadamente, os três modos de rotura acima referidos. Relativamente ao primeiro modo de rotura, a determinação do valor de tração resistente ($N_{rd,s}$) depende apenas da área e da classe da ancoragem, sendo por isso a sua configuração uma reta constante para todos os valores de resistência de compressão da parede de alvenaria. Por outro lado, a estimativa do valor de tração resistente nos casos de arrancamento da ancoragem ($N_{rd,b}$) e de destacamento do cone ($N_{rd,c}$) é condicionada por vários fatores, incluindo a profundidade de embutimento, distância do varão aos bordos e tensão de aderência da ancoragem. Desta forma, é possível concluir que a representação destas curvas não são constantes e variam consoante a resistência de compressão da alvenaria. Por fim, refere-se a representação da envolvente mínima de cada gráfico, a tracejado. Esta linha representa, para diferentes profundidades de embutimento, o valor mínimo de força de tração que originará um dos três modos de rotura.



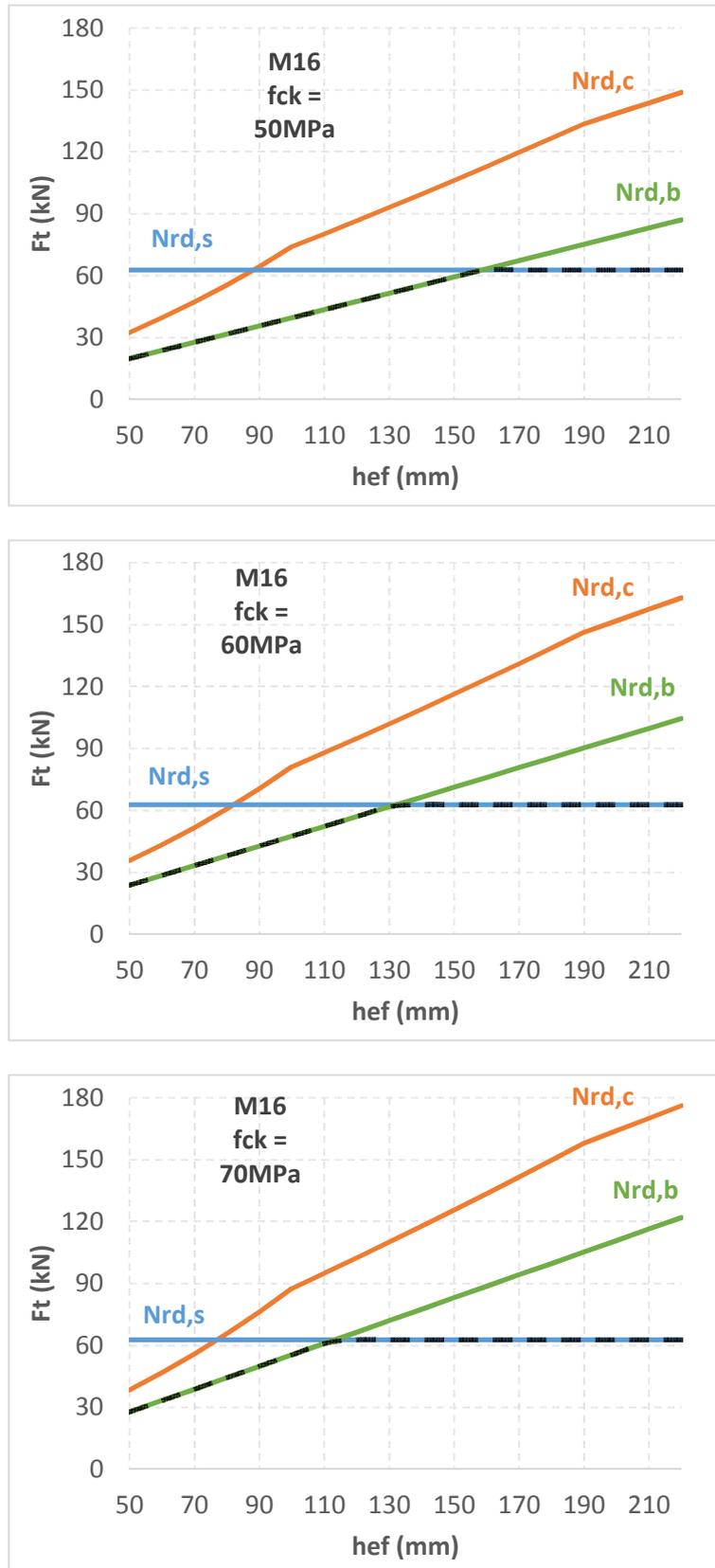


Figura 5.16 - Relação força/profundidade de embutimento, para M16 e diferentes valores de f_{ck} .

De forma a sintetizar toda a informação obtida nos gráficos anteriores, foi produzido um ábaco que engloba as várias envolventes acima representadas. A partir deste ábaco (Figura 5.17) é possível

verificar, para vários valores de resistências à compressão, quando se atingirá um dos três modos de rotura abordados, tendo em conta a profundidade de embutimento e a força de tração.

Analisando o ábaco, conclui-se que para valores de resistência à compressão da alvenaria até 70MPa, não se consegue mobilizar forças de tração superiores a cerca de 63kN, sem se atingir um dos modos de rotura.

Indica-se também que, para unidades de alvenaria com resistência à compressão igual ou superior a 40MPa, o facto de se aumentar a profundidade de embutimento (a partir de um determinado ponto), deixa de ter influência na força máxima de tração obtida. Por exemplo, para unidades de alvenaria com resistência à compressão de 60MPa, a força de tração máxima para valores de profundidade de embutimento entre 130mm a 200mm é praticamente a mesma. No entanto, para unidades menos resistentes (até cerca de 30MPa), o aumento do valor da profundidade de embutimento (no balizamento imposto) influencia muito a força de tração.

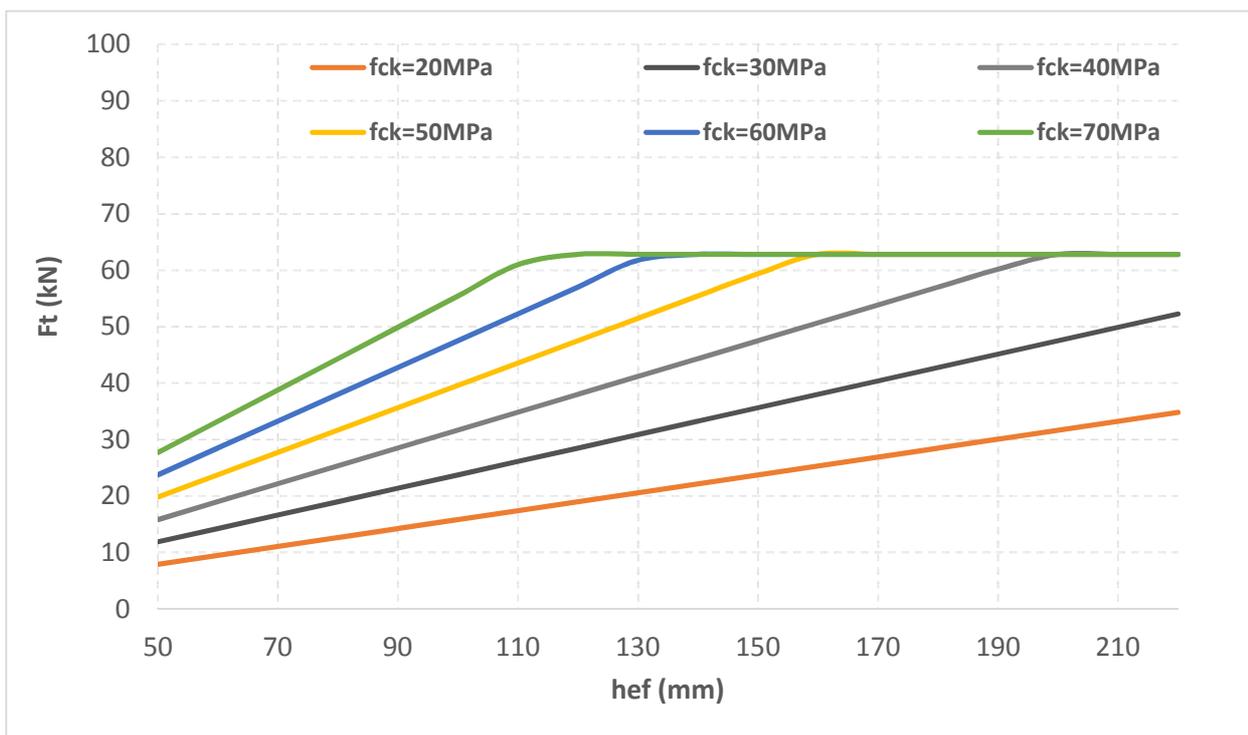


Figura 5.17 - Ábaco força/profundidade de embutimento, para diferentes fck.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Neste capítulo são resumidos os principais resultados da investigação realizada e apresentadas as conclusões retiradas ao longo do trabalho. São ainda sugeridos alguns trabalhos de investigação que se considera importante realizar no futuro e que resultaram da perceção, ao longo do presente trabalho, da existência de algumas lacunas na área do estudo do comportamento ao arrancamento das fixações em elementos de alvenaria.

Ao longo do presente trabalho foi evidenciada a importância das fases de inspeção e diagnóstico, essenciais para o sucesso dos projetos de reabilitação, auxiliando a definição de medidas de intervenção de reabilitação e reforço. As intervenções devem ter em consideração o facto de estarmos na presença de um edifício antigo, com materiais e sistemas construtivos para os quais se exige uma intervenção cuidada. Assim sendo, todos os elementos a introduzir devem ser devidamente avaliados, de forma a não danificarem ou alterarem o funcionamento e a estabilidade física dos elementos existentes.

Com base no contacto adquirido ao longo dos diversos trabalhos desenvolvidos no NCREP, foi possível concluir que a utilização de fixações é uma das intervenções mais comuns em edifícios antigos. Os principais objetivos na introdução de fixações são reforçar a capacidade estrutural da alvenaria (através de ligações entre panos da mesma parede, entre paredes diferentes), aumentar a capacidade de estrutural da alvenaria (por exemplo a partir de reboco armado), melhorar o comportamento estrutural da alvenaria em conjugação com outros elementos estruturais (ligações entre parede de alvenaria e pavimento ou cobertura) e permitir a fixação de novos elementos às paredes de alvenaria, nomeadamente vigas de pavimento (metálicas ou em madeira).

Atualmente, as ligações com recurso a ancoragens químicas são as mais utilizadas. No entanto, existe um baixo volume de literatura especializada sobre o tema (sobretudo orientada para a aplicação prática). Então, a conjugação destes dois factos conduziram à realização de uma investigação detalhada sobre este tipo de ancoragens, mais concretamente ensaios que avaliaram o comportamento ao arrancamento quando instaladas em alvenaria de pedra.

Com este trabalho pretendeu-se avaliar as forças máximas resistentes de tração, os deslocamentos medidos quando esse valor de força é atingido e o modo de rotura mais comum, para os diferentes

locais de ensaio: pedra, bordo e junta. De salientar que o facto da força de tração aplicada ter sido limitada aos 48 kN por questões de segurança, fez com que em vários ensaios não se tenha verificado qualquer tipo de rotura. O modo de rotura mais comum foi o arrancamento da ancoragem, podendo estar relacionado com a limpeza ineficaz em ensaios realizados em pedra e bordo (proporcionando um reduzido comprimento aderente do varão) e com a dispersão de químico nos vazios em ensaios realizados em juntas de argamassa. Num ensaio realizado em pedra atingiu-se a combinação de dois modos de rotura: destacamento de cone de alvenaria e arrancamento de ancoragem, podendo ser justificado com a baixa resistência da pedra na zona do ensaio e com o baixo comprimento aderente do varão. Por último, refere-se a ocorrência da rotura do varão num ensaio em pedra, quando a força atingiu os 57,3kN.

A regulamentação utilizada para calibrar os valores obtidos no decorrer dos ensaios experimentais (ETAG 029) confirmou algumas limitações da presente regulamentação, mais concretamente: a simplificação utilizada na geometria das unidades de alvenaria (admitindo apenas unidades regulares) e, na determinação do valor de tração resistente, no caso de destacamento de cone, teve de se recorrer a uma sugestão de dimensionamento que não consta na ETAG (Moreira, et al., 2016b).

No presente trabalho foi apresentado um ábaco como ferramenta de aplicação prática de previsão dos valores de resistência à tração máxima, tendo em consideração os seguintes modos de rotura: arrancamento da ancoragem, rotura do varão e destacamento do cone de alvenaria. Este procedimento é válido para varões com diâmetro de 16mm, profundidades de embutimento entre 50mm e 200mm e para resistências à compressão entre os 20MPa e 70MPa.

Por fim, refere-se que os resultados dos ensaios não foram suficientemente conclusivos, sugerindo-se a realização de novos ensaios nomeadamente localizados nas juntas.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na sequência do contacto com os casos práticos, do trabalho experimental e da pesquisa bibliográfica desenvolvidos no âmbito do estágio curricular, surgiram algumas linhas de investigação, cujo interesse e oportunidade resultaram evidentes e que são fundamentalmente as seguintes:

- Estudos experimentais de arrancamento de ancoragens químicas em juntas de alvenarias de pedra mais aprofundados, com a introdução na metodologia de ensaio de um macaco plano simples. Assim sendo, é possível controlar a tensão normal instalada nas paredes e avaliar a influência desta tensão no modo de rotura por arrancamento de ancoragem;

- Controlo das condições de aderência entre a ancoragem e o químico através da utilização de camisas ou mangas por forma a evitar a dispersão do químico através dos vazios nas juntas, garantindo um comprimento de aderência do varão roscado superior;
- Estimar a resistência à compressão das unidades de alvenaria caso a caso, ao invés de recorrer valores médios prescritos na literatura da especialidade, correlacionando o índice de resalto com a resistência à compressão efetiva da alvenaria a partir da utilização do esclerómetro de Schmidt;
- Melhorar o modo de emprego de força, durante o procedimento experimental, através da automatização da aplicação força que traciona a ancoragem;
- Executar ensaios de arrancamento em unidades de pedra com ancoragens mecânicas, de modo a caracterização o seu comportamento e obter um termo de comparação aos resultados obtidos em ancoragens químicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Celeste - Paredes de Alvenaria do Porto: Tipificação e Caracterização Experimental. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013. Tese doutoramento.

ALMEIDA C., GUEDES J., ARÊDE, A. e COSTA, A. 2010. Caracterização geométrica e mecânica de paredes em perpianho de granito. Reabilitar 2010 - Conservação e Reabilitação de Estruturas. LNEC, Lisboa.

CEN - Comité Europeu de Normalização, 2004. Eurocódigo 5 – Projecto de estruturas de Madeira – Parte 1-1: Regras gerais – Regras comuns e regras para edifícios, NP EN 1995-1-1. Norma Europeia, IPQ, Portugal.

CEN - Comité Europeu de Normalização, 2009. Eurocódigo 6 – Projecto de estruturas de Alvenaria – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios – Regras para alvenaria armada e não armada, NP EN 1996-1-1. Norma Europeia, IPQ, Portugal.

CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010. Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1992-1-1. Norma Europeia, IPQ, Portugal.

COELHO, Adelino - Inspeção, diagnóstico e projeto no âmbito da reabilitação de edifícios antigos do Porto. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2014. Tese de mestrado.

COSTA, Alexandre, 2015. Elementos de apoio à disciplina de “Estruturas de Madeira e Alvenaria” do Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas. Instituto Superior de Engenharia do Porto,.

CRUZ, André - Estudo de Atirantamentos Ancorados no Plano Perpendicular às Fachadas de Alvenaria: Análise de Proposta de Dimensionamento. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2012. Tese de mestrado.

EOTA, 2010. Design of Bonded Anchors, TR 029. European Organisation for Technical Approvals.

EOTA, 2013a. Guideline for European technical approval of metal injection anchors for use in masonry, ETAG 029. European Organisation for Technical Approvals.

EOTA, 2013b. Guideline for European technical approval of metal injection anchors for use in masonry. Annex A: Details of tests, ETAG 029. European Organisation for Technical Approvals.

EOTA, 2013c. Guideline for European technical approval of metal injection anchors for use in masonry. Annex C: Design methods for anchorages, ETAG 029. European Organisation for Technical Approvals.

EOTA, 2015. Injection system Hilti HIT-HY 270. Injection system for use in masonry, ETA - 13/1036. European Organisation for Technical Approvals.

HILTI, 2016. Em: <https://www.hilti.pt/sistemas-de-ancoragem/dispensadores%2c-acess%C3%B3rios%2c-equipamentos-de-teste/misturadores-e-acess%C3%B3rios-de-inje%C3%A7%C3%A3o/2039310> (consultado em 3 de Junho de 2016).

ICOMOS, 2004. Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico do ICOMOS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- LOPES, Válder - Identificação Mecânica e Avaliação do Comportamento Sísmico de Chaminés em Alvenaria. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009. Tese de mestrado.
- LUDOVICO-MARQUES M., CHASTRRE C., VASCONCELOS G. 2011. Modelling the compressive mechanical behaviour of granite and sandstone historical building stones. *Construction and Building Materials*, 28 pp. 372-381.
- MOREIRA S., OLIVEIRA D., RAMOS, P., B. LOURENÇO. 2016a. Dimensionamento de Reforço Sísmico para Ligações Piso-Parede. 10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica (Sísmica 2016). Ponta Delgada, Portugal.
- MOREIRA S., RAMOS L., OLIVEIRA D., LOURENÇO P. 2016b. Design Parameters for Seismically Retrofitted Masonry-to-Timber Connections: Injection Anchors. *International Journal of Architectural Heritage*. 10 (2-3) pp. 217-234.
- NCREP, 2012a. Projeto de Estabilidade - Edifício da Rua do Rosário, Porto. Porto.
- NCREP, 2012b. Conhecer para reabilitar. Construir, jornal quinzenal, Porto.
- NCREP, 2013a. Reabilitação na cidade do Porto - A experiência do NCREP. Construir, jornal quinzenal, Porto.
- NCREP, 2013b. Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural dos pavimentos de madeira - Edifício Rua Sousa Viterbo, Porto. Porto.
- NCREP, 2013c. Projeto de Estabilidade - Igreja de Açoreira, Moncorvo.
- NCREP, 2013d. Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural - Rua de Cedofeita, Porto. Porto.
- NCREP, 2014a. Apresentação. <http://www.ncrep.pt/> (consultado em 28 de Maio de 2016).
- NCREP, 2014b. Projeto de Licenciamento de Estabilidade - Edifício Rua das Escolas, Porto. Porto.
- NCREP, 2014c. Projeto de Execução e Estabilidade - Edifício Rua Alexandre Braga, Porto. Porto.
- NCREP, 2015a. Projeto de Estabilidade - Casa Azul, Tavira. Tavira.
- NCREP, 2016a. Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural - Caso de Estudo 1, Porto. Porto.
- NCREP, 2016b. Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural. Memória Descritiva do Projeto de Estabilidade - Caso de Estudo 2, Porto, Porto.
- NCREP, 2016c. Relatório de Inspeção e Diagnóstico - Rua do Pesinho, Porto. Porto.
- PAGAIMO, Filipe - Caracterização Morfológica e Mecânica de Alvenarias Antigas. Casos de Estudo da Vila Histórica de Tentúgal. Universidade do Minho, 2004. Tese de mestrado.
- RODRIGUES, Carlos, 2015. Elementos de apoio à disciplina de “Inspeção e Reforço de Estruturas” do Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas. Estruturas. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- SILVERI F., RIVA P., PROFETA G., POVORELLO E. 2015. Experimental Study on Injected Anchors for the Seismic Retrofit of Historical Masonry Buildings. *International Journal of Architectural Heritage*.
- VASCONCELOS, Graça - Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra. Universidade do Minho, 2005. Tese de doutoramento.