

Intervenção no Prédio Militar N.º 50, em Lisboa, antiga Fundição de Canhões

Catarina da Glória Magalhães Correia

Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Militar

Orientadores:

Professor Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio
Tenente-Coronel de Engenharia João Carlos Martins Rei

Júri

Presidente: Professor Doutor Luis Manuel Coelho Guerreiro
Orientador: Professor Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio
Vogais: Professor Doutor António Manuel Candeias de Sousa Gago
Tenente-Coronel de Engenharia Carlos Alberto Rocha Afonso

Outubro 2015

Resumo

O Exército Português tem à sua guarda um importante património construído, muitas vezes localizado no centro histórico de núcleos urbanos, o qual, ao longo dos anos teve várias ocupações, tendo por isso sofrido intervenções várias, mais ou menos intrusivas. Devido ao interesse manifestado pela instituição em reabilitar edifícios localizados no centro de Lisboa com vista a novas utilizações, nomeadamente para a instalação do Pólo Cultural do Exército, foi realizado um estudo no âmbito da presente dissertação de mestrado sobre um edifício integrante do Prédio Militar nº 50 (PM050/Lisboa), cuja origem remonta ao século XVIII.

Face à proposta de utilização do objeto de estudo como arquivo histórico, neste trabalho é feita a caracterização da construção existente e a análise da sua adequação estrutural para acomodar este tipo de utilização. Inicialmente foi feita uma inspeção ao edifício para identificação das anomalias e problemas estruturais visíveis, em seguida foram consultados todos os documentos e projetos que pudessem conter informação sobre o mesmo. Face à falta de informação sobre os materiais utilizados nos elementos estruturais, foram realizados ensaios não-destrutivos para a caracterização das suas propriedades mecânicas, assim como uma pesquisa e análise dos regulamentos em vigor à data da sua construção. Posteriormente, foi construído um modelo numérico com recurso ao programa *SAP2000 (Structural Analysis Program 2000)* para avaliar a capacidade resistente da estrutura. Por fim foram elaboradas algumas propostas de intervenção.

Concluiu-se haver necessidade de reforço nas alvenarias, as quais apresentam um mau comportamento às ações sísmicas. Relativamente aos elementos de betão armado, a baixa resistência dos materiais utilizados, o sistema estrutural adoptado e a degradação em alguns locais implicam igualmente a sua necessidade de reforço. A proposta de intervenção apresentada tem por objetivo servir de base à elaboração de um projeto de reforço, caso se avance com a reabilitação do edifício, sendo necessário realizar um estudo mais aprofundado.

Palavras-chave: Caracterização estrutural; Edifício militar; Ensaios não-destrutivos; Reabilitação;

Abstract

The Portuguese Army has in its custody an important built heritage, often located in historical areas of urban centres, which over the years has had different uses and thus has experienced several interventions, more or less intrusive. Due to the Army's interest to rehabilitate buildings located in Lisbon to new uses, in particular to install an Army Cultural Pole, this thesis is about a study of a military building named PM050/Lisbon whose origin dates back to the 18th century.

Due to the proposed use for the object as an historical archive, in this work is done the characterization of the existing construction and the analysis of its structural adjustment in order to accommodate this type of use. Initially it was made an inspection for identification of malfunctions and visible structural problems, then all documents and projects that might contain information about the building were consulted. Because of the lack of information about the material and structural elements there were performed non-destructive tests for characterization of its mechanical properties, as well as a research and analysis of the regulations ruling on the date of their construction. Subsequently, it was built a numeric model with SAP2000 (*Structural Analysis Program 2000*) program to assess the bearing capacity of structure. Lastly, we had drawn up some intervention proposals.

The conclusion was that the masonry has a bad behaviour to seismic action and need some strengthening. In relation to the concrete elements, the low resistance of the used materials, the structural system adopted and the degradation of some places also require a need of reinforcement. The intervention proposal aims to serve as a basis for the preparation of a project of reinforcement but if things move to the rehabilitation of the building it will be necessary to carry out a more detailed study.

Key-words: Structural characterization; Military building; Non-destructive testing; Rehabilitation;

Agradecimentos

Gostaria de expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a execução deste trabalho.

Ao professor Eduardo Júlio pela sua disponibilidade e pela orientação e supervisão indispensáveis para a sua correta execução.

Ao Tenente-Coronel João Rei pela disponibilidade, o apoio e a atenção dedicados no decorrer do trabalho.

Ao Dr. Jónatas Valença pela partilha de conhecimentos e ajuda nos ensaios e análise de resultados dos mesmos.

À Direção de Infraestruturas do Exército em especial ao Tenente Coronel Rocha Afonso, Major Dias e Major Martins, pelo acesso e ajuda na pesquisa de informação relacionada com o objeto de estudo. Ao Major Martins queria ainda agradecer a forma sempre prestável com que comigo partilhou o seu vasto conhecimento sobre a história da cidade de Lisboa.

Ao núcleo Museológico das Oficinas Gerais de Fardamento e Equipamento do Exército na pessoa da Dra. Maria Cristina Moura, pela partilha de informação e ajuda fundamental na pesquisa documental.

À Unidade de Apoio do Estado Maior do Exército na pessoa da Major Gonçalves pela total liberdade concedida no acesso ao edifício.

À minha família e amigos pelo incondicional apoio em todos os momentos.

A todos os camaradas que me acompanharam neste percurso e que de certa forma contribuíram para o meu desempenho.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Objetivos específicos	1
1.3	Organização.....	1
2	Descrição do Edifício PM050/Lisboa	3
2.1	Introdução Histórica	3
2.2	Descrição do edifício	7
2.2.1	Caracterização arquitetónica.....	8
2.2.2	Caracterização estrutural	9
2.2.3	Anomalias.....	12
3	Caracterização da estrutura	15
3.1	Caracterização do Betão	15
3.1.1	Regulamentação	15
3.1.2	Ensaio de caracterização do betão	17
3.1.3	Discussão dos resultados obtidos.....	26
3.2	Caracterização das armaduras de aço.....	27
3.3	Caracterização da alvenaria	28
3.3.1	Métodos usados para a caracterização	30
3.3.2	Resultados obtidos.....	34
4	Análise da estrutura	36
4.1	Avaliação da capacidade resistente	36
4.2	Modelação estrutural	41
4.3	Hipótese em estudo.....	47
4.4	Análise do modelo e proposta de intervenção	49
4.4.1	Paredes de alvenaria	49
4.4.2	Elementos de Betão armado.....	53
4.5	Proposta de Intervenção.....	56
4.5.1	Técnicas de reforço de elementos estruturais em alvenaria de pedra	57
4.5.2	Estruturas de betão	62
4.5.3	Proposta de Intervenção	66
5	Considerações finais	68
5.1	Síntese do trabalho.....	68
5.2	Desenvolvimentos Futuros	69
	Referências bibliográficas	70

Lista de tabelas

Tabela 1 - Designação dos locais de ensaio.....	18
Tabela 2 - Relação entre a velocidade de propagação de ultrassons e a qualidade do betão	20
Tabela 3 - Qualidade do betão ensaiado em função da velocidade de propagação de ultrassons	21
Tabela 4 - Módulo de Elasticidade do betão ensaiado	22
Tabela 5 - Valores da resistência à compressão do betão obtidos através da correlação com a velocidade de propagação de ultrassons	23
Tabela 6 - Valores obtidos pelo ensaio com <i>esclerómetro de Schmidt</i>	26
Tabela 7 - Tabela de varões com diâmetros definidos em polegadas	28
Tabela 8 - Valores característicos da resistência à compressão e do módulo de elasticidade (E) para alvenaria de pedra	30
Tabela 9 - Coeficiente de deformabilidade (α).....	32
Tabela 10 - Resistência à compressão em função do tipo de pedra.....	32
Tabela 11 - Classificação de pedra natural.....	33
Tabela 12 - Resistência à compressão característica da alvenaria baseada na resistência da pedra e na classe da argamassa.....	33
Tabela 13 - Cálculo do valor de momento resistente na laje (valores por m de laje).....	38
Tabela 14 - Reações das lajes nas vigas.....	39
Tabela 15 - Cálculo da capacidade resistente das vigas.....	39
Tabela 16 - Cálculo da carga nas vigas	40
Tabela 17 - Comparação dos esforços resistentes das lajes, obtidos analiticamente para betões de diferentes classes	40
Tabela 18 - Comparação dos esforços resistentes das vigas, obtidos analiticamente para betão de diferentes classes	40
Tabela 19 - Propriedades mecânicas dos materiais considerados	42
Tabela 20 - Validação do modelo estrutural.....	43
Tabela 21 - Coeficientes para cada tipo de ação.....	44
Tabela 22 - Zoneamento sísmico.....	45
Tabela 23 - Aceleração máxima de referência	45
Tabela 24 - Coeficiente de importância.....	46
Tabela 25 - Aceleração máxima.....	46
Tabela 26 - Parâmetros definidores da ação sísmica.....	46
Tabela 27 - Coeficiente de solo.....	46
Tabela 28 - Quadro de valores das flechas nos elementos estruturais para a Combinação Quase-permanente de ações	56

Lista de figuras

Figura 1 - Projeto da oficina de torneiros 1870.	4
Figura 3 - Planta das instalações cedidas às OGFE 1928	5
Figura 2-Projeto para as novas instalações da fábrica de calçado no Largo do Outeirinho da Amendoeira.....	5
Figura 4 - Alçado do projeto de construção de um bloco de ligação entre os edifícios existentes.	6
Figura 5 - Imagem aérea da localização e enquadramento geral do PM050/Lisboa	8
Figura 6 - Imagem aérea do PM050 e identificação dos edifícios que o constituem.	8
Figura 7 - Zona de ligação entre o novo e o existente.	9
Figura 8 - Zona de demolição da platibanda do edifício inicial.	9
Figura 9 - Nomenclatura utilizada para identificar as diferentes zonas do edifício.....	9
Figura 11 - Pormenor da ligação entre vigas primária, secundárias e pilar.....	10
Figura 10 - Ilustração do sistema Hennebique.	10
Figura 12 - Cobertura.	11
Figura 13 - Pormenor da platibanda.....	11
Figura 14 - Revestimento das fachadas.....	11
Figura 15 - Detalhes construtivos.....	12
Figura 17 - Acumulação de águas pluviais na laje de cobertura.	12
Figura 16 - Manchas de humidade visíveis ao nível do rés-do-chão.....	12
Figura 18 - Colonização biológica.	13
Figura 19 - Fendas visíveis na face superior da laje de cobertura.	13
Figura 20 - Anomalias nas lajes. Fendilhação na face inferior (à esquerda); Destacamento do recobrimento (imagem à direita).....	13
Figura 21 - Fendilhação longitudinal nas vigas.....	14
Figura 22 - Tipos de transmissão.....	18
Figura 23 - Localização dos ensaios para caracterização do betão.	19
Figura 24-Medição da velocidade superficial de propagação por medição indireta.	20
Figura 25 - Correlação entre a velocidade de propagação de ultrassons e a resistência à compressão	22
Figura 26 - Superfície de um pilar após remoção do reboco. Detalhe da presença de vazios.	23
Figura 27 - Curvas de conversão do índice esclerométrico em resistência à compressão.....	24
Figura 28 - Dimensão dos agregados do betão.	26
Figura 29- Armaduras de viga à vista.	27
Figura 30 - Armadura de laje (à esquerda). Armadura de pilar (à direita).	27
Figura 31 - Vigas do sistema Hennebique- Pormenor de armaduras e fotografia de vigas de um Armazém em Lisboa.	28
Figura 32 - Parede de alvenaria de pedra em estudo.....	35
Figura 33 - Esboço para melhor compreensão do arranjo dos blocos na parede de alvenaria de pedra.	35
Figura 34 - Levantamento da estrutura em betão armado.....	36

Figura 35 - Modelo de cálculo para a laje do 1º piso.	37
Figura 36 - Modelo para o cálculo da reação das lajes nas vigas.	38
Figura 37 - Vista 3D do modelo.	42
Figura 38 - Esboço da proposta de utilização do edifício.	48
Figura 39 -Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção x devido à Combinação Fundamental (kPa).	50
Figura 40 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção y devido à Combinação Fundamental (kPa).	50
Figura 41 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção y devido à Combinação Quase-permanente (kPa).	50
Figura 42 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção x devido à Combinação Quase-permanente (kPa).	51
Figura 43 - Diagrama de tensões horizontais para as alvenarias de fachada devido à Combinação Sísmica na direção x (kPa).	51
Figura 44 - Diagrama de tensões horizontais para as alvenarias de fachada devido à Combinação Sísmica na direção y (kPa).	52
Figura 45 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada devido à Combinação Sísmica na direção x (kPa).	52
Figura 46 - Comportamento de uma parede de pedra de várias folhas por ação de forças horizontais.	53
Figura 47 - Momentos na direção y devido à combinação fundamental na laje do 1º piso (kNm/m).	54
Figura 48- Momentos na direção x devido à Combinação Fundamental de ações na laje do 1º piso (kNm/m).	54
Figura 49 - Diagramas de esforços para a viga principal (C) devido à Combinação Fundamental.	55
Figura 50 - Diagramas de esforços para a viga secundária (A) devido à Combinação Fundamental.	55
Figura 51 - Diagrama de esforço axial do pilar para a Combinação Fundamental.	55
Figura 52 - Diagramas de esforços no pilar para a ação sísmica mais condicionante.	56
Figura 53 - Aplicação de pré-esforço em paredes de alvenaria.	60
Figura 54 - Aplicação de reforço com FRP numa viga.	64
Figura 55- Exemplo ilustrativo de reforço de vigas e pilares com recurso a chapas ou perfis de aço.	64
Figura 56 - Reforço com pré-esforço pelo exterior.	65

1 Introdução

1.1 Enquadramento

O Exército Português tem à sua guarda um importante património construído, muitas vezes localizado no centro histórico de núcleos urbanos, o qual ao longo dos anos revê várias ocupações, tendo por isso sofrido intervenções várias, mais ou menos intrusivas.

A presente dissertação de mestrado tem como objeto de estudo um edifício militar integrante do Prédio Militar nº50 (PM050/Lisboa), cuja origem remonta ao século XVIII.

Ao longo dos tempos o PM050 teve várias ocupações, desde fundição de canhões até fábrica de calçado.

Face ao interesse manifestado pelo Exército em recuperar e salvaguardar o património à sua guarda, o objetivo geral do trabalho realizado é a caracterização da construção existente e a análise da sua adequação estrutural para acomodar um novo tipo de utilização, tendo em vista a nova utilização no contexto da criação do Pólo Cultural do Exército ou outras possíveis ocupações que beneficiem a instituição militar e o país.

1.2 Objetivos específicos

Para cumprir o objetivo geral anteriormente enunciado, foram definidas as seguintes fases de execução com objetivos parciais específicos bem definidos:

- (i) Estudo prévio, incluindo o levantamento de toda informação existente respeitante à construção objeto de estudo através da consulta de elementos escritos e desenhados;
- (ii) Inspeção visual através de visitas ao local para levantamento de anomalias detectáveis a olho nu e avaliação do estado de conservação;
- (iii) Levantamento geométrico e estrutural dos elementos que constituem a estrutura;
- (iv) Caracterização dos materiais dos elementos estruturais;
- (v) Análise estrutural para avaliação da capacidade resistente;
- (vi) Proposta de intervenção (reparação e eventual reforço).

1.3 Organização

A dissertação está estruturada em 5 capítulos sendo apresentado no **Capítulo 1** (presente capítulo) o enquadramento do estudo efetuado, os objetivos propostos e a organização da dissertação.

No **Capítulo 2** serão referidas todas as informações relevantes sobre o edifício estudado, nomeadamente o seu passado, a sua localização, a sua tipologia estrutural e a descrição dos seus elementos estruturais.

No **Capítulo 3** faz-se a exposição dos conceitos necessários para a compreensão do caso de estudo. Descrição dos métodos utilizados para a caracterização dos elementos estruturais, apresentação e discussão dos resultados obtidos.

No **Capítulo 4** é feita a análise estrutural do existente e um estudo da eventual necessidade de reforço mediante a apresentação de diferentes hipóteses de novas utilizações para algumas áreas interiores e a verificação da necessidade de reforço e respectivas propostas de intervenção.

No **Capítulo 5** são apresentadas as conclusões e são tecidas algumas considerações finais.

2 Descrição do Edifício PM050/Lisboa

2.1 Introdução Histórica

A fim de apresentar as origens do edifício, será feita em seguida uma breve descrição dos vários acontecimentos históricos que levaram ao surgimento deste edifício e da sua envolvente.

Arsenal do Exército

A Restauração da Independência portuguesa¹ na sequência da revolução de 1 de dezembro de 1640 colocou Portugal numa situação bastante frágil, sobretudo do ponto de vista militar. Por um lado, a participação nos conflitos do Império Espanhol deixou o país, e particularmente o Exército, desgastado e em crise, por outro lado a iminência de uma guerra com Espanha não augurava bons tempos (Pinto, 2010).

Na tentativa de preparar o país para o que se avizinhava foram criados em 1640 o Conselho de Guerra e a Tenência-Geral de Artilharia com o objetivo de tratar do alistamento e instrução de praças, fortalezas e navios, assim como da aquisição, conservação e distribuição de todo o material de guerra (Sequeira, 2007).

Dado o estado de desorganização e carência de material em que se encontravam as unidades e os depósitos militares, a Tenência viu-se obrigada a importar grandes quantidades de armamento para suprir as necessidades urgentes do Exército (Pinto, 2010).

Nesta sequência, e já no reinado de D. João V (1689-1750), foi ordenada a construção de uma oficina de fundição de artilharia denominada “Fundição de Baixo” no piso térreo das Tercenas da Porta da Cruz²(Sequeira, 2007).

Em 1668 foi assinado o tratado de paz com Espanha terminando uma guerra de 28 anos que deixou o país exausto e o Exército reduzido. Entretanto Portugal envolveu-se noutras conflitos entre eles a guerra da sucessão de Espanha (1704-1712) (Marques, 1983).

Devido à carência de armamento que se fazia sentir, o rei ordenou (entre 1716 e 1732) a construção de outros estabelecimentos fabris nas imediações da Fundição de Baixo entre eles a “Fundição de Cima” ou “Fundição de Canhões” no atual Largo do Outeirinho da Amendoeira (junto ao Campo de Santa Clara). A nova fábrica que era composta por vários edifícios, sendo a fundição que mais laborava na altura diz respeito ao atual PM050(Serol, 2012).

No início de 1762 Portugal, ainda em recuperação dos danos provocados pelo terramoto de 1755, foi alvo da denominada guerra dos sete anos. Também por esta altura foi concluída a Fundição de Cima nos terrenos da Coroa de Portugal (Pinto, 2010).

Em 1764, por alvará do Marechal General dos Exércitos (Conde de Lippe) a “Tenência” passa a chamar-se “Real Arsenal do Exército”. Desde essa data até 1802 o arsenal ocupou várias oficinas espalhadas por aquela zona da cidade empregando milhares de operários (Pinto, 2010).

¹ Pôs fim à dinastia Filipina através de um golpe de estado revolucionário ocorrido a 1/12/1640.

² Local destinado ao fornecimento de todos os artigos necessários para o armamento, equipamento e aprovisionamento da armada e ao armazenamento do material de guerra do Exército também constituído por oficinas de pólvora e armas ligeiras (local onde hoje esta instalado o Museu Militar).

Em 1802 a atividade do Arsenal diminui consideravelmente devido à morte de Bartolomeu da Costa (www.exército.pt) situação que só viria a melhorar nos reinados de D. Pedro IV (1798-1834) e D. Maria II (1834–1853) pela necessidade de armamento devido aos vários episódios de guerra civil vividos na época provocados pela luta entre absolutistas e liberais (Marques, 1983).

No final de 1851, o Arsenal, que na altura era constituído pelas oficinas da Fundição de Cima (Fig.1) (onde na altura laboravam fundidores, torneiros latoeiros, lavrantes, abridores e especialistas no fabrico de instrumentos musicais metálicos), oficinas de Santa Clara, Trem de Elvas (carpinteiros, ferreiros e serralheiros) e pela Fábrica de Pólvora em Barcarena, sofre uma nova reestruturação (Sequeira, 2007).

Em 1867 o Real Arsenal do Exército é extinto e só em 1902, por decreto real é aprovado o novo regulamento do Arsenal do Exército onde deixaram de estar incluídas a Fundição de Cima e a Fábrica de Armas por não terem acompanhado a evolução do fabrico de armas, nomeadamente por estar obsoleta a técnica de produção de canhões aí utilizada (em bronze), uma vez que as modernas fábricas europeias já os produziam totalmente em aço (Pinto, 2010).

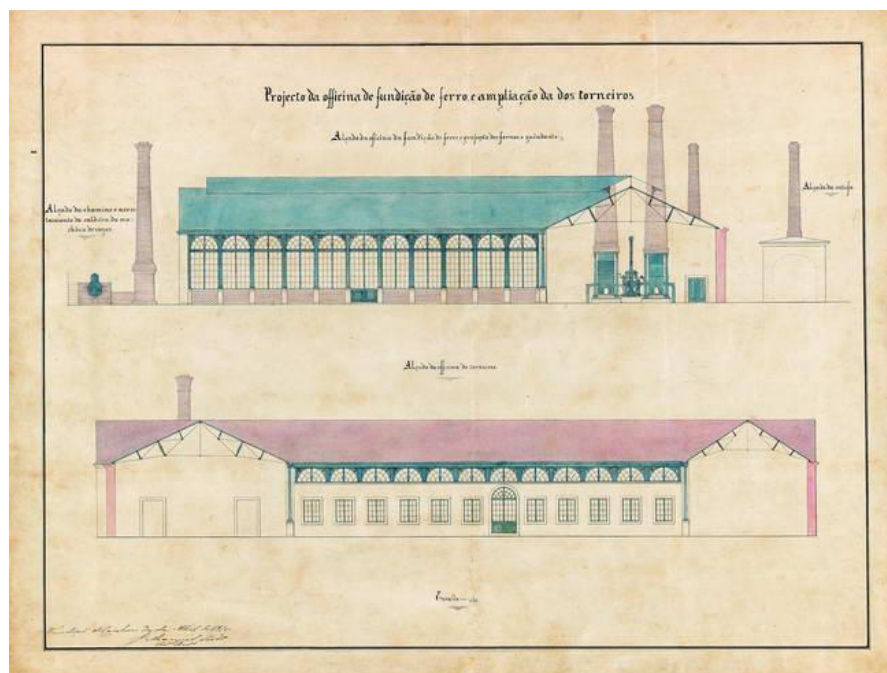


Figura 1 - Projeto da oficina de torneiros 1870.

As Oficinas Gerais de Fardamento e Calçado

Em 1907 devido à necessidade crescente de se constituírem reservas para o abastecimento de tropas não só a nível de armamento, como de fardamento e calçado (aproximava-se a 1ª Guerra Mundial), formam-se as Oficinas Gerais de Fardamento (OGF) em Santa Clara, que em 1911 se expandem com a criação de uma sucursal no Porto e a entrada em funcionamento da fábrica de

calçado no edifício de Santa Engrácia³(atual Panteão Nacional) que à data se encontrava inacabado e sem utilização.

Entretanto tornava-se urgente a alteração das instalações da fábrica de calçado, não só pela escolha do edifício para Panteão Nacional (em 1916), mas também pelas precárias condições em que laboravam os operários.

Em 1926, o Depósito Central de Fardamento foi desdobrado em: Oficinas Gerais de Fardamento e Calçado (OGFC) e Depósito Geral de Fardamento recebendo a parte superior do edifício da *Fundição de Cima*.

Nesse mesmo ano, o edifício da Fundição de Cima(Fig.2) foi entregue às OGFC para que se desse a transição da fábrica de calçado (que desde 1911 laborava no edifício de Santa Engrácia) (OGFC, Relatório da gerência de 1932-1933, 1934).

Em 1929, as OGFC apresentam um projeto de obras de construção para um dos edifícios do PM050 (o edifício em estudo) que só veio a ser aprovado pelo Ministério da Guerra, em 1931 (Fig.3). As obras terão tido início no ano seguinte (OGFC, Relatório da gerência de 1932-1933, 1934).

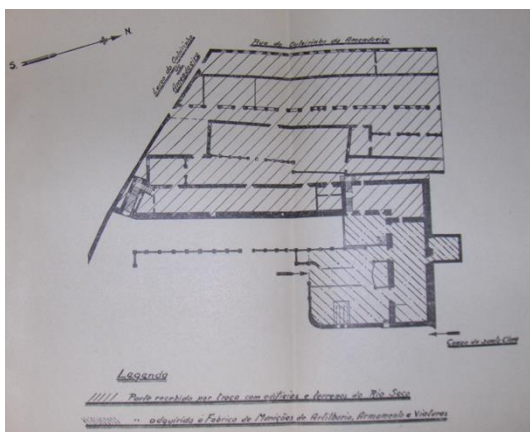


Figura 2 - Planta das instalações cedidas às OGFE 1928 (OGFC, 1934).

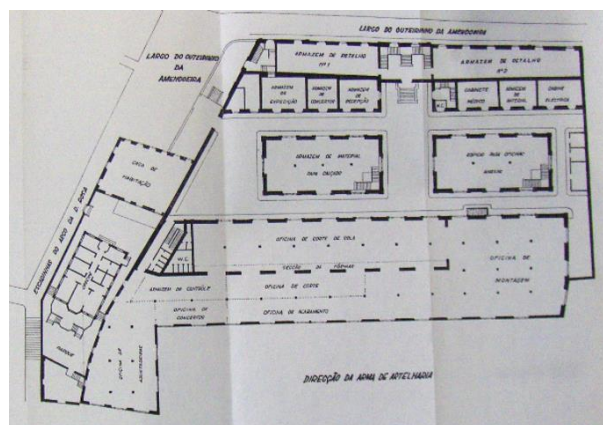


Figura 3-Projeto para as novas instalações da fábrica de calçado no Largo do Outeirinho da Amendoeira (OGFC, 1934).

No Volume VIII das Peregrinações em Lisboa de Norberto Araújo escrito em 1939 relativamente à Fundição de Cima vem (citado em(Santos N. , 1995)):

“Que os enormes edifício e armazéns, largos, modernos, utilíssimos (...) mas por concluir estavam destinados a receber as instalações das Oficinas Gerais de Fardamento e Calçado a sair de Santa Engrácia. Nesta altura, funcionavam ali serviços de secretaria do Arsenal do Exército (...) e um pequeno Museu da Fundição Militar, vulgarmente conhecido hoje por Sala dos Gessos, onde estão os modelos, em gesso, das estátuas produzidas na Fundição, a mais importante das quais é a estátua equestre de D. José I que só daqui poderia sair demolindo o edifício, pois este foi erguido com a estátua colocada no seu interior”.

³ Apesar de inacabado o templo de Santa Engrácia foi classificado como Monumento Nacional pelo Decreto de 16 de junho de 1910 acabando, no entanto, por ser cedido ao Ministério da Guerra. Em 1916 foi oficializada a escolha deste monumento para ser o Panteão Nacional (embora só em 1966 venha a ser inaugurado como tal) (Silva, 2013).

Só em 1942, seriam inauguradas as instalações da Nova Fábrica de Calçado, no Largo do Outeirinho da Amendoeira.

Em 1964 devido ao grande aumento da produção para satisfazer as encomendas destinadas às forças a destacar ou já em serviço no Ultramar foi pedida autorização para a realização de uma obra de ligação entre dois edifícios do sector industrial, sendo utilizado somente o 1º andar, ficando uma passagem ao nível do arruamento que já existe (Fig.4) (OGFC, Auto de Entrega de dependências da extinta Fundação de Canhões, 1964). Esta obra identificada nas plantas de 1969 viriam a constituir o edifício como hoje se vê no largo do Outeirinho da Amendoeira.

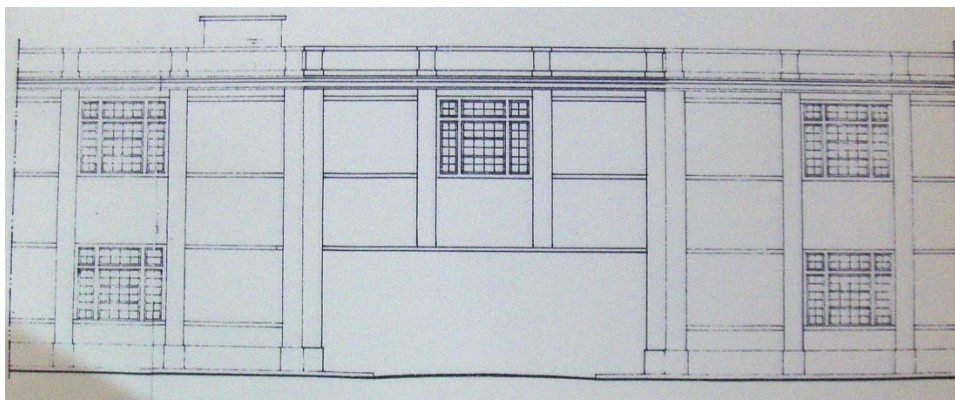


Figura 4 - Alçado do projeto de construção de um bloco de ligação entre os edifícios existentes (OGFE, 1964).

Na

década de 90, encontravam-se no PM050, para além das OGFE, a Revista Militar, a Revista de Artilharia e a Associação dos Auditores dos Cursos de Defesa Nacional. A fábrica de calçado é extinta em 1997.

A envolvente do edifício

A localização do PM050 por si só é já envolta em história, pois aqui perto passava a Cerca Moura, muralha protetora da Lisboa da época.

Foi também nesta zona (mais precisamente no Campo de Santa Clara) que D. Afonso Henriques levou a cabo a guerra de cerco que levou à conquista da cidade. Por esse facto foi construída a Igreja de S. Vicente de Fora, em resultado de uma promessa em caso de vitória (Marques, 1983).

Por decreto de 16 de Junho de 1910, a Igreja de São Vicente de Fora assim como a Igreja de Santa Engrácia são declarados Monumentos Nacionais (Serol, 2012).

Em 1940, em troca da cedência de terrenos nas imediações, o Paço de São Vicente e a zona envolvente são entregues ao Patriarcado de Lisboa, sendo posteriormente classificados como IIP (Imóvel de Interesse Público), pelo Decreto n.º 33/587 de 27 de março de 1944 (Serol, 2012).

Estando os edifícios classificados como monumento nacional foi delimitada a sua zona de proteção que engloba outros edifícios militares próximos.

Em 2006 o Exército elabora o Programa de Modernização e Concentração de Infraestruturas onde, entre outras, é apresentada a proposta de criação de um Pólo Cultural do Exército a instalar

nos prédios militares em torno do eixo: Santa Clara - Santa Apolónia (por despacho do General Chefe de Estado Maior do Exército n.º 2951).

Esta zona inclui além da Fundação de Cima (PM050), a Fundação de Baixo (atual Museu Militar e Arquivo Histórico Militar), Direção de Infraestruturas do Exército (no Palácio dos Marquês do Lavradio), as Oficinas Gerais de Fardamento e Equipamento (no antigo palácio dos Marquês de Resende), o Estado-Maior do Exército (antigas dependências do Arsenal destinadas ao ensino e alojamento), a Messe Militar de Santa Clara (Palácio dos Condes de Barbacena) e o Hospital da Marinha(local onde foi o Convento de S. Francisco Xavier).

Estes edifícios, apesar de em grande parte terem sido construídos antes do terramoto de 1755 e preservarem características artísticas relevantes constituindo parte da história do local, continuam até aos dias de hoje sem receber proteção legal ou qualquer tipo de classificação (apesar de várias propostas a título individual que foram feitas, mas que receberam parecer negativo do IGESPAR⁴)

A proposta de criação do Pólo Cultural teve como pressupostos a defesa e salvaguarda dos bens patrimoniais nacionais à guarda do Exército uma vez que existe nesta zona uma grande concentração de órgãos militares que se encontram instalados em edifícios com características arquitetónicas de elevado valor e ligados a factos históricos importantes (Serol, 2012).

Nestes edifícios pretendia-se efetuar a instalação gradual da Direção de História e Cultura Militar, o Museu Militar de Lisboa, a Biblioteca do Exército, o Arquivo Histórico Militar e Gabinete de Estudos Arqueológicos da Engenharia Militar.

Em 2007, foi dado início à execução da proposta apresentada, através da transferência da Biblioteca do Exército, anteriormente instalada no Convento dos Paulistas, na Calçada do Combro, para parte das instalações do PM050.

2.2 Descrição do edifício

Como anteriormente referido, o edifício em estudo é o prédio militar nº50 (PM050/Lisboa) (*Fundação de Cima*). Esta construção localiza-se no Largo do Outeirinho da Amendoeira em Lisboa (Fig. 5) num conjunto composto por 4 edifícios (Fig.6) ocupados pelo Exército desde o séc. XVIII.

⁴ Instituto de Gestão do Património Arquitetónico e Arqueológico (IGESPAR) “tem por missão, a gestão, a salvaguarda, a conservação e a valorização dos bens que, pelo seu interesse histórico, artístico, paisagístico, científico, social e técnico integrem o património cultural arquitetónico e arqueológico classificado do País” (Decreto-Lei n.º96/2007 de 29 de Março artigo 3.º/1). Sendo atualmente a Direção-Geral do Património Cultural.



Figura 5 - Imagem aérea da localização e enquadramento geral do PM050/Lisboa



Figura 6 - Imagem aérea do PM050 e identificação dos edifícios que o constituem.

2.2.1 Caracterização arquitetónica

Ao longo da sua existência o PM050/Lisboa teve diferentes ocupações e sofreu algumas alterações à sua estrutura original. O edifício objeto de estudo é o bloco B deste conjunto (Fig.6).

Quanto à data de construção da estrutura do bloco B, tal como hoje se apresenta, sabe-se que em 1929 foi elaborado um projeto de obras para que se desse a transição da fábrica de calçado. As plantas desse projeto indicam já uma estrutura semelhante à atual, mas constituída por dois blocos autónomos. Essas obras terão sido iniciadas em 1934 e terminadas em 1941 (OGFC, Auto de Entrega de dependências da extinta Fundação de Canhões, 1964).

O bloco central de ligação terá sido construído no início da década de 1960.

Algumas evidências de que a construção da ligação é posterior ao restante podem ser observadas no edifício (Fig. 7 e 8).



Figura 7 - Zona de ligação entre o novo e o existente.



Figura 8 - Zona de demolição da platibanda do edifício inicial.

O edifício terá sido utilizado até ao ano 2000 estando desde então desocupado.

Para melhor identificar as partes do edifício com diferentes datas de construção este foi dividido em zonas às quais foram atribuídas diferentes designações (Fig.9).

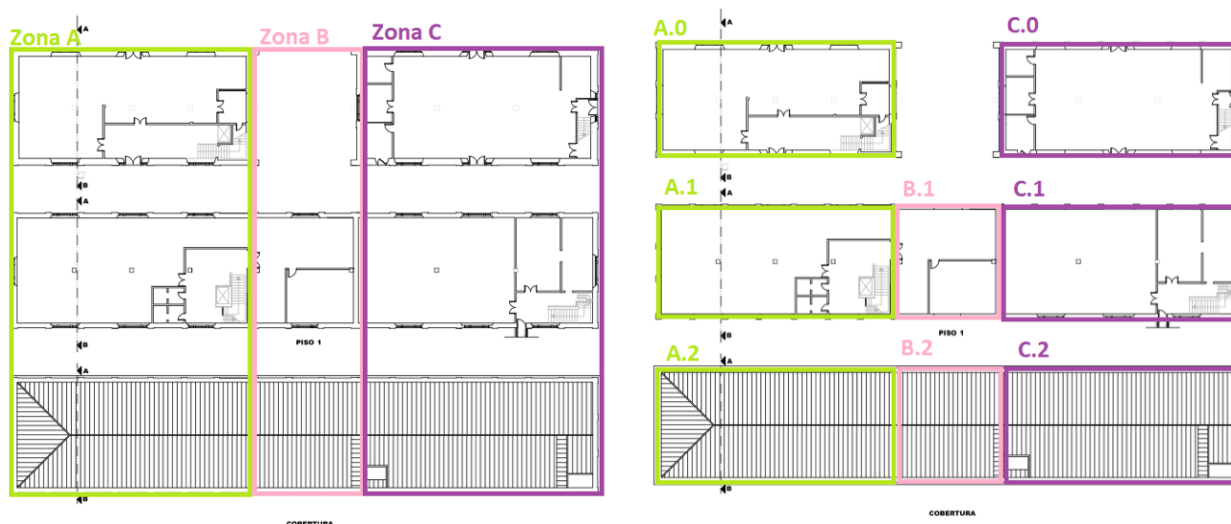


Figura 9 - Nomenclatura utilizada para identificar as diferentes zonas do edifício.

2.2.2 Caracterização estrutural

O PM050 é constituído por dois pisos com uma área coberta de cerca de 1360 m².

Uma vez que era destinado à indústria fabril, é constituído por grandes volumes com espaços amplos (sem paredes divisórias) e com elevado pé-direito (cerca de 4 metros).

Quanto à tipologia construtiva trata-se de um edifício tipo “placa”. Estes edifícios são característicos das construções edificadas entre 1930 e 1960 em Portugal Continental e a sua estrutura caracteriza-se por possuir pavimentos em betão armado que descarregam diretamente em paredes com maior ou menor capacidade resistente (Sousa M. , 2006). O PM050 é constituído por pórticos de betão armado preenchidos por paredes resistentes de alvenaria de pedra e lajes em betão armado.

Relativamente às fundações sabe-se que nesta época eram normalmente executadas em alvenaria de pedra podendo ser superficiais ou profundas dependendo das características do solo de fundação. Tipicamente, as paredes resistentes tinham sapata contínua enquanto que os pilares tinham sapata isolada (Roque, 2002).

No presente trabalho não foi possível efetuar sondagens às fundações, no entanto, como não são observáveis na estrutura fendas características de assentamentos diferenciais considera-se que existem boas condições de fundação. Assim, as sapatas não foram objeto de estudo.

Zonas A e C

Nestas zonas a espessura das paredes resistentes varia em altura sendo que no rés-do-chão têm uma espessura de aproximadamente 70 cm e no 1º piso de 50 cm.

O afastamento entre pilares é de 6,0m na zona A e de cerca de 9,0m na zona C. Todos os pilares são de secção quadrada que, à semelhança das paredes resistentes, varia em altura tendo de lado 50 cm no piso térreo e 40 cm no 1º piso.

As vigas principais longitudinais (que descarregam nos pilares) têm seção de 50×25cm² e recebem as vigas secundárias (transversais) com seção de 35×15cm². No 1º piso da zona A não existem vigas principais.

As vigas secundárias são afastadas de 6,0m na zona A e de 4,30m na zona C.

As lajes têm 15 cm de espessura. Os elementos de betão armado das zonas A e C são característicos das construções da sua época, essencialmente influenciadas pelo sistema patenteado *Hennebique*⁵. Nas figuras 10 e 11 podem observar-se algumas semelhanças estruturais.

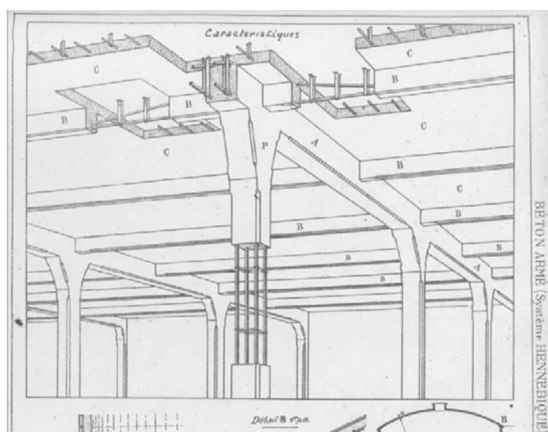


Figura 11 - Ilustração do sistema Hennebique (Appleton, 2011).



Figura 10 - Pormenor da ligação entre vigas primária, secundárias e pilar.

Zona B

Na zona B apenas existem vigas longitudinais ao longo de todo o comprimento e afastadas em cerca de 3,0m. A secção das vigas é de 70×45cm².

⁵ Permitia a concepção estrutural de grandes espaços apenas pontuados pela rede de finos pilares que se conjugavam com lajes armadas capazes de suportar grandes sobrecargas solução que respondia claramente aos requisitos funcionais de uma grande laboração industrial (Tostões, 2004). O sistema estrutural era revolucionário devido à introdução de estribos (constituídos por chapas de aço de secção retangular dobradas em "U") nas vigas, que ligavam os varões tracionados à zona de betão comprimido (Appleton, 2005).

Os pilares têm seção quadrada de 45x45 cm².

As paredes exteriores são de alvenaria de tijolo e têm uma espessura de 50 cm. No presente estudo assumiu-se que estas paredes não têm função estrutural.

Cobertura

A cobertura do edifício é em estrutura metálica aligeirada com chapas de aço (Fig. 12).

Na zona B a laje de cobertura tem um revestimento de impermeabilização betuminoso mas nas restantes não existe tela de impermeabilização.

Toda a cobertura apresenta platibanda (Fig. 13).



Figura 12 - Cobertura.



Figura 13 - Pormenor da platibanda.

Fachadas e revestimentos

As fachadas são rebocadas e pintadas (Fig. 14).

O revestimento dos pisos é em betonilha, no rés-do-chão (zona onde laborava a fábrica), em ladrilhos cerâmicos na zona C.1 (zona onde existe um pequeno palco em madeira, talvez destinado a reuniões e/ou palestras) e em revestimento vinílico numa das salas do primeiro piso do bloco A (zona de escritórios, parte administrativa da fábrica).

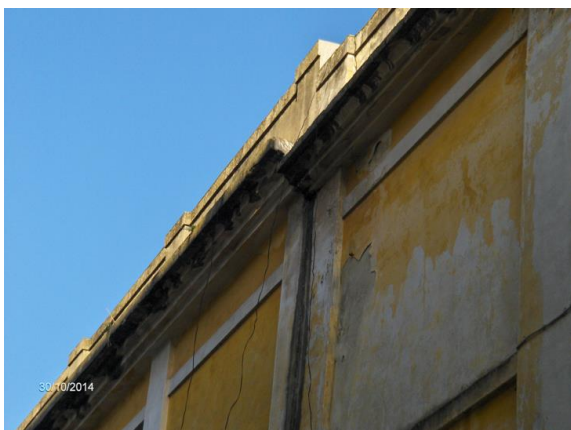


Figura 14 - Revestimento das fachadas.

2.2.3 Anomalias

Estruturais

Na observação dos elementos estruturais foram registadas algumas particularidades estruturais que podem influenciar o normal comportamento da estrutura e gerar esforços adicionais, pelo que nestas zonas dever-se-á ter especial atenção na avaliação da capacidade estrutural. Exemplo dessa situação são o corte de uma viga para colocação da caixa de elevador (Fig. 15) e o “desencontro” entre vigas secundárias o que pode provocar torsão da viga principal nessa zona.



Figura 15 - Detalhes construtivos.

Manchas de humidade, sujidade e colonização biológica

Este tipo de ocorrências pode influenciar as características resistentes dos materiais que constituem a estrutura.

Foram observadas diversas manchas de humidade e de sujidade nos vários elementos estruturais, provocadas por infiltrações de águas pluviais. A ocorrência de infiltrações é consequência da existência de aberturas nas chapas que constituem a cobertura, permitindo desta forma entrada e acumulação da água da chuva na laje de cobertura (Fig. 16 e 17), que acaba por se infiltrar ao longo da estrutura.

Os efeitos da humidade fazem-se sentir até ao piso do rés-do-chão. Em alguns locais podem também ser observadas manchas de colonização biológica (Fig. 18).



Figura 16 - Acumulação de águas pluviais na laje de cobertura.



Figura 17 - Manchas de humidade visíveis ao nível do rés-do-chão.



Figura 18 - Colonização biológica.

Fissuração, fendilhação, destacamento e delaminação

Foram observadas algumas fendas de dimensão considerável na laje de esteira da zona C provavelmente resultantes de fenômenos de origem térmica ou devido à retração do betão durante o processo de cura (Fig. 19).

A delaminação e o destacamento do betão de recobrimento têm origem provável na corrosão das armaduras a qual ocorre (na maioria dos casos) por carbonatação do betão. Este fenómeno pode ser observado em alguns elementos (Fig. 20 e 21).



Figura 19 - Fendas visíveis na face superior da laje de cobertura.

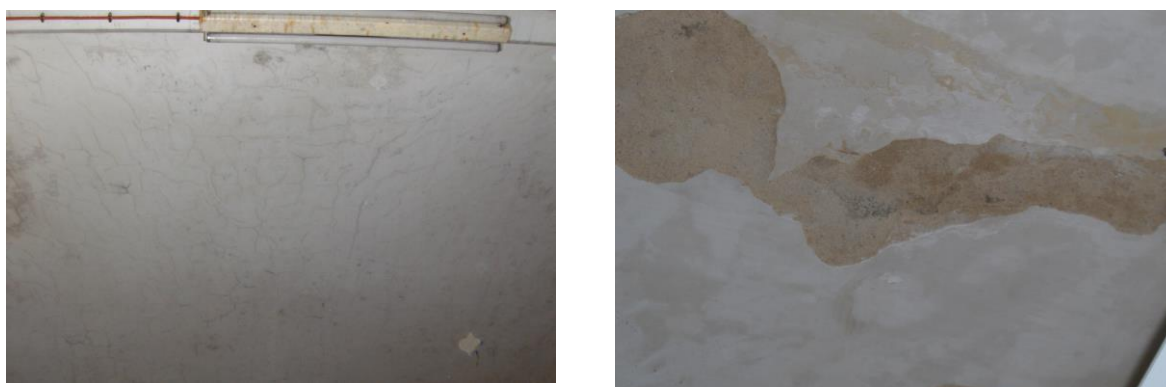


Figura 20 - Anomalias nas lajes. Fendilhação na face inferior (à esquerda); Destacamento do recobrimento (imagem à direita).



Figura 21 - Fendilhação longitudinal nas vigas.

3 Caracterização da estrutura

O conhecimento da data aproximada da construção do edifício permite estimar os materiais e processos construtivos que possam ter sido usados na sua construção. No entanto, uma vez que não está disponível o projeto de estabilidade, nem informação relativa aos materiais utilizados, foram realizados ensaios de caracterização para confirmar os pressupostos.

3.1 Caracterização do Betão

3.1.1 Regulamentação

Uma vez que a data de construção da estrutura é de 1934 (para as zonas A e C) e 1960 (para a zona B) foram estudadas as normas que regulavam o emprego de betão armado nessas épocas.

As zonas A e C terão sido projetadas à luz dos regulamentos de 1918 “*Regulamento para o Emprego do Beton Armado*” (REBA).

O REBA foi o primeiro documento normativo com prescrições de ordem técnica e administrativa definindo regras a adotar nas construções em betão armado.

Deste regulamento podem destacar-se (REBA, 1918):

- Dosagem-tipo a adotar para um betão de composição normal: 300kg de cimento, 400 litros de areia e 800 litros de brita;
- Resistência requerida superior a 120 kg/cm² (12 MPa) definida pelo valor médio dos resultados de ensaio à compressão simples, aos 28 dias (em cubos de 20 cm de aresta);
- Aço liso com tensão última de rotura (f_{su}) de 3800 a 4600 kg/cm²(380 a 460 MPa), com tensão de cedência superior ou igual a metade da tensão última e uma extensão após rotura superior a 22% (o que indica grande ductilidade). A dobragem final dos varões deve ser em gancho quando tracionados;
- Definição de recobrimentos mínimos de 1,5 vezes o diâmetro do varão usado ou 1 cm para lajes e 2 cm para vigas e pilares;
- Condições especiais de recobrimento para estruturas próximas do mar ou com necessidades especiais de resistência ao fogo;
- Obrigatoriedade de apresentação do projeto incluindo memória descritiva com cálculos justificativos, desenhos cotados, características do material e dosagem de betão;

Em 1935 é elaborado um novo regulamento, o “*Regulamento do Betão Armado*” (RBA), na sequência da publicação de um novo regulamento alemão em 1932 que espelhava importantes progressos realizados com base na prática. Terá sido com base neste regulamento que se elaborou o projeto estrutural da zona B.

Este regulamento estabelece as seguintes alterações relativamente ao anterior (RBA, 1935):

- Apesar de manter a dosagem-tipo, a resistência requerida passa a ser superior a 180 kg/cm² (18 MPa) definida pelo valor médio dos resultados de ensaio à compressão simples, aos 28 dias (em cubos de 20 cm de aresta);

- Aço liso com tensão última de rotura (f_{su}) de 3700 kg/cm² (370 MPa), com tensão de cedência superior ou igual 60% da tensão última e uma extensão após rotura superior a 24%;
- Normas de cálculo para elementos estruturais: Lajes armadas numa direção; lajes armadas em cruz; vigas retangulares e em T; suportes, pilares e colunas, em edifícios e pontes;
- Definição das boas práticas de execução: dos moldes e cimbrês; armaduras; junção de varões tensos relativamente aos varões de resistência do esforço transversal recomenda-se que, para além dos estribos, sejam levantados varões inclinados a 45° junto aos apoios, alguns dos quais associados à dispensa de varões requeridos pela resistência ao momento fletor; hipótese de realizar a junção de varões por união roscada;
- Preparação do betão: betonagem (técnica de compactação do betão por apiloamento ou vibração mecânica) e desmoldagem;
- Obrigatoriedade de fiscalização das obras em betão armado por técnicos qualificados; obrigatoriedade da prática de ensaios e provas durante a execução dos trabalhos para garantir a boa qualidade do material conforme caderno de encargos de projeto aprovado.

À luz do RBA aparecem as primeiras coberturas planas não acessíveis, compostas por placas com um mínimo de 10 cm de espessura e revestidas com 2 a 3 cm de um material betuminoso impermeabilizante. No caso de terraços com uma das dimensões superior a 15 m devem ainda deixar-se juntas de dilatação com 0,5 cm revestidas por um produto compressível adequado (RGEUCL⁶ citado por (Rosa, 2013)).

Em ambos os regulamentos descritos a verificação da segurança era feita pelo critério das tensões admissíveis, estando nestas incorporado o coeficiente global de segurança (as capacidades resistentes dos materiais eram minoradas em vez de serem majoradas as ações).

O cálculo era baseado num modelo elástico linear à rotura desprezando-se a capacidade de resistência à tração do betão. Em suma, os valores das tensões admissíveis considerados eram os seguintes (Appleton, 2005):

$$\begin{aligned}
 \text{À compressão: } \sigma_b &= 40 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (REBA)} \\
 &= 40/45 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (RBA em compressão simples)} \\
 &= 45/50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (RBA à flexão simples ou composta)} \\
 \text{À tração: } \sigma_s &= 1100 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (REBA)} \\
 &= \text{de } 1200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (aço corrente) a } 1500 \text{ (aço com } f_{su} > 4800 \text{ Kg/cm}^2) \\
 \text{Ao corte: } \tau &= 4 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

⁶ Regulamento Geral de Construção Urbana para a Cidade de Lisboa, aprovado pela Câmara Municipal de Lisboa em 28 de agosto de 1930.

3.1.2 Ensaios de caracterização do betão

Os ensaios usados para caracterizar o betão estrutural foram ensaios não destrutivos (NDT) nomeadamente, o ensaio de Medição da Velocidade de Propagação de Ultrassons⁷ (*PUNDIT*) e o ensaio de medição da Dureza Superficial⁸ (com *esclerómetro de Schmidt*). Em seguida será feita uma descrição dos referidos ensaios.

3.1.2.1 Ensaio de Medição da Velocidade de Propagação

Este ensaio baseia-se na determinação do tempo “t” que o impulso de uma onda ultrassónica demora a percorrer a distância entre dois pontos “d”, obtendo-se a velocidade de impulso “v”: $v = d/t$.

A informação obtida através do método dos ultrassons pode ser utilizada nas seguintes aplicações (IAEA, 2002):

- Determinação da uniformidade do betão numa peça ou entre peças;
- Medição da deterioração das propriedades do betão ao longo do tempo;
- Investigação de danos provocados pelo fogo, congelamento e outros agentes;
- Indicação da qualidade do betão;
- Permite obter o módulo de elasticidade dinâmico que pode ser correlacionado com o módulo de elasticidade estático.

O equipamento utilizado para a realização deste ensaio foi o *Tico Proceq Ultrasonic Instrument* que possui dimensões de 180×110×160 mm³, pesa 3,4 kg (incluindo a bateria) e tem um mostrador digital para leitura do tempo de trânsito (unidades em microssegundos (µs)). Possui uma barra de calibração (tempo de trânsito de 20,5µs), que deve ser utilizada antes de cada ensaio e de hora a hora. Os transdutores têm uma frequência própria de 54 kHz e um diâmetro de 50 mm.

O modo de operar e de utilizar o equipamento é simples mas requer especial precaução na ligação dos transdutores à superfície do betão. A superfície a ensaiar deve estar limpa e ser regular.

Os ensaios foram realizados da seguinte forma:

- Localização e marcação (através de giz) das armaduras existentes nessa área através da utilização de um detector de armaduras;
- Calibração do aparelho;
- Marcação dos pontos de colocação dos transdutores;
- Aplicação do condutor (massa consistente) nas faces dos transdutores;
- Comprimindo as faces dos transdutores até o tempo de percurso estabilizar;
- Registo e tratamento de dados.

⁷ Um pulsar de vibrações longitudinais é produzido por um transdutor eletroacústico colocado em contato com a superfície do betão. Após atravessar um comprimento conhecido, as vibrações são convertidas num sinal eléctrico pelo transdutor receptor. O circuito electrónico de medição do tempo regista então o tempo de trânsito (T) da onda (NP EN 12504-4).

⁸ Este ensaio baseia-se no princípio de que o recuo de uma massa, de características elásticas, depende da dureza da superfície com a qual colide. Este método permite obter um valor da dureza superficial do betão, sendo o resultado expresso em termos de um índice (índice esclerométrico), que é uma medida do recuo do martelo (NP EN 12504-2).

Sempre que possível os transdutores devem ser colocados em faces opostas (Fig.22a) já que a máxima energia de vibração é transmitida perpendicularmente às faces dos transdutores. Nos casos em que não haja essa possibilidade o ensaio pode ser feito por transmissão semi-direta (Fig. 22b) ou indireta (Fig.22c).

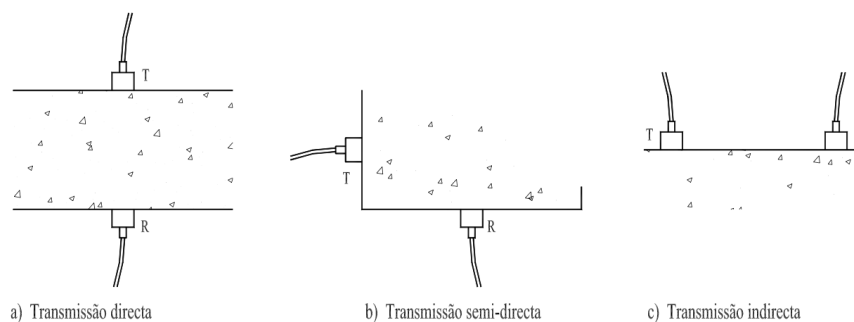


Figura 22 - Tipos de transmissão (Pereira, 1999).

Nos ensaios do presente estudo foi utilizada transmissão indireta nas lajes e em alguns pilares, e transmissão direta nos pilares em que isso era possível.

Para a realização do ensaio foram determinadas as zonas a ensaiar de forma a que fossem realizadas leituras em número suficiente para validar os resultados.

Desta forma, foram realizados ensaios nos locais indicados na tabela 1:

Tabela 1 - Designação dos locais de ensaio.

Local	Designação	Significado
1	C.O.P.	zona C, piso 0, pilar
2	C.1.L.	zona C, piso 1, laje
3	C.1.P.	zona C, piso 1, pilar
4	C.2.L.	zona C, piso 2, laje
5	B.O.P.	zona B, piso 0, pilar
6	B.1.L.	zona B, piso 1, laje
7	B.1.P.	zona B, piso 1, pilar
8	B.2.L.	zona B, piso 2, laje
9	A.1.P.	zona A, piso 1, pilar

A localização dos pontos indicados na tabela 1 está assinalada na figura 23:

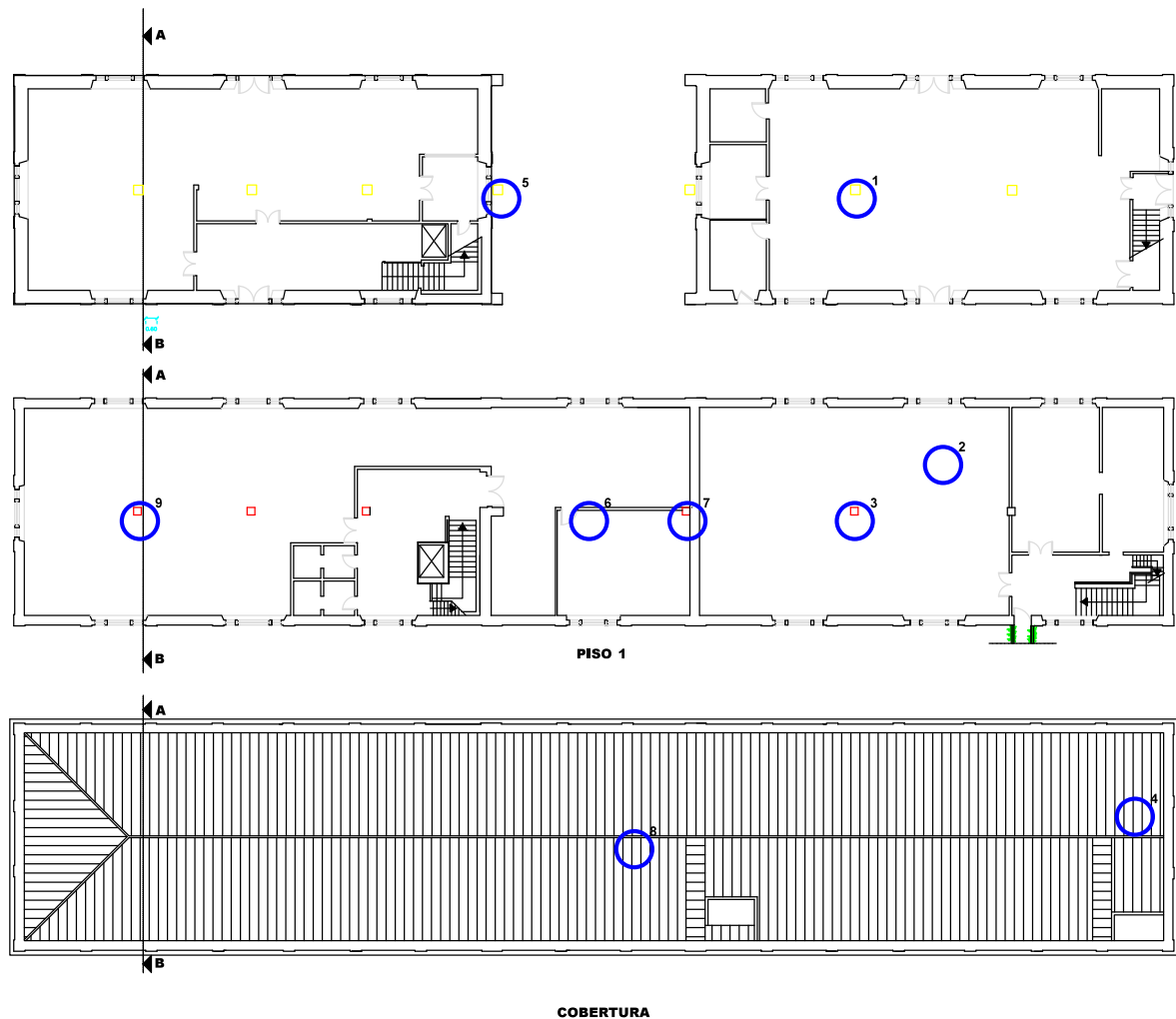


Figura 23 - Localização dos ensaios para caracterização do betão.

Uma vez que a zona A e a zona C têm a mesma data de construção, pressupõe-se que serão constituídas pelos mesmos materiais pelo que apenas se ensaiou um pilar na zona A para confirmar a semelhança com os resultados dos ensaios na zona C.

Uma vez que na transmissão indireta é medida a velocidade superficial de propagação, para obter resultados mais fiáveis o ensaio foi realizado da forma ilustrada na figura 24 em que são medidas duas velocidades para duas posições do receptor mantendo-se o emissor na mesma posição.

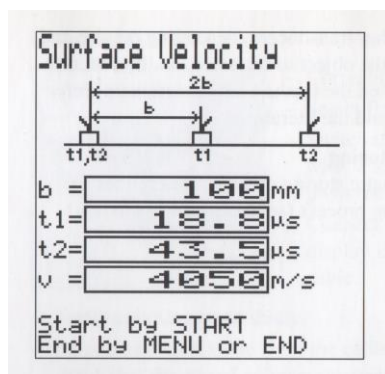


Figura 24-Medição da velocidade superficial de propagação por medição indireta (Operating Instructions - Ultrasonic Testing Instrument, 2008).

Na avaliação dos resultados dos ensaios deve ter-se em consideração que estes são afetados por diversos fatores nomeadamente (NP EN 12504-4, 2007):

- Teor de humidade;
- Temperatura do betão (só se verificam influencias significativas para temperaturas fora do intervalo 10°C – 30°C);
- Comprimento do percurso (deve ser superior a 100 mm para o betão onde a dimensão máxima do agregado seja de 20 mm ou maior que 150 mm para o betão com agregados de dimensão entre 20 mm e 40 mm);
- Influência das armaduras (a velocidade do impulso, quando medida na proximidade de varões de aço é geralmente mais elevada);
- Fissuras e vazios (as fissuras podem obstruir a transmissão do feixe pelo que o impulso é difratado pela sua periferia levando a tempos de percurso muito maiores e por isso velocidades menores).

Como já foi referido com este ensaio pode ser determinada uma estimativa do estado de conservação do betão tendo em conta a velocidade de propagação das ondas (Tab. 2):

Tabela 2 - Relação entre a velocidade de propagação de ultrassons e a qualidade do betão (Ryall,2001 citado em (Ribeiro, 2013)

Velocidade de propagação (m/s)	Qualidade do betão
>4570	Excelente
3660-4570	Boa
3050-3660	Duvidosa
2130-3050	Má
<2130	Muito má

Os resultados obtidos foram os que se apresentam na tabela 3.

Como podemos observar, o betão encontra-se maioritariamente em mau estado de conservação pelo que não são mantidas as suas condições de resistência inicial. Este facto deve ser tido em consideração no tratamento dos resultados para avaliação das características mecânicas do

material. Naturalmente que, caso se avance com a intervenção, devem ser realizados ensaios de carotes para validar esta avaliação qualitativa.

Tabela 3 - Qualidade do betão ensaiado em função da velocidade de propagação de ultrassons

Local	v (m/s)	Qualidade do betão
C.O.P	2290	Má
C.1.P	2540	Má
C.1.L	1212	Muito má
C.2.L	1318	Muito má
B.O.P	3090	Duvidosa
B.1.P	1821	Muito má
B.1.L	1285	Muito má
B.2.L	2760	Má
A.1.P	2010	Muito má

Os ensaios com carotes, apesar de terem um custo mais elevado, de serem de execução mais lenta e serem parcialmente destrutivos, permitem obter diretamente o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão e estabelecer correlações com os resultados dos ensaios NDT.

O módulo de elasticidade do betão foi determinado através da velocidade de propagação dos ultrassons de forma a complementar e confirmar os resultados obtidos através do ensaio com esclerómetro. A relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a velocidade de um impulso ultrassónico que atravessa um meio isotrópico elástico de dimensões infinitas é dada pela equação(1) (IAEA, 2002):

$$E_d = \frac{\rho v^2 (1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (1)$$

E_d , módulo de elasticidade dinâmico (N/mm²);

ν , coeficiente de *Poisson*;

v , velocidade de impulso (km/s);

ρ , massa volúmica (kg/m³).

Para o cálculo foi considerado um coeficiente de *Poisson* de 0,2 e uma densidade do material de 2,5kg/m³.

Embora a equação anterior tenha sido desenvolvida para meios isotrópicos elásticos, o seu uso no betão tem apresentado resultados satisfatórios.

Os resultados obtidos para os diversos locais são indicados na tabela 4.

Para se obterem valores relativos às capacidades resistentes do betão devem ainda ser estabelecidas correlações entre a velocidade de propagação dos ultrassons e a resistência do betão baseadas em ensaios com carotes ou provetes normalizados que posteriormente são testados numa prensa de compressão para determinar a resistência e construir a curva de correlação.

Tabela 4 - Módulo de Elasticidade do betão ensaiado

Local	v (m/s)	E _d (N/mm ²)
C.O.P	2290	11,80
C.1.P	2540	14,52
C.1.L	1212	3,31
C.2.L	1318	3,91
B.0.P	3090	21,48
B.1.P	1821	7,46
B.1.L.	1285	3,72
B.2.L	2760	17,14
A.1.P	2010	9,09

As relações obtidas em laboratório devido às diferenças da cura, grau de humidade, composição, compactação e método de medição usado não oferecem um grau de precisão elevado na estimativa da resistência à compressão do betão *in situ* (Sturup citado em (Pereira, 1999)). Apesar disto, foi considerada a relação de correlação proposta por Fernandes (2012) para obter uma estimativa da resistência do betão (Fig. 25).

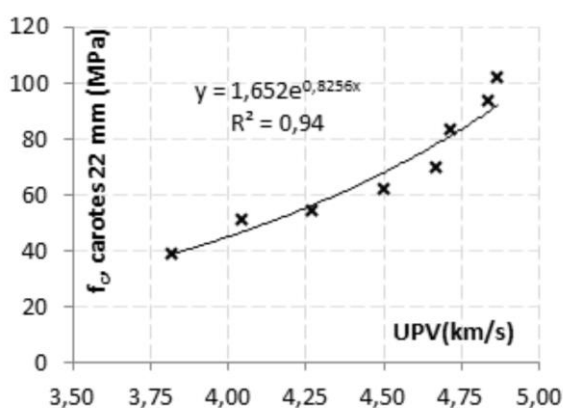


Figura 25 - Correlação entre a velocidade de propagação de ultrassons e a resistência à compressão (Fernandes et. al., 2012)

Desta forma foram obtidos os valores de resistência presentes na tabela 5.

Os resultados obtidos para C.O.P, C.1.P e B.2.L são valores próximos dos expectáveis para esta estrutura (tendo em conta a sua data de construção) uma vez que pelos regulamentos vigentes o valor de resistência à compressão requerida seria um valor superior a 12 MPa (REBA) e 18MPa (RBA).

O valor obtido em B.0.P é, no entanto, superior ao expectável, uma vez que corresponde a uma classe de betão superior ao usado na altura. Este facto pode estar relacionado com a existência de carbonatação que leva a um aumento da resistência à compressão.

Tabela 5 - Valores da resistência à compressão do betão obtidos através da correlação com a velocidade de propagação de ultrassons

Local	v (km/s)	f _c (MPa)
C.O.P	2,40	12,0
C.1.P	2,54	13,5
C.1.L	1,21	4,5
C.2.L	1,38	5,2
B.0.P	3,24	24,1
B.1.P	1,82	7,4
B.1.L.	1,29	4,8
B.2.L	2,90	18,1
A.1.P	2,01	8,7

Os restantes locais de ensaio produziram valores muito baixos, que poderão ter sido influenciados pela má qualidade do betão (já identificada na tabela 3) e consequente existência de vazios e/ou fissuração o que reduz a velocidade de propagação dos ultrassons. Além disso, a má seleção de agregados resultado da falta de rigor e controlo de qualidade nos primórdios da utilização do betão em construção poderá ter levado à presença de agregados diferenciados (com agregados de alvenaria de tijolo por exemplo, logo com menor densidade do que o betão), o que também poderá ter contribuído para a diminuição da velocidade de propagação de ultrassons.

Efetivamente em alguns locais, após a remoção do reboco, para análise do material e execução dos ensaios, foram observados vazios entre agregados (Fig.26). Esses locais acabaram por não ser os escolhidos para realizar os ensaios, no entanto são representativos da qualidade do betão confirmando a hipótese que terá levado à obtenção de valores reduzidos para a resistência à compressão do betão.



Figura 26 - Superfície de um pilar após remoção do reboco. Detalhe da presença de vazios.

3.1.2.2 Ensaio de Medição da Dureza Superficial

O índice esclerométrico determinado pelo *esclerómetro de Schmidt* permite avaliar a uniformidade do betão e obter uma estimativa aproximada da sua resistência. No entanto este ensaio só permite avaliar a qualidade da camada superficial do betão (numa profundidade até 30 mm), sendo necessárias várias leituras para obter um resultado estatisticamente válido num dado local. O ensaio é económico, rápido e simples de executar embora a precisão obtida seja baixa.

Para a realização deste ensaio foi seguida a NP EN 12504-2.

O equipamento utilizado foi o modelo N com uma energia de impacto de 2,207 Nm e com 1,7 kg sendo o mais indicado para ensaios em betões normais⁹.

Os resultados do ensaio podem ser influenciados pelos seguintes fatores (IAEA, 2002):

- Irregularidades superficiais (podem resultar em valores mais baixos para o índice esclerométrico);
- Tipo e tamanho dos agregados;
- Idade do material testado;
- Teor de humidade;
- Tipo de cimento;
- Carbonatação da superfície do betão (os valores obtidos na presença de carbonatação podem ser até 50% superiores ao valor real de resistência).

Este ensaio foi realizado nos mesmos locais do ensaio de medição da velocidade de propagação de ultrassons.

O procedimento do ensaio foi o seguinte (Proceq, 2002):

- Preparação da superfície a ensaiar através da remoção de rebocos ou outros;
- Localização e marcação (através de giz) das armaduras existentes nessa área através da utilização de um detector de armaduras;
- Marcação de uma malha com espaçamento de 25 cm. Os disparos com o esclerómetro são feitos nos nós da malha (foram realizados 12 disparos por zona a ensaiar);
- Execução do ensaio segurando firmemente o aparelho numa direcção perpendicular à superfície a testar e aumentando gradualmente a pressão até o martelo disparar.

O aparelho vem acompanhado de um conjunto de curvas (Fig. 27) que permitem estimar a resistência à compressão do betão através do índice esclerométrico registado e do ângulo de aplicação do aparelho sobre a superfície. Segundo as indicações do fabricante, o aparelho fornece o valor da resistência à compressão em cubos, $f_{ck,cubo}$ com dimensões 15×15×15 cm.

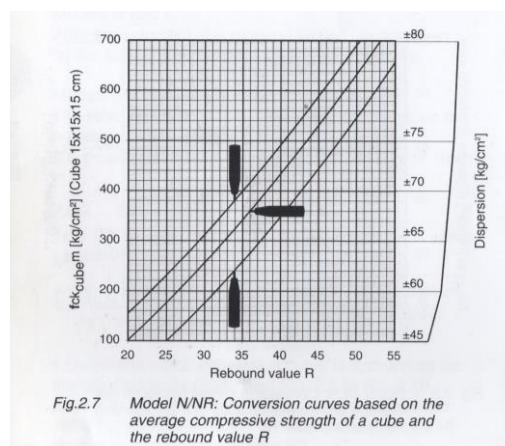


Figura 27 - Curvas de conversão do índice esclerométrico em resistência à compressão (Proceq, 2002).

⁹Betões com resistências entre 20-60 MPa.

Os testes foram realizados com o aparelho na horizontal no caso dos pilares, com o aparelho na vertical voltado para baixo no caso das lajes do 1º piso, e com o aparelho na vertical voltado para cima no caso das lajes de esteira.

Ao longo da realização dos ensaios foram obtidos alguns valores excessivamente elevados, provavelmente devido à proximidade de agregados grossos junto à superfície, tendo sido desprezados no cálculo da média das leituras.

No tratamento dos resultados foi ainda feita uma correção devido ao fator tempo através das expressões (2) e (3) (NP EN 1992-1-1, 2010):

$$f_{cm} = \frac{f_{cm}(t)}{B1} \quad (2)$$

$$B1 = \exp\left(s\left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)\right) \quad (3)$$

onde:

$f_{cm}(t)$ tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias;

f_{cm} tensão média de rotura aos 28 dias de idade;

$B1$ coeficiente que depende da idade do betão;

t é a idade do betão em dias;

s coeficiente que depende do tipo de cimento.

- $s=0,38$ para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (Classe S);
- $s=0,25$ para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R e CEM 42,5 N (Classe N);
- $s=0,20$ para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R).

Para este cálculo considerou-se que as zonas A e C têm 80 anos e a zona B tem 50 anos. Relativamente ao tipo de cimento considerou-se o cimento de classe mais baixa com $s=0,38$.

Dado que o valor obtido através das curvas de conversão é o valor característico e a fórmula que considera o fator tempo considera a tensão média foi ainda considerada a seguinte expressão (4) (NP EN 1992-1-1, 2010):

$$f_{ck} = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \quad (4)$$

Após a realização de todos os ensaios, da conversão de índice esclerométrico (IE) para valor de resistência e das devidas correções os valores da resistência à compressão obtidos para os locais ensaiados foram os que se apresentam na tabela 6.

Neste ensaio apenas nas zonas C.1.L e B.1.L se obtiveram valores próximos do expectável. As restantes zonas de ensaio apresentam valores muito superiores ao que seria razoável para betões da data de construção desta estrutura.

Os resultados obtidos poderão ter sido influenciados pela presença de agregados de grandes dimensões junto à superfície uma vez que em alguns locais pode observar-se que o betão utilizado possui agregados de grandes dimensões (Fig. 28). Outro fator que pode ter influenciado estes resultados é a existência de carbonatação do betão que, como já foi referido, pode levar a resultados até 50% superiores.

Tabela 6 - Valores obtidos pelo ensaio com esclerómetro de Schmidt

Local	IE _{médio}	f _{ck} (t) (kg/cm ²)	f _{ck} (t) (MPa)	f _{cm} (t) (MPa)	f _{cm} (MPa)	f _{ck} (MPa)
C.O.P	50,3	637,5	62,5	70,5	48,8	40,8
C.1.P	37,3	369,2	36,2	44,2	30,6	22,6
C.1.L	32,5	290,0	28,4	36,4	25,2	17,2
C.2.L	46,3	455,0	44,6	52,6	36,4	28,4
B.O.P	47,0	570,0	55,9	63,9	44,3	36,3
B.1.P	32,0	291,7	28,6	36,6	25,4	17,4
B.1.L	38,0	454,2	44,5	52,5	36,4	28,4
B.2.L	48,0	495,8	48,6	56,6	39,3	31,3
A.1.P	48,5	600,0	58,8	66,8	46,2	38,2



Figura 28 - Dimensão dos agregados do betão.

3.1.3 Discussão dos resultados obtidos

Atendendo à elevada variabilidade obtida nos resultados dos ensaios que poderá ser resultado de diversos fatores nomeadamente: a existência de agregados de grandes dimensões junto à camada exterior e ocorrência de fenómenos de carbonatação, que poderão ter levado à obtenção de valores elevados para a resistência do betão; assim como a existência de vazios ou agregados de diversas naturezas (como por exemplo tijolo) resultando em valores de resistência inferiores ao expectável. Uma vez que não foram realizados ensaios com recurso a extração de carotes de forma a obter o valor da resistência do betão assim como correlações que permitissem eliminar as incertezas associadas aos ensaios NDT utilizados considerou-se, de forma conservativa, que todos os elementos estruturais do edifício são constituídos por betão C16/20.

Esta consideração baseou-se nos regulamentos da época nomeadamente nas características do betão requeridas em projeto, em ensaios realizados a estruturas de idade semelhante e em outros trabalhos. Segundo (Lamego, 2012) o betão utilizado nas estruturas tipo “placa” é habitualmente o B20 (atual C16/20) ou B25 (atual C20/25).

3.2 Caracterização das armaduras de aço

A determinação da distribuição de armaduras foi baseada na utilização de um detector de metais (que permitiu ter uma estimativa do afastamento entre armaduras) e na consulta de projetos de estruturas contemporâneas ao objeto de estudo.

O equipamento utilizado foi o *profoscope* da Proceq, que permite a visualização em tempo real da localização dos varões.

Relativamente ao aço usado nesta estrutura, como já foi referido no ponto 3.1.1, nas construções projetadas à luz do RBA e do REBA o aço utilizado era liso o que conduz a uma menor mobilização da aderência aço-betão.

A inspeção visual foi ainda útil para confirmar os pressupostos, nomeadamente pela observação de zonas onde devido a fenómenos de corrosão as armaduras estão à vista sendo por isso possível confirmar os respectivos diâmetros e o seu estado de conservação, nomeadamente existência ou não de corrosão (Fig.29 e 30).



Figura 29- Armaduras de viga à vista.

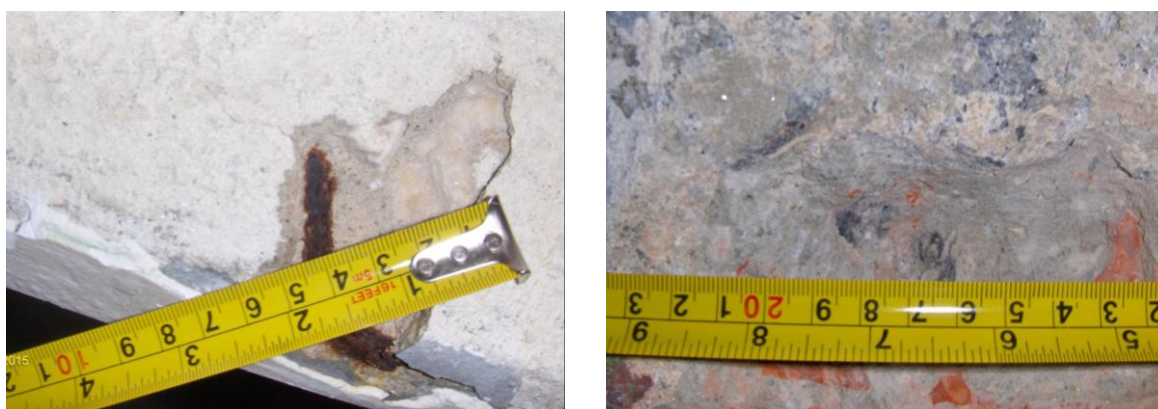


Figura 30 - Armadura de laje (à esquerda). Armadura de pilar (à direita).

Desta forma foram admitidas as seguintes distribuições de armaduras com base no referido anteriormente (Tab. 7):

- Zonas A e C
 - Lajes com varões $\phi 3/8''$ afastados 0,35 m nas duas direções e apenas a meio da laje;

- Vigas secundárias com 4 varões $\phi 3/4''$ de armadura longitudinal e estribos $\phi 1/4''//0,30$ (Fig. 31);
- Vigas principais com 4 varões $\phi 15/16''$ (aproximadamente 4 $\phi 25$) de armadura longitudinal e estribos $\phi 5/16''//0,35$;
- Pilares 8 $\phi 1/2''$ longitudinalmente (3 por face) e est $\phi 1/4''//0,30$;
- Zona B
 - Lajes com $\phi 5/16''$ nas duas direções com espaçamento de 0,20 m na face inferior sendo que 50% das armaduras através de um ângulo de 45° eram levantadas até à face superior para resistir aos momentos negativos no apoio.

Tabela 7 - Tabela de varões com diâmetros definidos em polegadas (Appleton J. , 2011)

Dia metro	Áreas das secções de 1 a 15 varões em cm ²															Dia metro		Peso por metro
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	Poleg	m/m	
1/16	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	1/16	1.59	0.016
1/8	0.08	0.16	0.24	0.37	0.40	0.47	0.55	0.63	0.71	0.79	0.87	0.95	1.03	1.10	1.18	1/8	3.17	0.062
3/16	0.18	0.36	0.53	0.71	0.89	1.07	1.25	1.42	1.60	1.78	1.96	2.13	2.31	2.49	2.67	3/16	4.76	0.139
1/4	0.32	0.63	0.95	1.27	1.58	1.90	2.22	2.53	2.85	3.17	3.48	3.80	4.11	4.43	4.75	1/4	6.35	0.247
5/16	0.50	0.99	1.48	1.98	2.47	2.96	3.46	3.95	4.44	4.94	5.43	5.93	6.42	6.91	7.41	5/16	7.94	0.385
3/8	0.71	1.42	2.14	2.85	3.56	4.27	4.98	5.69	6.41	7.12	7.83	8.54	9.25	9.97	10.7	3/8	9.52	0.555
7/16	0.97	1.93	2.90	3.87	4.84	5.81	6.77	7.74	8.71	9.68	10.6	11.6	12.6	13.5	14.5	7/16	11.11	0.755
1/2	1.27	2.53	3.80	5.07	6.33	7.60	8.87	10.1	11.4	12.7	13.9	15.2	16.5	17.7	19.0	1/2	12.70	0.988
9/16	1.61	3.21	4.82	6.42	8.03	9.64	11.2	12.8	14.5	16.1	17.7	19.3	20.9	22.5	24.1	9/16	14.29	1.253
5/8	1.99	3.97	5.96	7.94	9.93	11.9	13.9	15.9	17.9	19.9	21.8	23.8	25.8	27.8	29.8	5/8	15.87	1.549
11/16	2.41	4.81	7.22	9.62	12.0	14.4	16.8	19.2	21.6	24.1	26.5	28.9	31.3	33.7	36.1	11/16	17.46	1.876
3/4	2.87	5.73	8.59	11.5	14.3	17.2	20.1	22.9	25.8	28.7	31.5	34.4	37.2	40.1	43.0	3/4	19.05	2.235
13/16	3.33	6.67	10.0	13.3	16.7	20.0	23.3	26.7	30.0	33.3	36.7	40.0	43.3	46.7	50.0	13/16	20.64	2.600
7/8	3.87	7.74	11.6	15.5	19.4	23.2	27.1	31.0	34.8	38.7	42.6	46.4	50.3	54.2	58.1	7/8	22.22	3.019
15/16	4.45	8.90	13.3	17.8	22.2	26.7	31.1	35.6	40.0	44.5	48.9	53.4	57.8	62.3	66.7	15/16	23.81	3.470
1	5.07	10.1	15.2	20.3	25.3	30.4	35.5	40.5	45.7	50.7	55.7	60.8	65.9	70.9	76.0	1	25.40	3.952
1 1/8	6.42	12.8	19.3	25.7	32.1	38.5	45.0	51.4	57.8	64.2	70.7	77.1	83.5	89.9	96.4	1 1/8	28.57	5.011
1 1/4	7.94	15.9	23.8	31.8	39.7	47.7	55.6	63.6	71.5	79.4	87.4	95.3	103.2	111.2	119.1	1 1/4	31.75	6.195
1 3/8	9.57	19.1	28.7	38.3	47.8	57.4	67.0	76.5	86.1	95.7	105.2	114.8	124.4	133.9	143.5	1 3/8	34.92	7.461
1 1/2	11.4	22.8	34.2	45.6	57.0	68.4	79.8	91.2	102.6	114.0	125.4	136.8	148.2	159.6	171.0	1 1/2	38.10	8.892

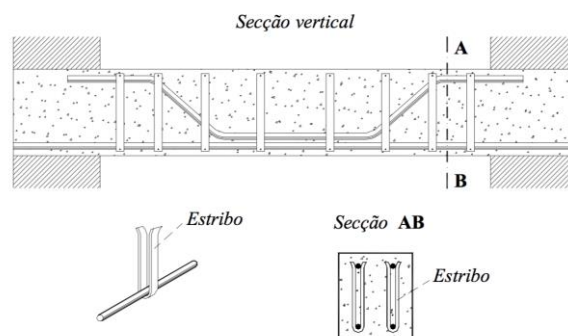


Figura 31 - Vigas do sistema Hennebique- Pormenor de armaduras e fotografia de vigas de um Armazém em Lisboa (Appleton J. , 2011).

3.3 Caracterização da alvenaria

Designa-se por alvenaria de pedra “o material compósito resultante, em geral, da associação de um conjunto de pedras e argamassa” (Rodrigues J. , 2010).

Estas paredes podem ser classificadas consoante a função desempenhada como paredes resistentes (ou mestras) e paredes divisórias (Palma, 2010).

No edifício objeto de estudo apenas existem paredes de alvenaria de pedra com função resistente (paredes mestras de fachada).

Segundo Luigia Binda, citada em (Roque, 2002), a caracterização construtiva de paredes de alvenaria de pedra deve ser feita tendo em conta os seguintes parâmetros essenciais:

- As pedras que podem ser trabalhadas ou não e diferem na natureza ou origem (sedimentar magmática ou metamórfica), dimensões, cor e estado de conservação;
- A argamassa utilizada como elemento de ligação entre pedras (exclui-se o reboco ou a argamassa utilizada na correção das juntas) pode ter diferentes características consoante a natureza do seu ligante (argila, terra, cal), a sua consistência (forte ou fraca) e a natureza dos seus agregados;
- Quanto ao assentamento, podemos dizer que este influencia diretamente o comportamento mecânico e a vulnerabilidade a mecanismos de instabilização;
- A secção transversal com referência à tipologia construtiva: o número de paramentos e respectiva espessura, o grau de sobreposição (ou imbrincamento) entre paramentos, a presença de pedras transversais (chamados de perpianhos ou travadouros, colocadas em toda a espessura da parede contribuindo para a solidarização e estabilização da secção), que façam a ligação entre os paramentos, ou de cunhas ou calços.

A análise dos parâmetros referidos fornece informação sobre o comportamento mecânico das pedras e a resistência do conjunto, permitindo compreender o comportamento estrutural e o desempenho da parede (Rosa, 2013).

Alguns aspetos construtivos típicos de estruturas de alvenaria e identificados no objeto de estudo são descritos em seguida:

- a) Variação da espessura em altura: os cálculos simples ou métodos gráficos em que se baseava o dimensionamento como paredes em consola (ou como muro de gravidade) e o facto de não se recorrer a paredes de contraventamento, conduziu a que com a diminuição das cargas em altura também diminua a espessura das paredes ao nível dos pisos (Lourenço, 2007). Esta redução em altura era conseguida à custa de ressaltos no paramento interior (dimensões médias de 0,10 a 0,12) (Rodrigues J. , 2010).
- b) Reforço dos cunhais e ligações entre elementos estruturais: nos cunhais¹⁰ eram usadas unidades de cantaria com no mínimo 60 cm de comprimento, formando uma cadeia de ângulo por forma a melhorar o travamento nesta zona. Este tipo de travamento é essencial na ligação entre duas paredes resistentes ortogonais para que seja garantida a estabilidade e resistência do conjunto. Muitas vezes este era conseguido através da colocação de elementos metálicos. Para a ligação entre as paredes e os pavimentos/cobertura eram colocados dispositivos metálicos de ancoragem nas extremidades das vigas dos pavimentos.

¹⁰ Ângulo saliente formado por duas paredes de um edifício.

- c) Guarnecimento dos vãos: as zonas de abertura de portas ou janelas, por serem zonas de interrupção da parede resistente e por isso zonas frágeis da estrutura devem ser reforçadas no seu contorno (Rodrigues J. , 2010).

3.3.1 Métodos usados para a caracterização

A caracterização mecânica de alvenarias antigas é dificultada pela heterogeneidade de técnicas construtivas e de materiais assim como pelas diversas alterações (resultantes de agentes climatéricos e/ou da água ou agentes biológicos por exemplo) a que o material poderá ter estado sujeito ao longo da sua existência.

Ao longo do tempo vários estudos foram feitos com o objetivo de estabelecer critérios que permitissem obter uma estimativa das características mecânicas das alvenarias. Tomazevic¹¹ (2001) apresentou alguns valores característicos para as características mecânicas de alguns tipos de alvenaria(Tab.8).

Tabela 8 - Valores característicos da resistência à compressão e do módulo de elasticidade (E) para alvenaria de pedra (adaptado de (Tomazevic, 2001))

Tipo de alvenaria	Estado	f _k (MPa)	E (MPa)
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; sem homogeneidade;	existente	0,4	1950
	injetado	0,8	8200
Calcário; argamassa de cal, areia limpa; paredes relativamente homogêneas	existente	0,28	390
	injetado	1,67	2600
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; paredes sem homogeneidade; edifícios de habitação	existente	0,82	2600
	injetado	-	-

Apesar de vários estudos apresentarem valores para as propriedades mecânicas dos materiais, como estes variam de local para local, idealmente devem ser realizados ensaios para a determinação destas características caso a caso.

Os métodos para determinação das propriedades mecânicas da alvenaria dividem-se em dois grupos: métodos indiretos e métodos diretos. Nos métodos indiretos as propriedades mecânicas das alvenarias são estimadas através de ensaios sobre amostras (carotes) ou a partir do conhecimento dos seus componentes (nomeadamente a argamassa e as pedras). Os resultados podem ser apresentados através de valores nominais ou de fórmulas semi-empíricas.

Vários autores elaboraram modelos baseados em observações empíricas para a determinação das características mecânicas de alvenarias, no entanto a sua aplicação está limitada a condições semelhantes para as quais foram deduzidas, nomeadamente o tipo de material e o método construtivo.

O Eurocódigo 6 utiliza a expressão exponencial semi-empírica (5) que define três propriedades mecânicas da alvenaria essenciais para o projeto, no entanto prevê a realização de

¹¹ Miha Tomazevic é um engenheiro civil esloveno.

ensaios das unidades de alvenaria e das argamassas, de acordo com as normas EN772 e EN1015 para a determinação dessas propriedades.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} [\text{N/mm}^2] \quad (5)$$

em que:

f_k - valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria, em N/mm²;

K - constante que depende do tipo de unidade e respectivo grupo e do tipo de argamassa. Para as aplicações mais correntes em Portugal, o seu valor varia entre 0,4 a 0,6;

f_b - valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em N/mm², na direção do efeito da ação aplicada, com o valor máximo de 75 N/mm² para unidades assentes com argamassa convencional;

f_m - valor da resistência à compressão da argamassa convencional, em N/mm², com o limite máximo definido pelo menor de valor entre 20 N/mm² e 2x f_b .

O caráter destrutivo associado à recolha de amostras para determinação das propriedades dos vários componentes da alvenaria torna muitas vezes inviável a sua realização.

Caso não sejam realizados ensaios o valor do módulo de elasticidade inicial (E_0) pode estimar-se através da expressão (6) (Roque, 2002):

$$E_0 = \alpha \times \sigma_r \quad (6)$$

Onde:

α - coeficiente de deformabilidade, função da tipologia da alvenaria e da classe da argamassa;

σ_r - Resistência à compressão.

O valor do módulo de elasticidade (E) pode ser calculado pelas seguintes expressões:

- $E = E_0 = \alpha \cdot \sigma_r$ (Para estruturas sob a ação de cargas repetitivas e/ou alternadas);
- $E = 0,5 E_0$ (Para a verificação da segurança aos estados limite últimos);
- $E = 0,8 E_0$ (Para os estados limite de serviço ou para a determinação da rigidez dos elementos da alvenaria).

Para uma primeira análise as *Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja* propõem os seguintes valores indicativos (Tab.9 e 10) (Roque, 2002).

Tabela 9 - Coeficiente de deformabilidade (α) (“p.i.e.t. 70” citado em (Roque,2002))

Natureza da alvenaria	Tipo de argamassa			
	M16 a M4	M2 a M1	M0,5	Seca
Alvenaria de cantaria ($\gamma_{\text{especifico}} > 20 \text{ kN/m}^3$)	3000	2500	2000	1500
Alvenaria ordinária	2500	1500	1125	500
Tijolos cerâmicos maciços	2500	2000	1500	-
Tijolos cerâmicos perfurados ou ocos	2000	1500	1125	-

Para as alvenarias de pedra (alvenaria ordinária e alvenaria de cantaria), na falta de ensaios de compressão, e desde que as cargas atuem uniformemente distribuídas, a resistência de cálculo pode ser avaliada, empiricamente, a partir da menor resistência à compressão, para cada classe de pedra e em função da argamassa das juntas (Tab.10):

Tabela 10 - Resistência à compressão em função do tipo de pedra (“p.i.e.t 70” citado em (Roque, 2002))

Tipo de pedra	Resistência da pedra (MPa)	Alvenaria de cantaria			Alvenaria ordinária		
		Seca. Pedras com bom ajuste das faces	Silhares $h^* > 30$ cm Argamassa M4**	Silhares $h < 30$ cm Argamassa M4	Pedras lamelares. Argamassa M4	Pedras poligonais de faces regulares. Argamassa M0,55	Seca
Granito	>100	8,0	6,0	4,0	2,5	1,0	0,7
Sienito							
Basalto							
Arenito quartzoso	>30	4,0	3,0	2,0	1,2	0,8	0,6
Calcário duro							
Mármore							
Arenito calcário	>10	2,0	1,5	1,0	0,8	0,6	0,5
Calcário brando							

*h é a espessura da parede/elemento de pedra
**Classe de resistência da argamassa

Outra forma de obter uma estimativa dos valores supramencionados é através da norma alemã (DIN 1053-100) que prevê uma estimativa a aplicar em projeto da resistência à compressão da alvenaria de pedra baseada no tipo de pedra e de argamassa utilizada (Martins, 2011). A determinação da resistência da alvenaria é feita através das tabelas 11 e 12.

Tabela 11 - Classificação de pedra natural (DIN 1053-100 adaptado por (Martins, 2011))

Categoria de qualidade	Classificação geral	Relação altura da junta/ altura da unidade de pedra	Ângulo da junta, em $\tan \alpha$	Fator de transferência η
N1	Alvenaria de pedra de pedreira (controlada)	$\leq 0,25$	$\leq 0,30$	$\geq 0,50$
N2	Alvenaria de pedra aparelhada	$\leq 0,20$	$\leq 0,15$	$\geq 0,65$
N3	Alvenaria ordinária	$\leq 0,13$	$\leq 0,10$	$\geq 0,75$
N4	Alvenaria de cantaria	$\leq 0,07$	$\leq 0,15$	$\geq 0,85$

Para os casos em que não seja possível a realização de ensaios destrutivos (aplicação de cargas até à rotura da parede original) ou recolha de amostras e seja necessário a determinação de valores com um grau de precisão superior existem ensaios NDT como é o caso do ensaio com macacos planos.

O ensaio com macacos planos permite determinar a relação tensão-extensão da alvenaria, a tensão de rotura e ainda avaliar o estado de tensão instalado na estrutura. No entanto, este processo não permite obter informação, relativamente à resistência ao corte das alvenarias, pelo que, no caso de ser importante o seu conhecimento, é igualmente necessário a realização de ensaios *in-situ* ou em provetes de grandes dimensões, com os inconvenientes já referidos.

Tabela 12 - Resistência à compressão característica da alvenaria baseada na resistência da pedra e na classe da argamassa (DIN 1053-100 adaptado por (Martins, 2011))

Categoria de qualidade	Resistência característica à compressão da pedra f_{bk}	Classe da argamassa, referente à resistência à compressão da argamassa f_k (MPa)			
		I	II	Ila	III
N1	≥ 20 MPa	0,6	1,5	2,4	3,6
	≥ 50 MPa	0,9	1,8	2,7	4,2
N2	≥ 20 MPa	1,2	0,7	4,2	5,4
	≥ 50 MPa	1,8	3,3	4,8	6
N3	≥ 20 MPa	1,5	4,5	6	7,5
	≥ 50 MPa	2,1	6	7,5	10,5
	≥ 100 MPa	3	7,5	9	12
N4	≥ 5 MPa	1,2	2	2,5	3
	≥ 10 MPa	1,8	3	3,6	4,5
	≥ 20 MPa	3,6	6	7,5	9
	≥ 50 MPa	6	10,5	12	15
	≥ 100 MPa	9	13,5	15	21

No presente trabalho, devido à impossibilidade de realização de ensaios destrutivos e por não estar disponível em tempo útil o material necessário para a realização do ensaio com macacos planos, os valores referentes às características mecânicas das alvenarias em estudo foram obtidos através do recurso a expressões empíricas.

3.3.2 Resultados obtidos

Após remoção do revestimento, a observação de algumas zonas permitiu concluir que as paredes apresentam juntas irregulares alinhadas (Fig. 32 e 33). Quanto ao seu assentamento, este é feito com calços ou cunhas em silharia ou enxilharia¹².

A seção transversal, deverá ser de dois panos com ligação transversal feita através de pedras mais compridas. O tipo de rocha usado é o calcário.

Para determinar as propriedades mecânicas da parede foi usada a fórmula:

$$E = 0.5E_o \text{ (para a análise ao estado limite último).}$$

$$\text{Em que: } E_o = \alpha \sigma_r$$

Com $\alpha = 2000$ (considerando alvenaria de cantaria com a argamassa de classe de resistência mais baixa na tabela 9) e $\sigma_r = 3,0$ (para calcário duro, tabela 10 baseado no valor da resistência da pedra 47,75 MPa proposto por Pinho, 2007) tem-se:

$E_o = 6000 \Rightarrow E = 3000$ MPa (Valor próximo do recomendado por Tomazevic para "Calcário; argamassa de cal, areia limpa; paredes relativamente homogêneas" de 2600 MPa (Tab.8)) pelo que se considerará $f_k = 1,67$ MPa.

¹² Blocos desbastados grosseiramente, com formas mais ou menos regulares e aparelho pouco cuidado. A cantaria distingue-se da enxilharia, por apresentar blocos com maior regularidade de dimensões e assentamento (Rodrigues J. , 2010).



Figura 32 - Parede de alvenaria de pedra em estudo.

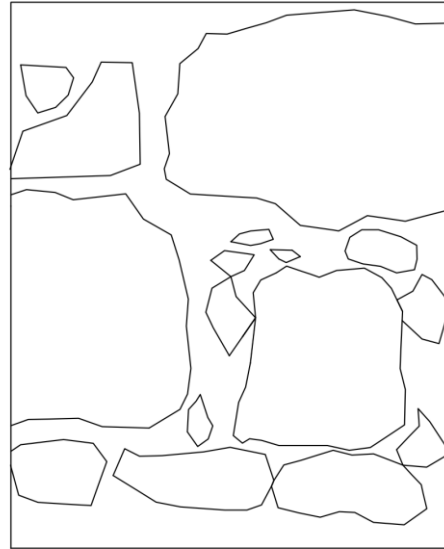


Figura 33 - Esboço para melhor compreensão do arranjo dos blocos na parede de alvenaria de pedra.

Através dos valores indicativos da norma alemã (Martins, 2011) considerou-se alvenaria de pedra ordinária, uma vez que a relação altura de junta e altura da unidade de pedra é cerca de 0,15 para o caso em estudo. Quanto à resistência à compressão característica em Pinho (2007) foram realizados ensaios para a determinação da resistência mecânica à compressão (f_k) de calcário tendo-se obtido o valor de 47,75 MPa.

Tendo em consideração o referido valor de resistência à compressão do calcário (47,75 MPa) e considerando que a argamassa é de classe I (de forma conservativa uma vez que é a classe de resistência mais baixa) segundo a norma alemã (Martins, 2011) obteve-se pela tabela 12 o valor: $f_k=2,05$ MPa (através da regra de três simples). Este valor, apesar de próximo, é superior ao valor apresentado por Tomazevik ($f_k = 1,67$).

Desta forma os valores considerados neste estudo para as características mecânicas da alvenaria são $f_k=1,67$ MPa e $E=2600$ MPa uma vez que conduzem a um cálculo mais conservativo.

4 Análise da estrutura

O edifício em estudo, PM050, encontra-se desocupado há já alguns anos e, no contexto da criação de um Pólo Cultural do Exército, foi prevista a sua ocupação como depósito do Arquivo Histórico Militar.

Neste capítulo apresenta-se um estudo sobre a capacidade estrutural do edifício para a ocupação proposta na memória descritiva do projeto de intervenção no PM050/Lisboa com vista à integração no Pólo Cultural mencionado. Na memória descritiva mencionada propõe-se a ocupação do bloco B (o edifício em estudo) como arquivo histórico militar.

Por fim, faz-se uma breve descrição de uma possível intervenção no PM050 de forma a reabilitá-lo para a nova utilização prevista.

4.1 Avaliação da capacidade resistente

Dado que não existe projeto de estrutura disponível, foi feito um levantamento da geometria dos elementos estruturais em betão armado, ilustrado na Figura 34.

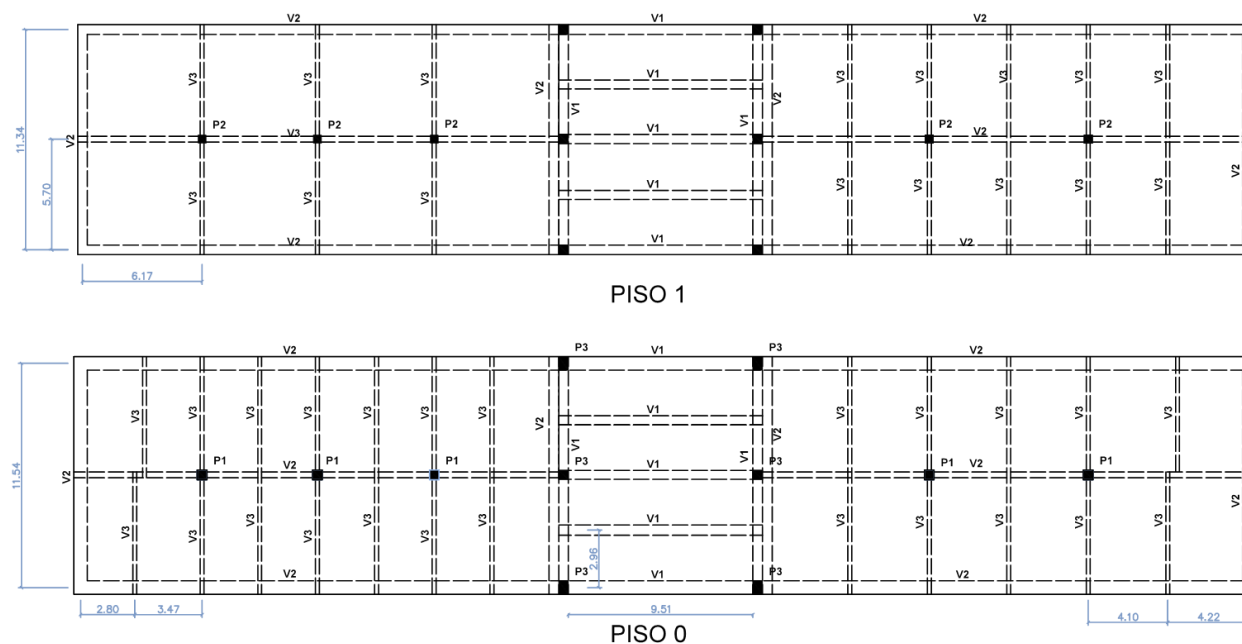


Figura 34 - Levantamento da estrutura em betão armado.

Relativamente à alvenaria resistente (paredes em alvenaria de pedra), conforme já foi referido, têm 70 cm de espessura no rés-do-chão e 50 cm no 1º piso.

As vigas de contorno representadas são também vigas de coroamento das paredes de alvenaria de pedra. Neste estudo considerou-se que estas vigas têm as mesmas dimensões das vigas principais (V2). As dimensões dos diferentes elementos representados são: V1(0,45x0,85 m²);V2(0,5x0,25m²);V3(0,35x0,15m²);P1(0,5x0,5m²);P2(0,4x0,4m²);P3(0,45x0,45m²). Sendo que nos elementos viga a maior dimensão é em altura.

A caracterização dos materiais (betão e alvenaria de pedra) foi descrita no capítulo anterior.

Uma vez que a cobertura não é visitável, não terá alteração nas sobrecargas atuantes, pelo que este estudo focou-se principalmente na laje do 1º piso das zonas A e C uma vez que na zona B,

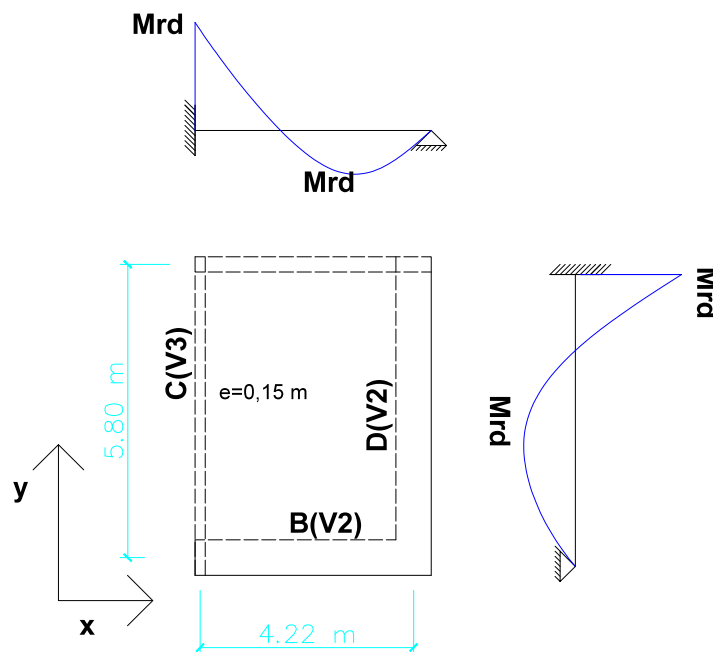
apesar de apresentar um vão maior, a laje funciona em flexão cilíndrica e, além disso, é mais recente pelo que terá havido maior preocupação no controlo de qualidade dos materiais usados.

A capacidade resistente dos elementos estruturais foi avaliada analiticamente através de um modelo de cálculo simplificado aplicado a elementos seleccionados de forma a extrapolar os resultados ao resto da estrutura. Assim foi escolhido o painel de laje do 1º piso com maiores vãos, este modelo representa um painel da laje da zona C.1.

As cargas consideradas no cálculo foram o peso próprio dos elementos (PP), a restante carga permanente (RCP) e a sobrecarga (SC). A RCP considerada foi calculada com base nos valores das tabelas técnicas sendo considerados os valores:

- Ladrilho cerâmico, incluindo argamassa de assentamento: 0,90 kN/m²;
- Paredes divisórias de tijolo furado simples (0,11 m de espessura): 1,4 kN/m²;
- RCP=0,90+1,4=2,3kN/m².

A laje e respectivos modelos de cálculo considerados foram os que se apresentam na figura



35.

Figura 35 - Modelo de cálculo para a laje do 1º piso.

Através das fórmulas do EC2 (7), (8) e (9) (EN 1992-1-1):

$$\omega = \frac{A_s}{b \times d \times f_{cd}} \times f_{yd} \quad (7)$$

$$\mu = \omega(1 - 0,605\omega) \quad (8)$$

$$M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd} \quad (9)$$

Em que: A_s é a armadura longitudinal de flexão;

b é a dimensão horizontal (=1 para lajes) em metros;

d distância da armadura inferior de flexão à face superior em metros;

f_{cd} tensão de cedência do betão;

f_{yd} tensão de cedência da armadura de flexão;

ω é a percentagem mecânica de armadura;

μ é o momento fletor reduzido;

M_{rd} é o momento resistente.

Foram obtidos os valores de momentos resistentes (M_{rd}) para a laje apresentados na tabela 13. A armadura calculada diz respeito ao somatório da área de todos os varões da laje nessa direção tendo em conta o espaçamento identificado através do detector de metais.

Tabela 13 - Cálculo do valor de momento resistente na laje (valores por m de laje)

	Armadura	A_s (cm ²)	d	b	w	μ	M_{rd} (kNm/m)
x	13 ϕ 3/8"	9,23	0,075	1	0,2346	0,2013	12,12
y	17 ϕ 3/8"	12,07	0,075	1	0,3068	0,2499	15,04

O cálculo foi feito considerando que a laje é armada de igual forma nas duas direções e considerando a análise plástica (em que se esgota a capacidade resistente para momentos negativos e positivos). Como a malha de armaduras se encontra a meio da secção, apenas foi calculado um momento resistente por direção, uma vez que a armadura que resiste aos momentos negativos é igual à que resiste aos momentos positivos.

Assim foram calculados os valores das cargas resistentes tendo em conta o modelo (Fig.35) da seguinte forma:

$$P_{rd,x} = \left(12,12 + \frac{12,12}{2}\right) \frac{8}{4,22^2} = 8,17 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{rd,y} = \left(15,04 + \frac{15,04}{2}\right) \frac{8}{5,8^2} = 5,36 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{rd} = 8,17 + 5,36 = 13,54 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{rd} = 1,35 PP + 1,5(RCP + SC)$$

$$P_{rd} = 1,35 (0,15 \times 25) + 1,5(2,0 + SC)$$

$$SC = 3,65 \text{ kN/m}^2$$

Em seguida foram calculadas as reações nas vigas tendo em consideração o P_{rd} calculado e o seguinte modelo de cálculo (Fig. 36):

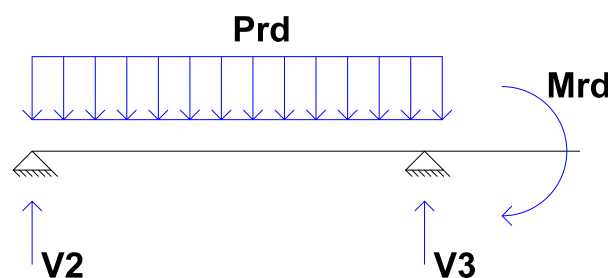


Figura 36 - Modelo para o cálculo da reação das lajes nas vigas.

Obtendo-se os resultados da tabela 14.

Tabela 14 - Reações das lajes nas vigas

V _A (kN/m)	18,2
V _B (kN/m)	13,0
V _C (kN/m)	20,1
V _D (kN/m)	14,4

O regulamento (EC2) prevê ainda que, para elementos que não necessitem de armadura de esforço transverso, se deve verificar a equação (10):

$$V_{sd} \leq V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \times k \times (100\rho_L f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right) b_w \times d \geq \left(0,035 \times k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w \times d \quad (10)$$

onde as variáveis se calculam pelas equações (11), (12), (13) e (14):

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (11)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sL}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (A_{sL} \text{ representa a área de armadura de tração}) \quad (12)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ com } d \text{ em mm} \quad (13)$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \text{ em MPa } (N_{sd} \text{ representa o esforço normal devido a cargas aplicadas}) \quad (14)$$

Através das fórmulas anteriores obteve-se o valor $V_{rd}=41,21$ kN/m pelo que não é preciso armadura de esforço transverso.

Para o cálculo da capacidade resistente das vigas em estudo foram usadas as equações (7), (8) e (9) e obtidos os valores presentes na tabela 15, para o cálculo de d foi considerado o recobrimento mínimo indicado no RBA de 2 cm para vigas.

Tabela 15 - Cálculo da capacidade resistente das vigas

Viga		A _s (cm ²)	d	b	w	μ	M _{rd} (kNm)	P _{rd} (kN/m)
A	+	17,8	0,48	0,25	0,2828	0,2344	144,48	82,80
	-	8,9	0,48	0,25	0,1414	0,1293	79,69	
B	+	11,5	0,48	0,25	0,1827	0,1625	100,16	56,94
	-	5,75	0,48	0,25	0,0914	0,0863	53,19	
C	+	17,8	0,33	0,15	0,6856	0,4012	70,13	22,32
	-	8,9	0,33	0,15	0,3428	0,2717	47,49	
D	+	17,8	0,48	0,25	0,2828	0,2344	144,48	43,83
	-	8,9	0,48	0,25	0,1414	0,1293	79,69	

Em seguida foram calculadas as cargas solicitantes para a combinação fundamental nas vigas da seguinte forma através da equação (15):

$$P_{sd} = P_{sd}^L + 1,5RCP + 1,35PP \quad (15)$$

obtendo-se os seguintes valores apresentados na tabela 16.

Tabela 16 - Cálculo da carga nas vigas

	P _{sd} (kN/m)
A	26,05
B	18,37
C	16,98
D	22,16

Como se pode verificar, todas as vigas conseguem suportar os esforços de flexão uma vez que $P_{sd} < P_{rd}$.

Foi ainda calculada a capacidade resistente de um pilar ao esforço axial e à flexão através das tabelas de flexão composta de secções retangulares. Desta forma foram obtidos os valores resistentes de $N_{rd} = 3076 \text{ kN}$ e $M_{rd} = 200,63 \text{ kNm}$.

Uma vez que não existe grande precisão nos valores obtidos na caracterização do material betão, sendo provável que se situe entre um C16/20 e um C20/25, os cálculos foram efetuados para ambos (Tab. 17 e 18).

Tabela 17 - Comparação dos esforços resistentes das lajes, obtidos analiticamente para betões de diferentes classes

	Lajes	
	C16/20	C20/25
M _{rd,x} (kNm/m)	12,12	12,51
M _{rd,y} (kNm/m)	15,04	15,71
SC (kN/m ²)	3,64	3,98

Tabela 18 - Comparação dos esforços resistentes das vigas, obtidos analiticamente para betão de diferentes classes

	VIGAS							
	C16/20				C20/25			
	M _{rd} ⁺ (kNm)	M _{rd} ⁻ (kNm)	P _{rd} (kN/m)	P _{sd} (kN/m)	M _{rd} ⁺ (kNm)	M _{rd} ⁻ (kNm)	P _{rd} (kN/m)	P _{sd} (kN/m)
A	144,48	79,69	82,80	26,05	150,31	81,15	85,75	26,70
B	100,16	53,19	56,94	18,37	102,59	53,80	58,17	18,83
C	70,13	47,49	22,32	16,98	79,84	49,92	24,94	17,55
D	144,48	79,69	43,83	22,16	150,31	81,15	45,39	22,97

Como se pode observar, as diferenças não são significativas, pelo que se mantém o pressuposto inicial de a estrutura ser constituída por betão de classe equivalente à classe C16/20.

Para a utilização prevista no plano de Pólo Cultural do Exército (arquivo), a sobrecarga a utilizar para o dimensionamento é de 6 KN/m^2 (NPEN 1991-1-1, 2009) pelo que comparando o valor da sobrecarga resistente calculado com o valor da sobrecarga para a nova utilização se prevê que será necessário proceder a reforço.

De acordo com o EC2, as flechas de vigas e lajes sujeitas a ações quase-permanentes não devem ser prejudiciais ao seu correto funcionamento ou ao seu aspeto pelo que devem ser considerados os seguintes valores limites:

- Vão/250;
- Vão/500 para flechas que ocorram depois da construção.

Em seguida, a capacidade estrutural do edifício será avaliada através de um modelo numérico para indagação da necessidade real de reforço.

4.2 Modelação estrutural

A construção de modelos numéricos para a análise de edifícios permite obter uma aproximação ao comportamento estrutural real através do conhecimento das propriedades físicas e mecânicas dos materiais constituintes.

A modelação numérica em edifícios de alvenaria constitui um processo de elevada complexidade pelo facto da alvenaria ser um material composto e heterogéneo, que pode apresentar diversas configurações.

Vários estudos têm sido feitos no sentido de aprimorar as técnicas de modelação de estruturas de alvenaria no sentido de melhorar o seu grau de aproximação ao comportamento real dos materiais. Os modelos mais detalhados são os que recorrem a técnicas de micro-modelação em oposição aos que recorrem a macro-modelação (Nunes, 2011).

Na micro-modelação os blocos e as juntas de argamassa são discretizados em detalhe pelo que produz resultados mais fiáveis, no entanto estes modelos exigem um esforço computacional elevado e um trabalho mais extenso.

Nos modelos que recorrem a macro-modelação, as paredes de alvenaria são representadas como partes inteiras sendo discretizadas através de um único material (compósito). O recurso a este tipo de modelos requer alguns cuidados na análise do modelo.

No presente estudo foi feita uma macro-modelação tendo por objetivo avaliar as deformações e os esforços a que o edifício está sujeito.

Para a execução do modelo recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000 (*Structural Analysis Program 2000*) (Fig 37).

Para a modelação da estrutura do edifício em estudo foi criada uma malha de forma a que o eixo X correspondesse à maior dimensão em planta, o Y à menor dimensão e o Z à direção vertical.

Posteriormente foram definidos os materiais constituintes da estrutura, sendo definidas as propriedades apresentadas na tabela 19.

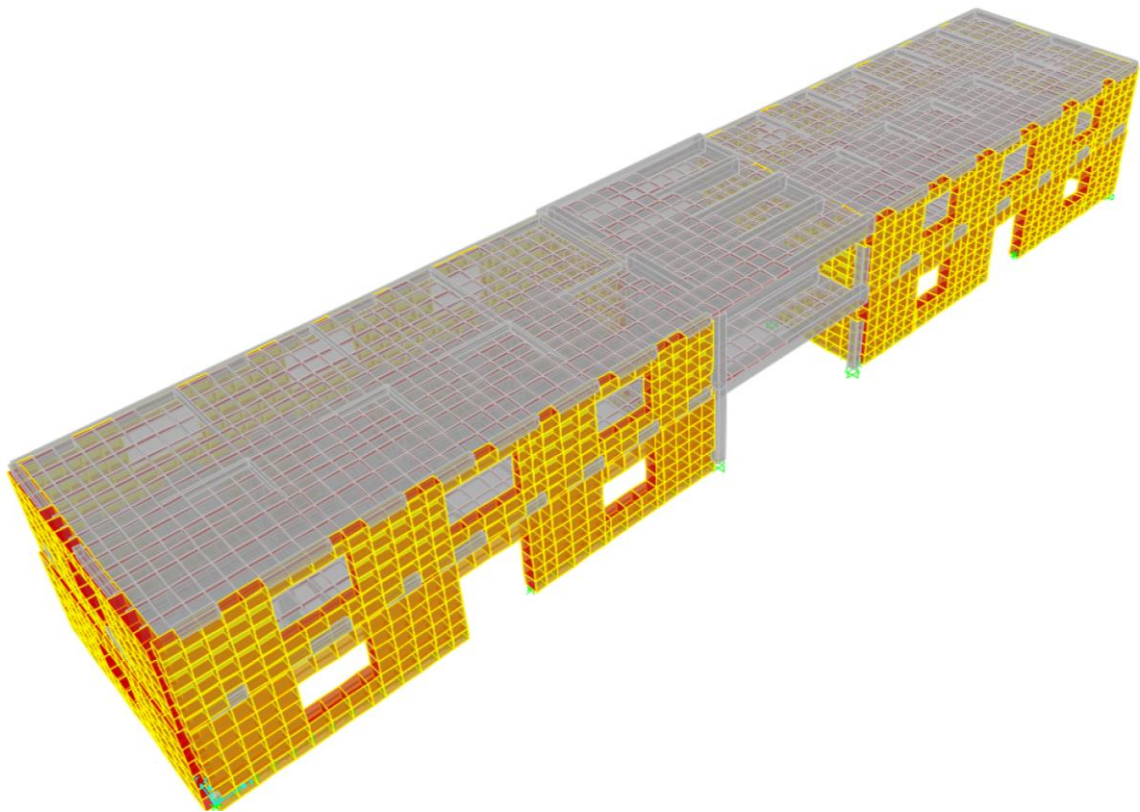


Figura 37 - Vista 3D do modelo.

Tabela 19 - Propriedades mecânicas dos materiais considerados

Propriedades mecânicas	Alvenaria de pedra	Betão	Aço
Módulo de elasticidade (GPa)	2,6	29,0**	200
Peso volúmico (kN/m ³)	20,0	25,0	76,97
Coefficiente de <i>Poisson</i>	0,17	0,2	-
Resistência à compressão (MPa)	1,67	16,0	-
Resistência à tração (MPa)	0,0001*	2,5	204
Resistência ao corte (MPa)	0,06	-	-

*Apesar de a alvenaria de pedra ter alguma resistência à tração, neste trabalho consideramos essa resistência um valor muito próximo de zero.
 ** No modelo numérico este valor foi reduzido para metade (14,5GPa) para considerar o efeito da fendilhação.

Os elementos estruturais foram definidos no modelo tendo em conta as seguintes considerações:

- As paredes de alvenaria de pedra foram simuladas através de elementos de casca “shell thick”;
- As vigas de betão foram simuladas como elemento barra (“beam”);
- Os pilares de betão foram simulados como elemento coluna (“column”);
- As lajes dos pisos foram simuladas como elemento de casca “shell thin”;

Com a utilização do elemento tipo casca para simulação das paredes em alvenaria de pedra, deve ter-se em atenção(Silva, 2013):

- Ao utilizar este elemento não se está a considerar de forma direta a excentricidade, uma vez que as cascas são alinhadas ao eixo. No caso da estrutura em estudo, uma vez que há redução da espessura da parede em altura, este facto deve ser tido em consideração uma vez que a parede do primeiro piso está apoiada de forma excêntrica na parede do rés-do-chão o que pode levar a esforços maiores no paramento exterior desta;
- Este tipo de elemento não reproduz o comportamento real de uma parede de mais do que um pano tornando impossível simular o fenómeno de separação dos paramentos;
- A rigidez em zonas de interseção (ângulos de fachada) não é bem representada;
- As tensões na espessura da parede são representadas de forma linear o que na realidade nem sempre acontece.

Admitiu-se uma distribuição de esforços sem torção no dimensionamento dos elementos representativos dos pilares e das vigas uma vez que a perda de rigidez de torção dos elementos de betão armado por fendilhação é muito mais significativa que a perda de rigidez à flexão e que a estrutura tende a equilibrar as cargas com baixos esforços de torção. Para simular este comportamento adotou-se uma constante de torção muito próxima de zero.

As paredes em alvenaria de tijolo da zona B não foram modeladas por se considerar que não têm capacidade resistente.

Como já foi referido, considerou-se que o solo oferece boas condições de fundação pelo que as fundações foram simuladas através de encastramentos para os pilares isolados. No caso das paredes resistentes impediram-se os deslocamentos segundo o eixo de maior dimensão não tendo restrições ao movimento no sentido oposto.

4.2.1.1 Validação do modelo

Com o objetivo de garantir que não existem erros de modelação e que os resultados obtidos através do modelo são fiáveis, isto é, que se aproximam aos valores reais, foi calculado analiticamente o valor do esforço axial devido ao peso próprio dos elementos e confrontado com o mesmo valor retirado do modelo.

Os valores obtidos foram os seguintes (Tab. 20):

Valor calculado (kN)	Valor obtido através do modelo (kN)
323,16	347,21

Obeve-se uma diferença de cerca de 7% o que se considera um valor aceitável pelo que os resultados obtidos através do modelo podem ser considerados para uma análise estrutural do edifício.

4.2.1.2 Quantificação de ações

Para a análise do edifício foram consideradas as seguintes ações, com a finalidade de avaliar o comportamento da estrutura existente:

- Ações permanentes (peso próprio de todos os elementos estruturais, pavimentos, coberturas e paredes divisórias);
- Sobrecargas de utilização;
- Ação Sísmica.

As combinações de ações consideradas foram (EN 1992-1-1):

- Estado Limite Último (ELU)
 - Combinação fundamental: $E_d = \sum \gamma_G \times G + \sum \gamma_Q \times Q$ (16)

- Estado Limite de Serviço (ELS)
 - Combinação quase-permanente: $E_d = \sum G + \sum \psi_2 \times Q$ (17)

Os coeficientes considerados foram os que se apresentam na tabela 21.

Para a análise face à ação sísmica foi considerada a combinação:

- Combinação de ação base sismo: $E_d = \sum G + \sum \psi_2 * Q + A_E$ (18)

Tabela 21 - Coeficientes para cada tipo de ação

	ψ_2	γ
Sobrecargas cobertura	0,0	1,5
Cargas permanentes cobertura	1,0	1,35
Sobrecargas piso	0,6	1,5
Cargas permanentes piso	1,0	1,35

Ações permanentes

Para a quantificação das ações permanentes recorreu-se ao levantamento geométrico dos elementos estruturais e aos desenhos de arquitetura disponíveis.

Para as restantes cargas permanentes foram considerados os revestimentos dos pisos e o peso de paredes divisórias simples de tijolo furado.

Apenas existe pavimento na zona A.1 e B.1 sendo que este foi considerado com recurso às tabelas técnicas (Tabelas Diversas, Grupo de Betão Armado e Pré-esforçado- IST):

- Em A.1- ladrilho cerâmico, incluindo argamassa de assentamento: 0,70 kN/m²;
- Em B.1 – revestimento vinílico: 0,20 kN/m²;
- Restantes zonas – reboco de cimento: 0,20 kN/m².

O peso próprio das coberturas foi considerado 1,35 kN/m² (coberturas de chapas de fibrocimento apoiadas em muretes de alvenaria como uma aproximação ao valor de coberturas em chapas de zinco).

Sobrecargas

Uma vez que a proposta de utilização do edifício é para arquivo, foi considerada a sobrecarga de arquivo como 6kN/m² aplicada na laje do 1º piso e sobrecarga para coberturas não acessíveis exceto para operações de manutenção e reparação correntes de 0,3kN/m²(NP EN 1991-1-1, 2009).

Ação sísmica

Apesar da análise dos efeitos da ação sísmica possa ser efetuada com base em modelos elásticos lineares, com base no Eurocódigo 8 (EC8) os resultados assim obtidos têm de ser corrigidos para ter em consideração o comportamento não linear das estruturas. Esta correção é introduzida através de um coeficiente, designado por coeficiente de comportamento e depende do material estrutural e do tipo de estrutura. De acordo com o EC8, o coeficiente de comportamento é calculado da seguinte forma:

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5 \quad (19)$$

sendo que q_0 é o valor básico para o coeficiente de comportamento.

Neste caso, o edifício considerado um “sistema porticado, sistema misto ou sistema de paredes acopladas”, leva a que: $q_0 = 3.0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$. No entanto, como se está perante um edifício regular em planta e em altura, o quociente $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ toma o valor de 1, e conseqüentemente, $q_0 = 3,0$.

O fator k_w representa o modo de rotura predominante em sistemas de paredes, e toma o valor de 1 no caso de sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos. Assim sendo, o coeficiente de comportamento para a estrutura tem o valor de 3.

Para analisar o comportamento da estrutura ao sismo, é necessário definir a ação sísmica. Uma vez que não é possível saber, à partida, qual o sismo condicionante, é necessário definir as duas ações sísmicas.

Relativamente ao zoneamento sísmico, situando-se o edifício em estudo em Lisboa, é possível verificar que, para a ação sísmica tipo 1, se situa na zona 1.3 e para a ação sísmica tipo 2, na zona 2.3.

Tabela 22 - Zoneamento sísmico

	Zona
Sismo 1	1.3
Sismo 2	2.3

A aceleração máxima de referência (a_{gR}) representa a aceleração máxima à superfície de um terreno. Esta aceleração varia consoante a zona e a ação sísmica considerada. Para as zonas referidas anteriormente, obtém-se os seguintes valores de a_{gR} (Tab.23):

Tabela 23 - Aceleração máxima de referência

	a_{gR} (m/s ²)
Sismo 1	1,5
Sismo 2	1,7

O coeficiente de importância (Y) tem em consideração as consequências do colapso de uma estrutura. Consideramos o objeto de estudo com classe de importância III por ser considerado uma instituição cultural. Os valores do coeficiente de importância, que dependem da classe de importância, são os seguintes (Tab. 24):

Tabela 24 - Coeficiente de importância

	Y_{III}
Sismo 1	1,45
Sismo 2	1,25

A aceleração máxima (Tab. 25) é calculada afetando a aceleração máxima de referência pelo coeficiente de importância atribuído ao edifício.

Tabela 25 - Aceleração máxima

	a_g (m/s ²)
Sismo 1	2,175
Sismo 2	2,125

Os espectros de resposta elásticos de cada ação sísmica são caracterizados por parâmetros definidores. Tendo em consideração que o edifício está implantado num terreno tipo B, obtém-se os seguintes valores (Tab. 26):

Tabela 26 - Parâmetros definidores da ação sísmica

	$S_{m\acute{a}x}$	TB (s)	TC (s)	TD (s)
Sismo 1	1,35	0,1	0,60	2,0
Sismo 2	1,35	0,1	0,25	2,0

Em seguida foram corrigidos os valores de coeficiente de solo máximo da tabela anterior, para que fosse possível utilizar o valor do coeficiente de solo real. Uma vez que para ambas as ações sísmicas, a aceleração do solo se situa entre 1 e 4, a equação a utilizar é a seguinte (20):

$$S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} \times (a_g - 1) \quad (20)$$

Através da utilização da equação (20), obtém-se os seguintes valores (Tab. 27):

Tabela 27 - Coeficiente de solo

	S
Sismo 1	1,213
Sismo 2	1,219

Desta forma, conclui-se que a ação sísmica condicionante é o sismo tipo 2 pelo que, na análise dos esforços, esta será analisada com mais cuidado.

4.3 Hipótese em estudo

Para a análise da capacidade resistente da estrutura para uma nova utilização foi considerada a proposta presente na memória descritiva do plano para o Pólo Cultural. Neste documento, para o edifício em estudo consta a seguinte descrição da proposta de ocupação funcional:

Piso 0 – Depósito sujo do Arquivo Histórico Militar AHM (360 m);

Sala de conservação e restauro (45 m²);

Sala de expurgo e desinfestação (55 m²);

Depósito limpo do AHM (800 m);

Piso 1 – Depósito limpo do AHM (2.080 m);

Um esboço da possível ocupação do edifício pode ser observado na figura 38.

De forma conservativa, neste estudo foi considerado que toda a área do 1º piso é ocupada pelo arquivo, desprezando-se as zonas que no projeto da figura 38 se encontram desocupadas. Desta forma a sobrecarga de arquivo foi aplicada a toda a laje. Não foi considerada a alternância de sobrecarga.

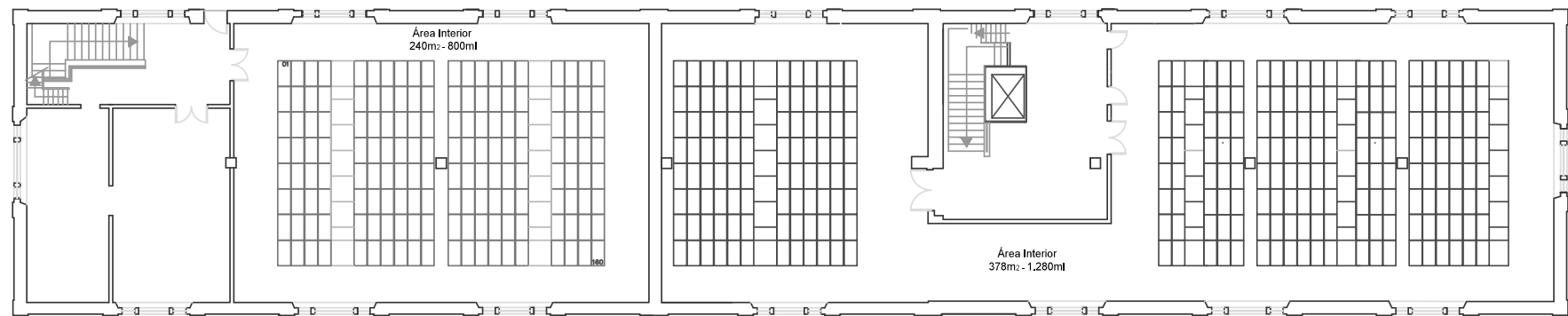
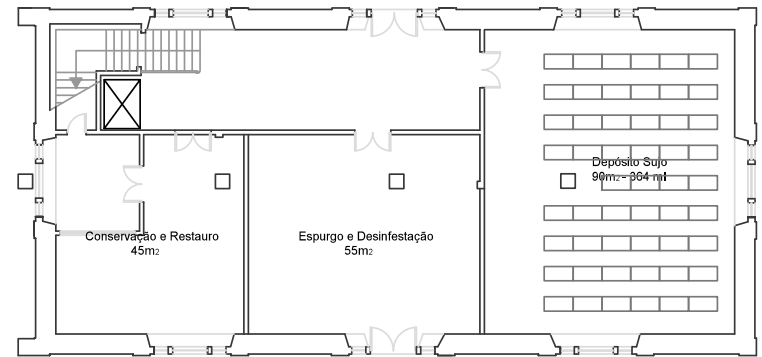
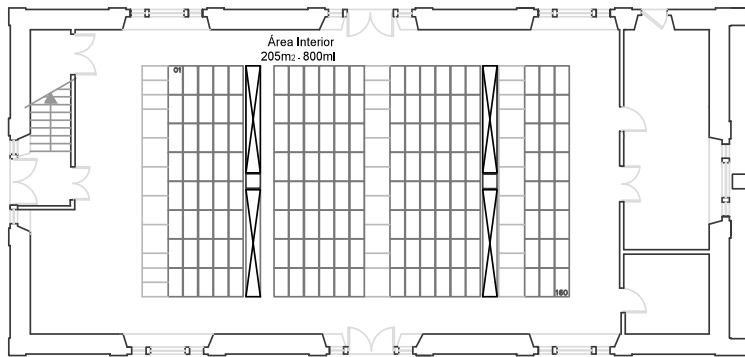


Figura 38 - Esboço da proposta de utilização do edifício.

4.4 Análise do modelo e proposta de intervenção

Foram analisados os esforços nas paredes de alvenaria e nos elementos de betão armado com a finalidade de averiguar se eram excedidos os esforços resistentes no caso dos elementos de betão armado ou as tensões de cedência para a alvenaria de pedra.

4.4.1 Paredes de alvenaria

Para a análise das paredes de alvenarias foram verificadas as tensões devido às combinações de ações relevantes e comparadas com as resistências à compressão e à tração consideradas para a alvenaria do edifício em estudo.

A análise das paredes de menor dimensão (eixo y) revela-se particularmente importante uma vez que estas absorvem forças de inércia significativas podendo ficar sujeitas a tensões muito elevadas.

Como se pode observar pelos diagramas de tensões devido à Combinação Fundamental (Fig.39 e40) e à Combinação Quase-permanente (Fig.41 e 42), as zonas onde ocorrem concentrações de esforços mais elevados são as zonas junto às aberturas.

Observa-se, no entanto, que para o ELU não é excedida a capacidade de resistência à compressão da alvenaria em estudo, observando-se que o máximo de tensão à compressão é de cerca de $400 \text{ kPa} = 0,4 \text{ MPa}$ muito inferior aos $1,67 \text{ MPa}$ considerados.

Por outro lado, em alguns locais surgem esforços de tração até cerca de $0,3 \text{ MPa}$ nas zonas dos cantos inferiores das aberturas. Como a resistência à tração da alvenaria de pedra é muito reduzida, é previsível que nestes pontos ocorra fissuração caso o material não resista ao nível de tensões instalado. Na inspeção visual ao edifício não foram observadas fissuras nesta zona das paredes pelo que se conclui que a resistência à tração da alvenaria é superior à tração instalada.

No entanto, para o ELU preveem-se esforços superiores pelo que estas zonas serão mais solicitadas.

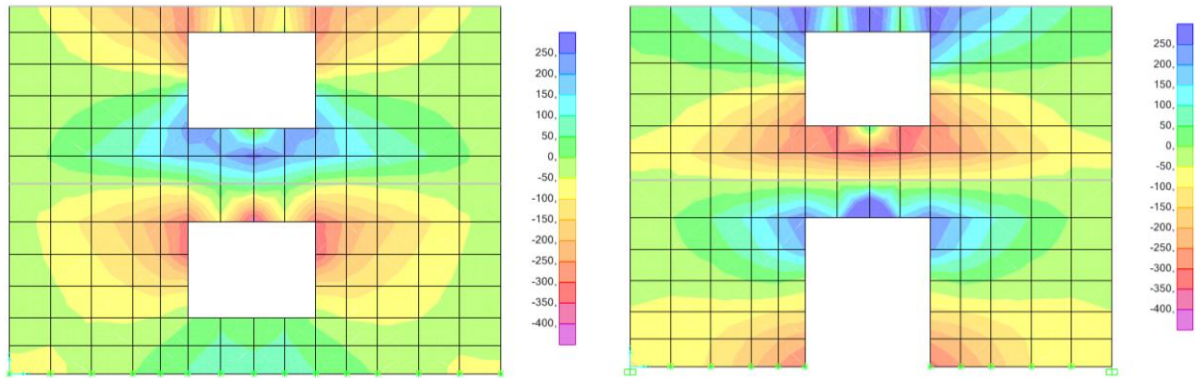


Figura 39 -Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção x devido à Combinação Fundamental (kPa).

Figura 40 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção y devido à Combinação Fundamental (kPa).

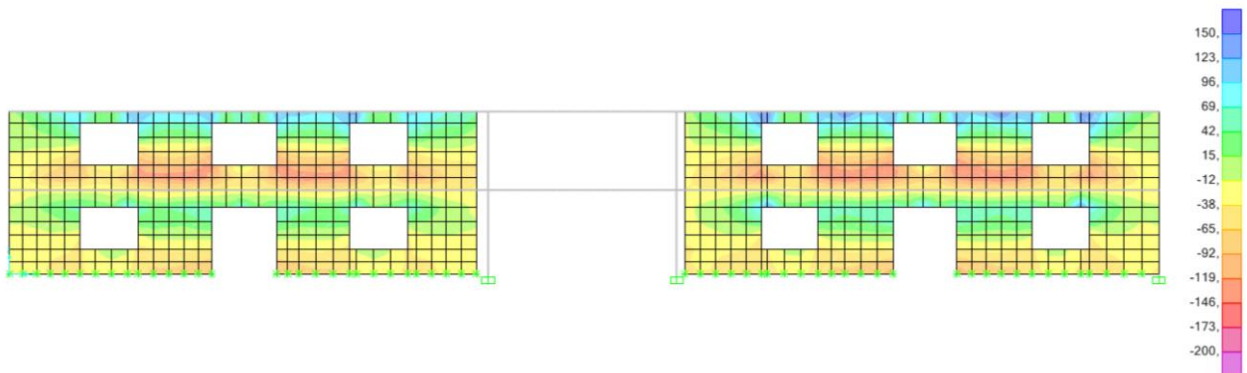
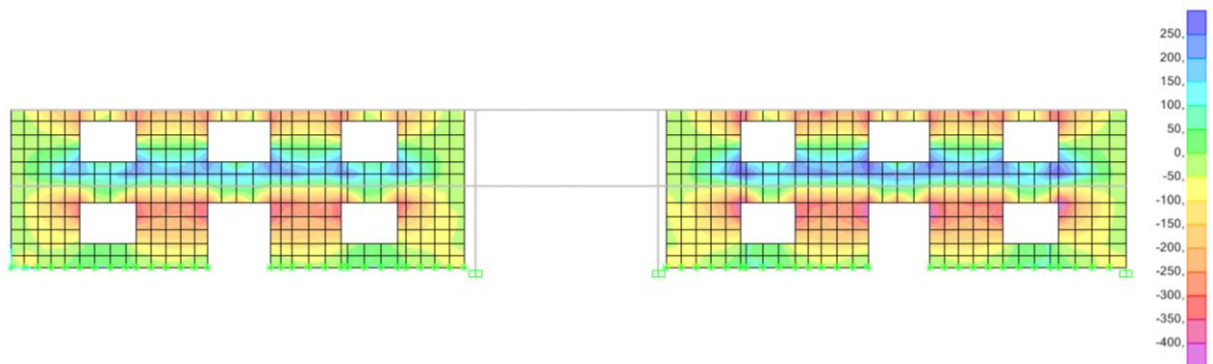


Figura 41 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção x devido à Combinação Quase-permanente (kPa).



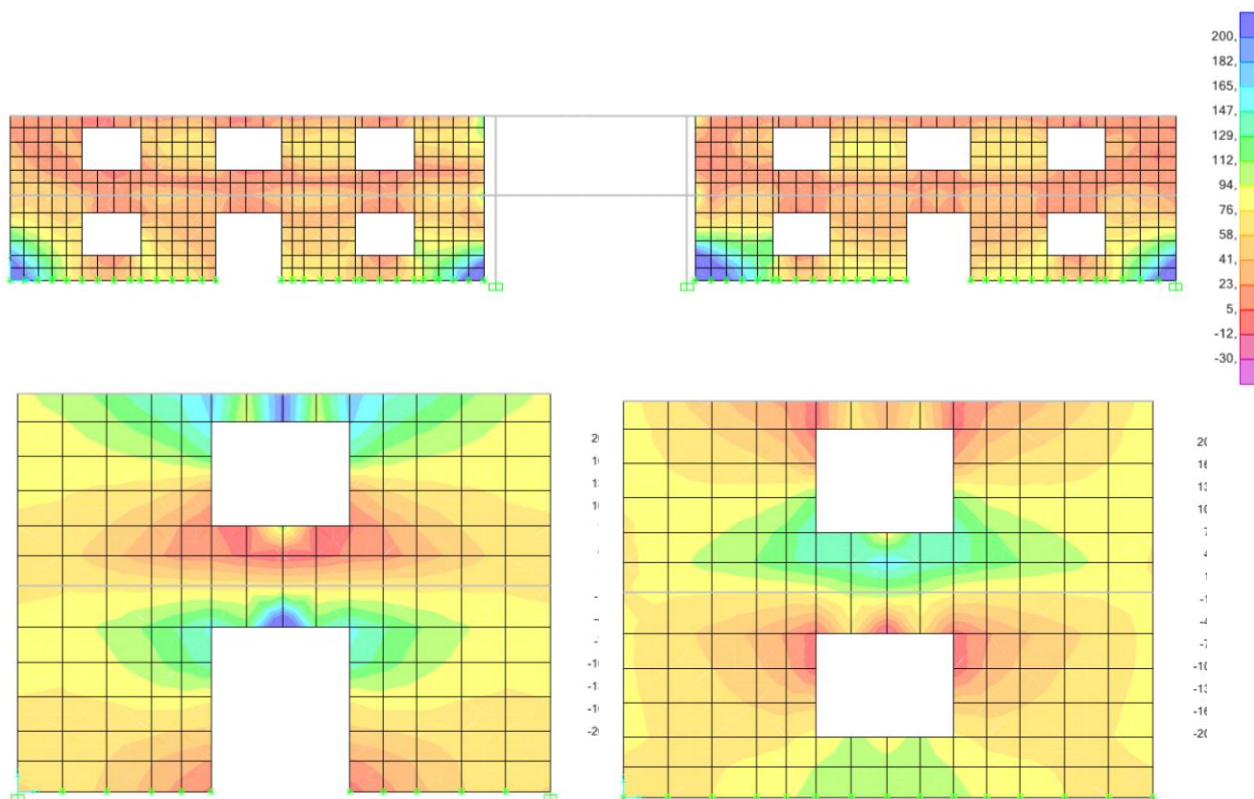


Figura 42 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada na direção y devido à Combinação Quase-permanente (kPa).

Relativamente aos esforços para a combinação de ação base sismo, pelos diagramas (Fig.43 a 45) pode-se observar que os principais esforços ocorrem ao nível do solo e na zona dos cantos inferiores das paredes.

Mais uma vez não se verificam tensões de compressão superiores à tensão de resistência à compressão da alvenaria. Relativamente aos esforços de tração pelas razões já referidas observam-se esforços superiores junto à base e junto aos cantos o que é justificado pelo facto de os cantos das paredes serem zonas solicitadas nas duas direções.

Figura 43 - Diagrama de tensões horizontais para as alvenarias de fachada devido à Combinação Sísmica na direção x (kPa).

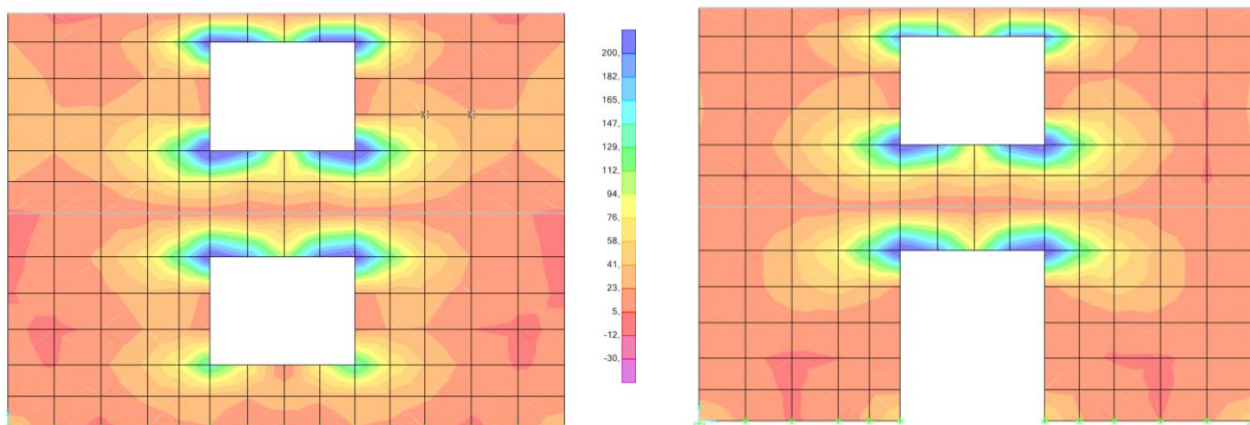


Figura 44 - Diagrama de tensões horizontais para as alvenarias de fachada devido à Combinação Sísmica na direção x (kPa).

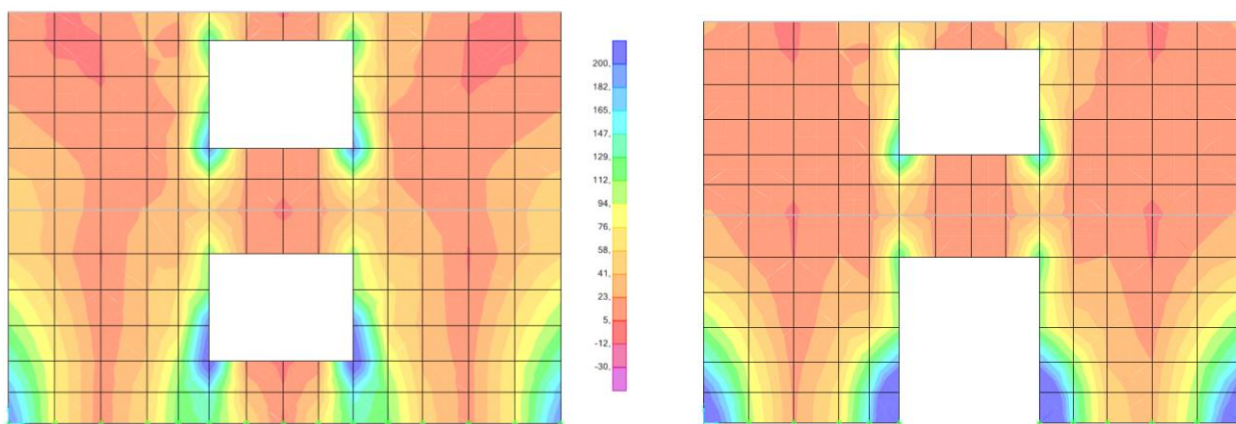


Figura 45 - Diagrama de tensões verticais para as alvenarias de fachada devido à Combinação Sísmica na direção x (kPa).

Além do já analisado, deve ter-se em consideração as situações em que o modelo não reproduz o comportamento real da estrutura, como é o caso da excentricidade das paredes do 1º piso relativamente às paredes do rés-do-chão devido à variação de espessura.

Apesar de através da análise anterior se poder ter uma noção das tensões instaladas na parede, a heterogeneidade da alvenaria não é representada pelo que a distribuição de tensões na realidade não é feita de forma tão uniforme como se apresenta.

Além disso, como já foi referido, a parede é constituída por mais do que um pano, situação que também não é tida em conta no modelo. As forças verticais podem instabilizar os panos de alvenaria conduzindo à sua separação, apesar de não se registarem valores superiores à capacidade de resistência à compressão da alvenaria no modelo.

O real comportamento de uma parede de mais do que um pano a ações horizontais também não é simulado neste modelo. Na figura 46 são apresentados alguns exemplos de comportamento de uma parede de várias folhas por ação de forças horizontais (como é o caso da ação sísmica).

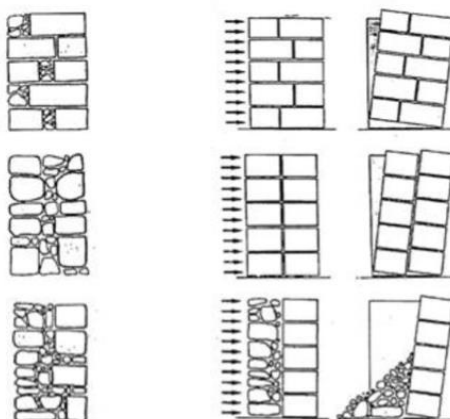


Figura 46 - Comportamento de uma parede de pedra de várias folhas por ação de forças horizontais (Giuffré, 1999 citado em (Binda et. al., 2001).

Outra questão a considerar é a excentricidade da parede do 1º piso relativamente ao piso inferior. Este facto poderá levar a uma concentração de cargas no pano exterior da parede do rés-do-chão e por isso a tensões superiores neste pano.

A partir dos diagramas de tensões verticais (Fig. 39 a 42) é possível visualizar a sua distribuição ao longo destes elementos e o “caminho” das forças, isto é, a partir deste diagrama facilmente se detectam as possíveis linhas de rotura (fissuras) a ocorrer na estrutura.

4.4.2 Elementos de Betão armado

Os esforços nos elementos estruturais de betão armado obtidos através do modelo numérico foram comparados com os momentos resistentes calculados. Desta forma pretendeu-se averiguar se os esforços atuantes para a nova utilização são inferiores aos esforços resistentes.

Uma vez que a alteração da sobrecarga atuante devida à nova utilização é mais significativa no 1º piso, a análise de esforços é apresentada para a laje do 1º piso.

Em relação à verificação da segurança ao estado limite de Serviço (ELS), neste trabalho apresenta-se a sua análise relativamente à deformação, nomeadamente flechas dos elementos estruturais em estudo as quais são comparadas com os valores limite preconizados no regulamento (EC2).

A análise ao ELS será igualmente apresentada para a laje de cobertura e para a zona B.

Em seguida apresentam-se os diagramas de esforços obtidos para as lajes (Fig. 47 e 48).

Para a análise da laje do 1º piso foram consideradas as combinações de ações descritas anteriormente.

Os diagramas de esforços para a Combinação Fundamental (ELU) obtidos apresentam-se em seguida (Fig. 47 e 48).

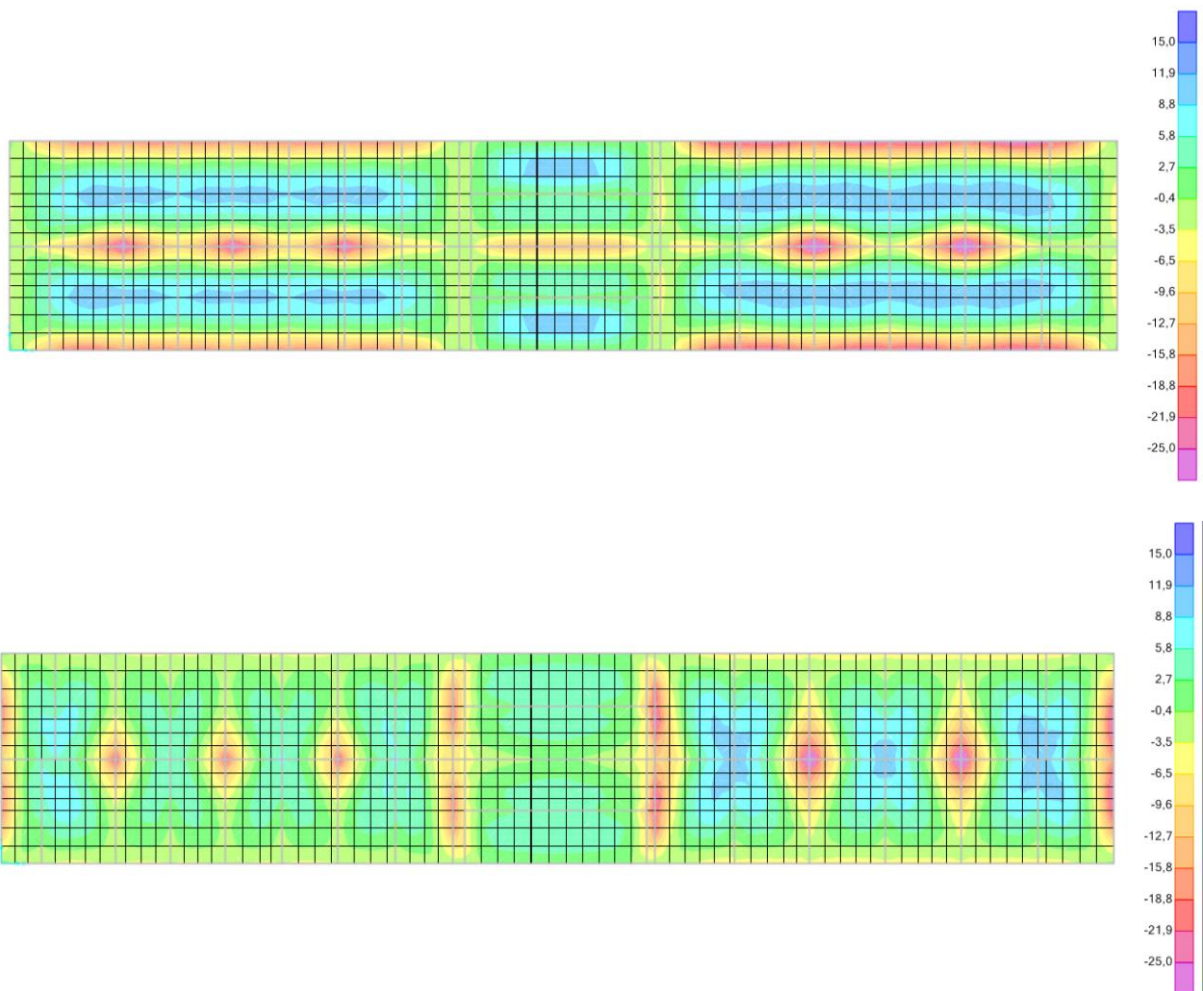


Figura 47 - Momentos na direção y devido à combinação fundamental na laje do 1º piso (kNm/m).

Figura 48- Momentos na direção x devido à Combinação Fundamental de ações na laje do 1º piso (kNm/m).

Para a Combinação Fundamental os momentos máximos e mínimos registados foram respectivamente 11 e -36 kNm/m sendo o momento negativo bastante superior ao momento resistente calculado (-15,71 kNm/m).

Como seria de esperar para a Combinação Quase-permanente os momentos máximos e mínimos registados são inferiores aos valores resistentes calculados para ambas as direções. O que confirma a veracidade dos valores calculados.

Foi realizada em seguida uma análise detalhada dos esforços nas vigas consideradas no modelo de cálculo inicial. Nesta análise não foram consideradas as vigas de contorno uma vez que a sua capacidade resistente à flexão é condicionada pela presença dos panos de alvenaria de pedra.

Comparando os valores dos momentos máximos registados no modelo (Fig. 49) e os valores resistentes de cálculo ($P_{rd}=24,92$ kN/m e $M_{rd}=79,84$ kNm) pode-se concluir que na viga C são excedidos os valores resistentes, pelo que necessitará de reforço para resistir às solicitações da nova utilização.

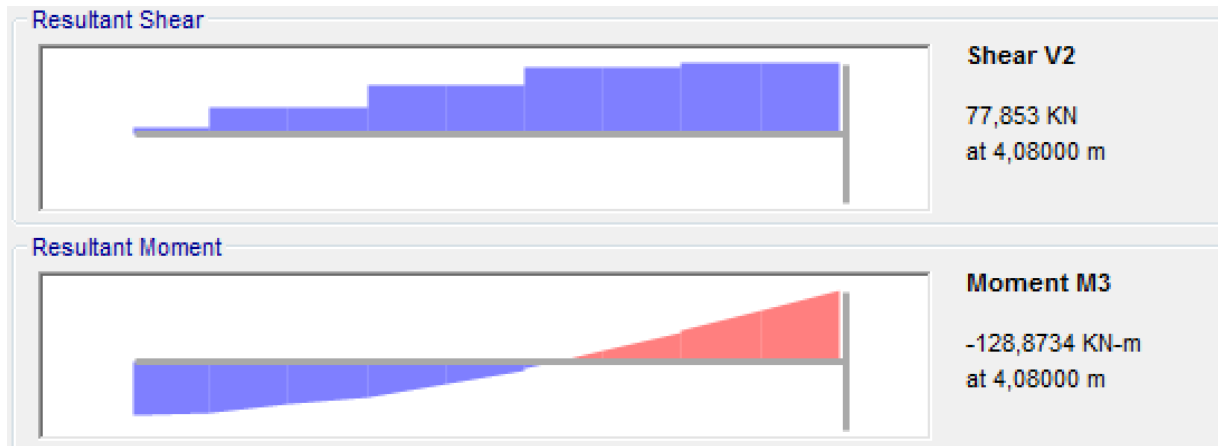


Figura 49 - Diagramas de esforços para a viga principal (C) devido à Combinação Fundamental.

A viga A por outro lado, apresenta no modelo (Fig. 50) esforços inferiores aos resistentes calculados ($V_{rd}=58,17$ kN/m e $M_{rd}=102,59$ kNm), pelo que se conclui que não precisa de reforço para suportar as cargas solicitantes para a nova utilização.

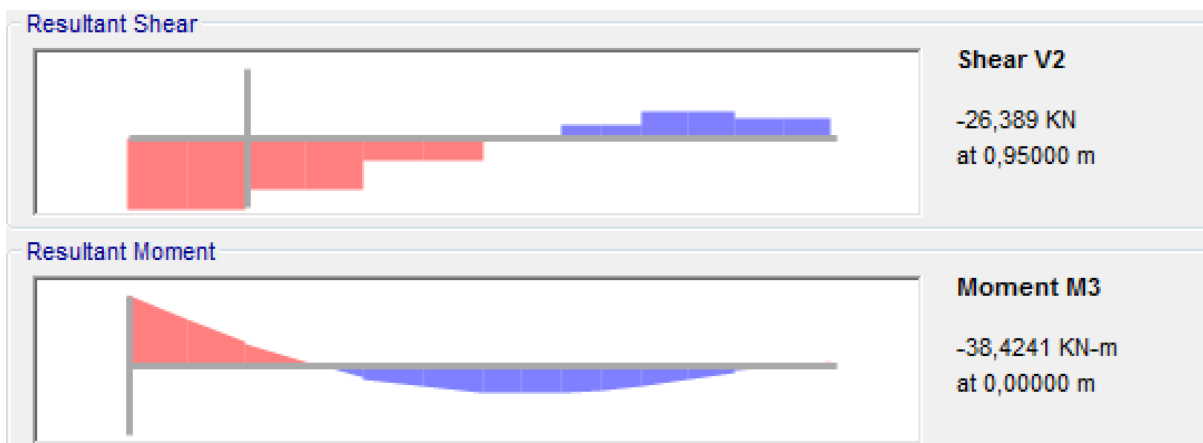


Figura 50 - Diagramas de esforços para a viga secundária (A) devido à Combinação Fundamental.

Para o pilar considerado foram obtidos os seguintes diagramas (Fig. 51 e 52).

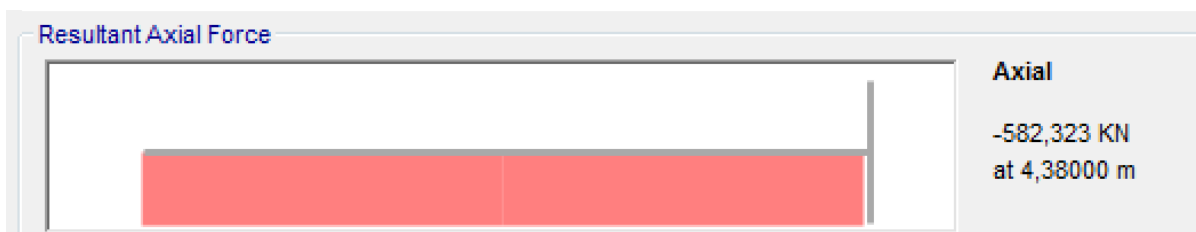


Figura 51 - Diagrama de esforço axial do pilar para a Combinação Fundamental.

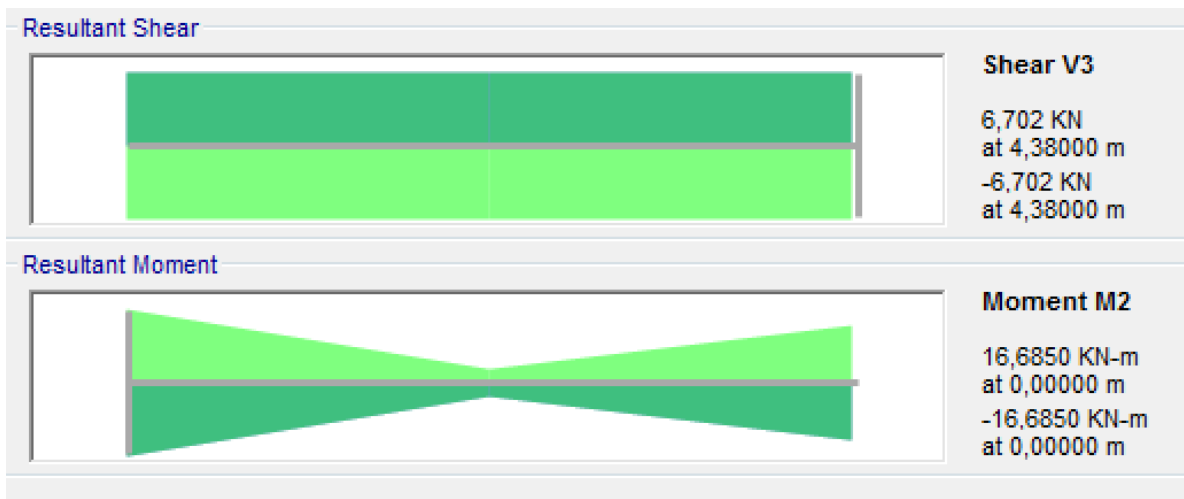


Figura 52 - Diagramas de esforços no pilar para a ação sísmica mais condicionante.

Como se pode verificar os esforços máximos (Fig. 51 e 52) são bastante inferiores aos resistentes calculados ($N_{rd} = -3076$ kN e $M_{rd} = 200,63$ kNm). O momento devido à combinação de ação base sismo ($M = 16,7$ kNm) é bastante reduzido o que resulta da elevada inércia das paredes resistentes, pelo que os esforços distribuídos pelos pilares são reduzidos.

Para ELS foram avaliadas as flechas (δ) dos elementos estruturais para a Combinação Quase-permanente (Tab.28). Nesta avaliação além dos elementos estruturais em análise foi considerada uma viga da zona B por ser a viga de maior vão da estrutura.

Tabela 28 - Quadro de valores das flechas nos elementos estruturais para a Combinação Quase-permanente de ações

	L/250	L/500	δ (m)
Laje x	0,0184	0,0092	0,000087
Laje y	0,0232	0,0112	0,0001
Viga A	0,0184	0,0092	0,000758
Viga B	0,0184	0,0092	0,000009
Viga C	0,0232	0,0112	0,001912
Viga D	0,0232	0,0112	0,000002
Viga zona B	0,04	0,02	0,004

Da análise dos valores da tabela 28 verifica-se que em nenhum elemento é excedido o valor limite indicado. Desta forma o aspecto e as condições de utilização da estrutura não são alterados.

Deve ter-se em consideração, na análise dos dados, que as vigas B e D apresentam flechas mais reduzidas porque são vigas de coroamento das paredes resistentes de alvenaria pelo que a sua flexão é impedida pelas paredes.

4.5 Proposta de Intervenção

Face à necessidade de reforço averiguada, elaborou-se uma síntese das técnicas de reforço existentes, apresentada em seguida, e posteriormente selecionaram-se as mais adequadas para o caso em estudo.

4.5.1 Técnicas de reforço de elementos estruturais em alvenaria de pedra

A experiência mostra que as patologias nas alvenarias estruturais manifestam-se como uma combinação de disfunções estruturais (aspectos relacionados com a concepção) e resultantes do comportamento do material associados à qualidade dos materiais constituintes (argamassas ou materiais usados como ligante) que em geral são pobres (principalmente em edifícios antigos), evidenciando uma fraca resistência a esforços de tração (materiais quase incoerentes), fraca resistência à compressão (devido à excessiva presença de vazios) e fraca resistência ao corte (Roque 2002).

Os principais problemas de funcionamento estrutural das alvenarias de pedra ocorrem devido (Branco et al.):

- Fendilhação;
- Esmagamento;
- Deformação de pisos;
- Alterações estruturais deficientes.

Algumas causas comuns destas anomalias são:

- Assentamentos diferenciais;
- Esforços de corte (provocados pelo sismo, deformações de pavimentos apoiado nas paredes, etc.);
- Variações higrométricas associadas à ausência/deficiência de juntas de dilatação;
- Erros de projeto:
 - Descargas das vigas em paredes, sem as devidas precauções;
 - Cargas aplicadas excedem em muito as previstas.

As patologias de comportamento estrutural podem manifestar-se com fenómenos de instabilidade local ou global. A instabilidade local ocorre muitas vezes devido à fraca ligação transversal entre os paramentos facilitando a desagregação dos mesmos quer por ação de cargas verticais quer por ação de cargas horizontais. Em paredes compostas há tendência para o núcleo compactar provocando uma distribuição de tensões não uniforme e tendência para deformar ou expulsar os paramentos externos (Roque, 2002).

Outra fragilidade das construções de alvenaria diz respeito à resposta a ações sísmicas que pode quebrar a ligação entre paredes provocando grande perda de rigidez da estrutura.

De forma a corrigir os erros associados às anomalias identificadas podem ser executadas técnicas de consolidação, reforço ou proteção das paredes (Branco et. al., s.d.). Relativamente às técnicas de reforço estas podem ser:

- Refechamento de juntas (com recurso a armaduras ou não);
- Injeção;
- Pregagens
- Aplicação de pré-esforço;
- Reforço com materiais compósitos FRP (*Fiber Reinforced Polymer*);
- Encamisamento “Jacketing”;

– Reboco armado.

Em seguida será feita uma descrição de cada técnica.

Refechamento das juntas

Como já foi referido, as argamassas contribuem para um melhor funcionamento mecânico da estrutura, servindo como elemento de ligação, e para uma melhoria das características de proteção (no caso de paredes exteriores) o que também contribui para maior durabilidade da parede.

Esta técnica de reforço consiste na restituição destas propriedades a uma estrutura degradada, restaurando a integridade das fachadas.

Para a escolha da argamassa de enchimento devem ter-se em conta a finalidade da intervenção e a compatibilidade com o material existente (Roque, 2002).

Uma variante a este processo é o preenchimento com armaduras de reforço (aço inoxidável ou laminados FRP). Esta técnica tem manifestado bons resultados no controlo da dilatação transversal associado a elevadas tensões de tração e compressão, constituindo-se uma boa alternativa para paredes compostas em que existe a possibilidade de ocorrência de instabilização dos paramentos e em paredes com fissuração superficial difusa (resultados de amplitude térmica ou higrométrica por exemplo) (Roque, 2002).

As vantagens associadas a esta técnica são:

- Conservação do aspecto da estrutura (importante em edifícios de valor histórico);
- Variação do peso reduzida;
- Facilidade de execução.

Esta técnica adequa-se essencialmente a alvenarias de junta horizontal regular e vocacionada para o comportamento em serviço.

De acordo com ensaios efetuados comprova-se a eficácia desta técnica na ação de confinamento e na redução da dilatação transversal sob elevados estados de compressão (Binda, citada em (Roque, 2002).

Injeção

Este processo pode ser efetuado através da introdução de uma calda fluida (que pode ser de natureza cimentícia, hidráulica ou de resinas orgânicas) em furos previamente efetuados nas paredes com o objetivo de preencher vazios e fendas de diversas dimensões garantindo a continuidade da alvenaria ou preencher os espaços entre dois ou mais panos de parede quando eles estão mal ligados (Binda et al., 2005).

Ao ser aplicada, a calda vai contribuir para o aumento da resistência e continuidade da parede, homogeneizando as propriedades mecânicas e a ligação entre os vários panos da parede (Timóteo, 2012).

O tipo de dano e as condições em que se encontra a alvenaria condicionam o processo de injeção e a calda a utilizar por exemplo a granulometria da calda utilizada depende das dimensões das cavidades. Esta técnica tem-se revelado eficaz em alvenarias com índice de vazios entre 2% e

15%, abaixo de 2% os resultados apenas são satisfatórios para vazios de grandes dimensões (Roque 2002).

Apesar de ser de caráter irreversível pode ser usada em edifícios de elevado valor histórico uma vez que o aspecto original pode ser respeitado (Timóteo, 2012).

As principais limitações relacionados com esta técnica são (Binda et al., 2005):

- A falta de conhecimento sobre o tamanho e localização dos vazios na parede;
- A dificuldade de penetração da calda nas fendas (2-3mm) mesmo recorrendo a ligantes muito finos;
- A presença de vazios grandes e pequenos o que dificulta a escolha da calda a aplicar;
- A segregação e retração da calda devido à absorção do material da parede;
- A dificuldade de penetração da calda (principalmente na presença de materiais argilosos ou arenosos);
- A necessidade de baixas pressões de injeção.

Pregagens

Esta técnica consiste na colocação de barras metálicas (com proteção anti-corrosão) ou materiais compósitos em furos de pequeno diâmetro, previamente abertos, que atravessam os elementos a reforçar sendo posteriormente selados com caldas de injeção apropriadas (Roque, 2002).

As pregagens podem ser executadas com recurso ou não a mangas deformáveis de tecido. A utilização de manga evita eventuais fugas de calda e permite a mobilização do atrito lateral uma vez que a manga é elástica e consegue adaptar-se aos vazios existentes ao longo do interior do furo (Rodrigues J. , 2010).

O recurso a este método reforça a ligação entre elementos cooperantes, melhorando as propriedades mecânicas e a ductilidade de cada elemento.

Existem várias formas de aplicação das quais se destacam (Roque 2002):

- Pregagens generalizadas – são realizadas em grande número e de forma cruzada formando uma malha tridimensional interior à alvenaria, tornando-a num material capaz de resistir a esforços de tração e corte além de melhorar a resistência à compressão;
- Pregagens “costura” – pode ser usada para ligar paredes perpendiculares ou para aumentar a resistência local;
- Pregagens transversais – permitem obter uma boa ligação entre paramentos e confinamento das paredes.

Pré-Esforço

A aplicação de pré-esforço no reforço de estruturas visa reduzir as tensões e/ou as deformações a que um determinado elemento da estrutura está sujeito para a combinação de ações quase-permanente. O princípio base desta técnica é a imposição de um sistema de forças auto-equilibradas reduzindo os efeitos que as cargas aplicadas no elemento impõem (Preto, 2014).

A generalidade das soluções pré-esforçadas (PE) em alvenarias pode ser vista como uma pregagem longa com carácter ativo. (Roque, 2002)

Os tirantes podem ser aplicados no exterior ou no interior da parede de alvenaria. Para aplicação no interior é necessária a execução de furos (com recurso a coroa diamantada) com o dobro do diâmetro dos elementos de reforço, sendo posteriormente preenchido com calda (Fig. 53).

Relativamente ao comportamento de paredes devido a ações no próprio plano, o PE melhora a sua resistência à tração e ao corte por aumento da compressão axial. Para ações fora do plano da parede esta técnica é usada na ligação entre paredes opostas, melhorando o confinamento global do conjunto (Roque, 2002).

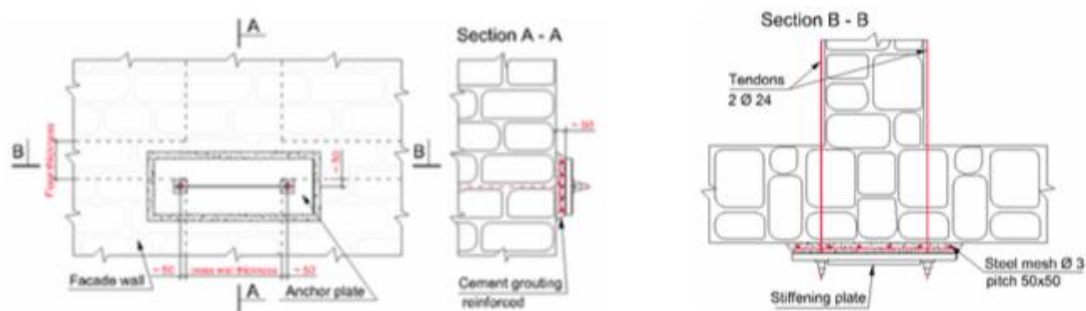


Figura 53 - Aplicação de pré-esforço em paredes de alvenaria (IPT, s.d.).

Desmonte e reconstrução

Este método é usado para recuperar algumas áreas danificadas por forma a garantir a continuidade do elemento através da substituição pontual de elementos danificados. Para tal devem ser usados materiais semelhantes em forma e características mecânicas aos originais (Modena et al., 2007).

O desmonte de elementos com função estrutural exige um prévio escoramento que suporte temporariamente a zona a reparar (Roque, 2002).

A capacidade de desmonte, à exceção de zonas sísmicas em que é vista como uma vulnerabilidade estrutural, é uma importante vantagem para a conservação de edifícios históricos (Giuffré citado em (Roque, 2002)).

Reforço com materiais compósitos

Os materiais compósitos utilizados para reforço estrutural, comumente designados por FRP (*Fiber Reinforced Polymer*), são constituídos essencialmente por fibras de reforço e uma matriz (por exemplo uma resina epóxida, poliéster, acrílica, etc.) servindo como elemento de transmissão e por fibras de reforço responsáveis pela resistência (Roque, 2002).

Dependendo do tipo de fibras utilizado é atribuída uma designação ao compósito. Os mais usados são o CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) com fibras de carbono, o GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*) com fibras de vidro, o AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*) reforçado com fibras de aramida e o BFRP (*Basalt Fiber Reinforced Polymer*).

A disposição do material pode ser adaptada às necessidades específicas de cada intervenção, podendo ser disposto em grelha, com as tiras paralelas, ou não, aos lados da parede, cruzado segundo as diagonais da parede, entre outras.

As vantagens associadas à utilização de compósitos FRP são:

- Resistência à tração elevada (aproximadamente 20 vezes superior à do aço);
- Baixo peso (não aumentando significativamente a massa do elemento estrutural);
- Boa resistência à corrosão (apenas as fibras de vidro apresentam problemas de durabilidade quando em meio alcalino). Esta característica é especialmente importante por as paredes de alvenaria serem porosas e facilitarem a penetração de humidades e de outros agentes corrosivos que aumentam a oxidação no aço;
- Bom comportamento à fadiga;
- Fácil de aplicar e com reversibilidade.

As desvantagens associadas a este processo são:

- Custo elevado em comparação com outros materiais (o aço por exemplo);
- Comportamento frágil uma vez que apresenta comportamento linear elástico até à rotura;
- A exposição direta das resinas aos raios ultravioleta provoca a sua rigidificação e perda de elasticidade (pode ser colmatado pela utilização de pinturas de proteção). Além disso as fibras de carbono têm má resistência aos raios ultravioleta;
- Baixa resistência a temperaturas elevadas, por parte da resina epóxida, pelo que a sua resistência em situação de incêndio é praticamente nula;
- Durabilidade e resistência da aderência (associado muitas vezes a exposição prolongada a ciclos alternados de "molhagem-secagem" e "gelo-degelo").

No reforço de paredes podem ser aplicadas cintas de laminados FRP para confinar e contrariar os esforços de flexão associados às solicitações horizontais. No caso de edifícios históricos por não ser possível circundar a estrutura, podem usar-se bandas ancoradas nas extremidades com dispositivos especiais.

Rebocos armados

Como o próprio nome indica, este método consiste na aplicação de uma camada de argamassa de revestimento com espessura de 2 a 3 cm usando uma armadura de reforço fixada em alguns pontos. Uma vez que esta técnica cobre toda a área da parede, só é indicada para situações em que as alterações estéticas não são importantes (Roque 2002).

Esta técnica destina-se essencialmente a elementos em bom estado geral, mas com elevada degradação superficial uma vez que melhora a resistência à tração e ao corte e o comportamento à fendilhação superficialmente (Maurício, 2012).

As armaduras utilizadas podem ser rede de aço electrossoldada ou de metal distendido, redes poliméricas e redes de fibra de vidro. A sua aplicação é feita com recurso a fixadores ou pregagens (Roque, 2002).

Encamisamento

Esta técnica consiste na aplicação de uma camada de betão armado (com um mínimo de 5 a 10 cm de espessura) em um ou de ambos os lados da parede, sendo um processo bastante semelhante à aplicação de reboco armado (Roque, 2002).

A malha é fixada através de pregagens ou conectores e pode ser constituída por aço ou por um material compósito (para alvenarias com superfícies regulares) (Rodrigues, 2010).

Alguns autores consideram que este reforço deve ser calculado para a totalidade da carga por considerar duvidosa a interação entre a alvenaria e o betão devido às diferenças de rigidez.

O encamisamento com betão armado conduz ao incremento da rigidez axial e transversal da parede inicial assim como da sua resistência à compressão.

Para garantir a eficiência desta técnica, as camadas de betão devem ser ligadas ao suporte de forma distribuída, as malhas de reforço devem cobrir as zonas críticas (cunhais, envolventes das aberturas e zonas fendilhadas) e os componentes de aço devem ser protegidos contra a corrosão.

Esta técnica é principalmente indicada para paredes irregulares de mais do que um pano, no entanto a sua aplicação é difícil devido à falta de homogeneidade das alvenarias o que torna caro e difícil a ligação das duas faces da parede. Em alguns casos os conectores não podem ser contínuos ao longo da parede pelo que facilmente se podem separar sob ações verticais ou horizontais (Binda et al., 2005).

4.5.2 Estruturas de betão

As principais anomalias das estruturas de betão armado podem ser classificadas da seguinte forma (Costa, Slides da aula - Reparação de estruturas de Betão):

- Comportamento estrutural
 - Deficiente capacidade resistente;
 - Funcionamento inadequado;
 - Deformações elevadas;
 - Fendilhação excessiva.
- Deterioração dos materiais
 - Betão;
 - Aço.

As técnicas a adotar para o reforço de uma estrutura de betão armado dependem do objetivo pretendido e podem dividir-se em dois grupos principais (Júlio, 2007):

- a) As que implicam a adição de novos elementos resistentes;
- b) As que consistem no reforço dos elementos estruturais existentes.

A adição de elementos resistentes não é mais do que o reforço com novas paredes resistentes ou contraventamentos metálicos que aumentam a resistência a cargas laterais e a rigidez do conjunto (Costa, Slides da aula - Reparação de estruturas de Betão).

Os métodos de reforço dos elementos estruturais contemplam várias técnicas das quais se destacam (Sousa, 2008):

- Encamisamento de seções (com betão armado, com chapas metálicas ou com FRP);
- Adição de armaduras exteriores (por colagem de chapas metálicas, perfis metálicos ou materiais compósitos);
- Aplicação de pré-esforço exterior não aderente.

Muitas destas técnicas têm características semelhantes às técnicas abordadas para o reforço de estruturas de alvenaria de pedra pelo que não são alvo de uma descrição tão exaustiva.

Reforço dos elementos estruturais existentes por encamisamento de secções

Esta técnica não difere muito da homóloga aplicada a elementos em alvenaria e pode, de igual forma, ser executada com recurso a betão armado ou chapas metálicas.

O encamisamento com betão armado consiste em aumentar a secção de um elemento de betão através da adição de uma nova camada com novas armaduras e é principalmente usada em elementos estruturais que funcionem à compressão (Gomes et al., 1997).

A nova camada de betão deve ter uma espessura mínima de 10 cm ou 6 cm nos casos em que se recorra a betões com adjuvantes(super-plastificantes) ou cuja dimensão máxima dos agregados não ultrapasse os 20 cm (Santos T. , 2008).

Apesar de aumentar a resistência à compressão e a ductilidade quando aplicado em pilares, também é usado no reforço de vigas por aumentar a área de armadura existente (Sousa A. , 2008). Pode ainda ser usado para a reparação de pilares que tenham sido danificados por impacto ou pelas condições ambientais (Binda et al., 2005).

Quando comparado com a aplicação de armaduras exteriores o encamisamento com betão armado garante maior proteção ao fogo e à corrosão de armaduras (Santos T. , 2008).

Um aspecto importante a ter em consideração para garantir a eficácia desta técnica é a ligação entre o betão pré-existente e o betão ou argamassa a adicionar uma vez que é essa interface que garante o funcionamento conjunto dos materiais. Desta forma a superfície de contato deve ser previamente preparada (Sousa A. , 2008).

A preparação da superfície engloba os seguintes procedimentos (Gomes et al., 1997):

- a) Retirar a camada de recobrimento expondo as armaduras iniciais (o que garante um total envolvimento destas pelo material de encamisamento o que é benéfico quando o betão inicial está muito degradado) através de escarificação manual ou com recurso a disco de desbaste;
- b) Tornar a superfície rugosa (através de hidro decapagem por exemplo);
- c) Limpeza com jacto de ar de todas as impurezas e poeiras;
- d) Colocação de novas armaduras;
- e) Betonagem (com betão ou argamassa indicada) que pode ser feita recorrendo a cofragem, betão projetado ou aplicado diretamente à colher.

O betão a usar no encamisamento deve ser compatível com o betão existente e com resistência à compressão superior (em cerca de 5 MPa) (Santos T. , 2008).

A utilização de chapas de aço no encamisamento é executada de forma semelhante e é principalmente aplicada no reforço de pilares e consiste no envolvimento da seção por chapas metálicas que pode ser total ou apenas em zonas críticas (Sousa A. , 2008).

Existe ainda a técnica designada por *shotcrete*, que consiste na projeção de um betão com elevado conteúdo em cimento e agregados finos nas superfícies dos elementos danificados (Varum et al., 2005). Esta técnica é principalmente indicada em locais onde o recurso a cofragens não é fácil.

Adição de elementos exteriores

Esta técnica consiste na adição e fixação de elementos exteriores (chapas de aço, perfis metálicos ou FRPs) (Santos T. , 2008).

A colagem de folhas de FRP na superfície inferior de uma viga é a técnica de reforço à flexão por adição de armaduras exteriores mais comum (Fig. 55). A colagem é geralmente feita recorrendo a resinas epoxídicas ou buchas metálicas (Akyuz, 2005).

Os materiais compósitos quando comparados com o aço apresentam várias vantagens nomeadamente: elevada resistência; boa resistência à fadiga; bom amortecimento ao choque e facilidade de aplicação (Santos T. , 2008).

A rotura destes sistemas pode-se dar por:

- Rotura à flexão (ocorre quando não há descolagem nas extremidades ou a folha de FRP se rompe ou o betão é esmagado);
- Rotura por corte (o FRP não confere reforço significativo ao corte pelo que deve ser aplicado em zonas onde a rotura por flexão preceda a rotura por corte);
- Descolagem.

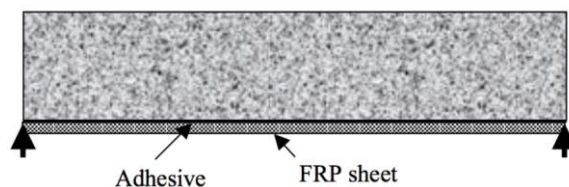


Figura 54 - Aplicação de reforço com FRP numa viga (Ilki, 2005).

Chapas ou perfis de aço

Este processo é indicado para situações em que existe deficiência de armaduras e consiste na adição de armaduras exteriores ao elemento original (Fig. 55). A ligação à superfície da estrutura pode ser feita com recurso a resinas epoxídicas e buchas metálicas (aconselhável em zonas sísmicas) (Chastre, 2014).

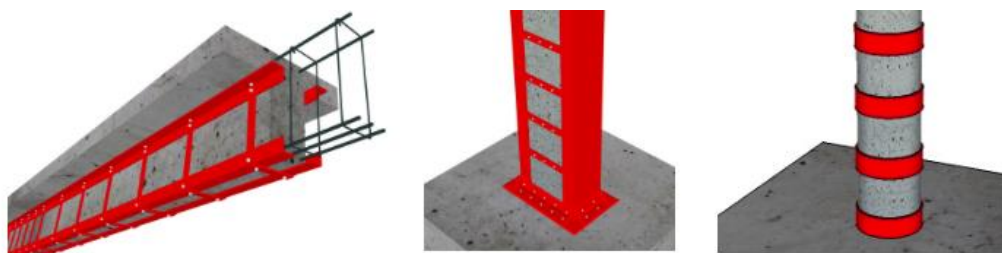


Figura 55- Exemplo ilustrativo de reforço de vigas e pilares com recurso a chapas ou perfis de aço (Chastre, 2014).

Aplicação de pré-esforço exterior não aderente

A aplicação de pré-esforço exterior é uma técnica de reforço ativa e apresenta as seguintes vantagens (Roque, 2002) (Fig. 56):

- Reduzido incremento do peso próprio do elemento reforçado;
- Intervenção pouco intrusiva e reversível;
- Possibilidade de monitorização;
- Facilidade de corrigir o nível de pré esforço aplicado;
- Possibilidade de substituição da armadura de pré-esforço;
- Redução de deformação e da fendilhação instaladas no elemento, aquando da sua aplicação (por ser uma técnica de reforço ativa);
- Aumento da resistência à flexão do elemento;
- Possibilidade de, através de um traçado poligonal dos cabos de pré-esforço, gerar forças de desvio que substituam os elementos a suprimir;
- Bons resultados no comportamento em serviço reduzindo a fendilhação.

Apesar das inúmeras vantagens associadas a esta técnica existem alguns problemas que podem surgir se não forem tomadas as devidas precauções, entre estes:

- Corrosão nas armaduras de PE exterior em aço, caso não sejam usados sistemas de proteção contra corrosão;
- As armaduras de PE em FRP têm baixa resistência aos raios ultravioleta pelo que devem ser usadas pinturas de proteção;
- Nos cabos em FRP não podem ser aplicadas forças de tração elevadas por conduzir a esmagamento nas ancoragens.

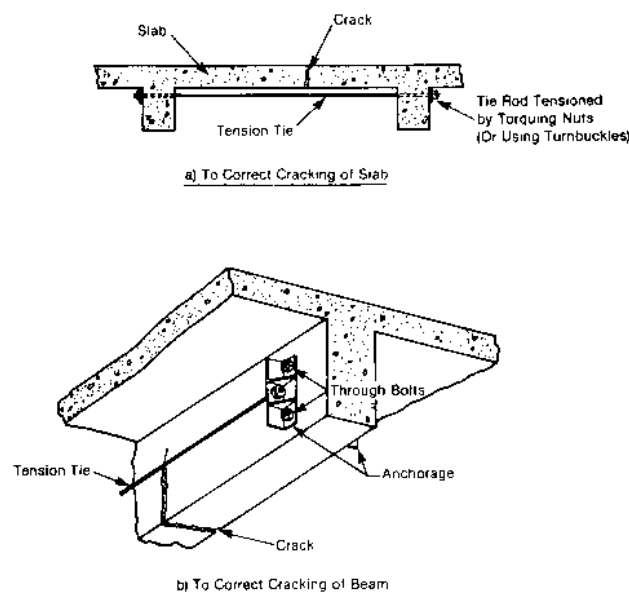


Figura 56 - Reforço com pré-esforço pelo exterior (U.S.Army Corps Engineers, 1995).

Adição de novos elementos estruturais

Esta técnica engloba essencialmente a adição de paredes resistentes, contrafortes e contraventamentos metálicos (Júlio, 2007).

A implementação de paredes resistentes pode ser feita dentro de um pórtico ou em ambos os lados de um pilar (Santos T. , 2008).

Em todos os casos os elementos adicionados servem para rigidificar zonas da estrutura ou reduzir esforços encaminhando-os para os novos elementos estruturais (Chastre, 2014).

A principal vantagem deste método é o aumento da resistência a cargas laterais, no entanto altera a estrutura do edifício o que nem sempre é possível por imposições arquitetónicas.

4.5.3 Proposta de Intervenção

Ponderadas as técnicas expostas, a proposta de reabilitação tem como objetivo melhorar a resposta estrutural face às sobrecargas associadas à nova utilização do edifício, garantindo a estabilidade da estrutura e as condições de serviço preconizadas. Entre as várias soluções possíveis para as limitações identificadas propõe-se uma intervenção baseada nos seguintes pressupostos: cumprir os requisitos estruturais aliados ao menor custo, maior facilidade de execução e de forma pouco intrusiva.

Devem ter-se em consideração as causas prováveis das anomalias de forma a atuar a esse nível. Desta forma, além do reforço estrutural que em seguida se sugere, devem ainda ser feitas algumas melhorias na construção de forma a que o edifício cumpra os requisitos essenciais para a nova utilização.

Além disso, alguns problemas estruturais podem surgir como consequência de anomalias não estruturais, como por exemplo infiltrações que ocorrem na cobertura, razão pela qual o reforço estrutural deve ser acompanhado da reparação de todos os elementos estruturais e não-estruturais do edifício.

Posto isto, relativamente ao reforço dos elementos estruturais com capacidade resistente insuficiente para a nova utilização proposta para o edifício, serão em seguida enunciadas algumas técnicas indicadas para os problemas identificados.

Ao nível das alvenarias verificou-se que nesta estrutura os principais problemas estruturais estão relacionados com a insuficiente resistência a esforços de tração para a combinação de ação base sismo.

Desta forma propõe-se:

- (i) Reforço das paredes através da aplicação de compósitos FRP nas zonas onde se identificaram os maiores esforços de tração, nomeadamente junto aos cantos das aberturas e na base das paredes do rés-do-chão;
- (ii) Reforço das zonas dos cunhais através de pregagens, de forma a solidarizar os panos de parede perpendiculares e melhorar a sua resposta face à ação sísmica, sendo esta uma zona onde se verificam grandes concentrações de tensões.

Quanto às técnicas de refechamento de juntas e injeção de caldas, uma vez que a alvenaria não está à vista (é rebocada) não é possível saber se existem vazios que justifiquem o recurso a

estes métodos, no entanto, no momento da reabilitação, caso se identifique este tipo de anomalias deve reduzir-se esse problema antes de aplicar o reforço com materiais compósitos. Além disso, a técnica de injeção de caldas é mais indicada para paredes resistentes com sérios problemas de consolidação e bastante fendilhadas ou com desagregações localizadas, que claramente não é o caso do edifício em estudo.

Relativamente aos elementos de betão armado verificou-se que os painéis de laje possuem armadura insuficiente para o nível de carga estudado, além disso está colocada a meia altura da laje conduzindo a uma menor capacidade resistente por diminuição da altura útil.

Para resistir aos momentos positivos, de forma a não incrementar o peso próprio propõe-se o reforço com recurso a colagem de laminados FRP na face inferior das vigas e das lajes identificadas. A utilização desta técnica com recurso a uma técnica de aplicação com pregagem do laminado seria mais indicada uma vez que não requer tratamento da superfície.

Com um estudo mais detalhado das soluções poder-se-ia adotar uma solução mais económica, nomeadamente a colocação de uma camada de betão de cerca de 10 cm de betão na face superior da laje de forma a reforçar a resistência aos momentos negativos que se fazem sentir principalmente na zona dos pilares. Uma vez que a estrutura tem elevado pé-direito a sua redução em 10 cm não resultaria em inconvenientes significativos. Para o cálculo desta solução deve ter-se em consideração o incremento do peso próprio da estrutura.

Para a aplicação da nova camada de betão deve ter-se especial cuidado com a preparação da interface entre betões sendo necessário proceder ao tratamento da superfície para aumentar a sua rugosidade, de preferência por hidro decapagem.

A generalidade das vigas das zonas A e C não possui armadura transversal suficiente por não ser uma preocupação regulamentar da sua época. Desta forma para proceder ao reforço ao corte propõe-se o envolvimento das faces verticais da seção das vigas através da colagem de chapas de aço ou FRP, uma vez que permitem um aumento da capacidade resistente até 50% e está comprovado que além de complementarem a falta de armadura de esforço transversal garantem um comportamento semelhante ao de vigas com armadura suficiente.

5 Considerações finais

5.1 Síntese do trabalho

O presente trabalho teve como principal objetivo a avaliação estrutural de um edifício militar desocupado há mais de uma década o qual se pretende reabilitar para uma nova função.

O projeto e a construção do edifício em causa datam do início do séc. XX, tendo sofrido um acréscimo em meados do mesmo século. Não existem ou não estão disponíveis os projetos respectivos.

Desta forma, numa fase inicial do trabalho, foi necessário executar uma pesquisa documental que não se prendeu só com a busca de projetos e desenhos que pudessem facilitar a caracterização do edifício, consistindo também numa pesquisa histórica a fim de obter relatos ou descrições da época.

Posto isto, após a obtenção de uma data de construção possível e um relato histórico da evolução do edifício, foi possível identificar que, apesar de naquele local já ter laborado uma fundição, o edifício, tal como hoje se apresenta, foi construído com o intuito de nele instalar uma fábrica de calçado militar.

Em seguida a necessidade de caracterizar os materiais estruturais e o sistema construtivo levou à execução de visitas ao local com a finalidade de observar o estado do edifício e de se fazer um levantamento da geometria dos elementos estruturais assim como das anomalias patentes visíveis a olho nu.

Havendo a necessidade de caracterização dos materiais estruturais, foram realizados ensaios não-destrutivos, nomeadamente ensaio com *esclerómetro de Schmidt* e ensaio de propagação de ultrassons. No entanto, estes ensaios não foram conclusivos, por apresentarem uma grande variabilidade, o que foi atribuído à maior rigidez da camada de recobrimento devido à carbonatação e à presença de agregados de grandes dimensões e à menor rigidez interna devido à presença de vazios e materiais pouco densos como por exemplo alvenaria de tijolo. Por esta razão, as características mecânicas do betão foram estimadas tendo em consideração os regulamentos em vigor na época de construção do edifício e alguma pesquisa bibliográfica feita ao nível de projetos executados em edifícios do mesmo tipo e da mesma idade.

Para a caracterização das paredes resistentes em alvenaria de pedra devido à impossibilidade em dispor em tempo útil de macacos planos para realizar ensaios, optou-se por estimar as características relevantes com base em expressões empíricas, recorrendo-se igualmente a pesquisa bibliográfica por forma a confirmar os valores obtidos.

Após serem definidas as características materiais e estruturais do edifício iniciou-se a análise das suas capacidades com recurso ao cálculo analítico e a um modelo numérico tridimensional.

Por análise dos resultados do modelo numérico, confrontado com as características resistentes consideradas para os materiais e com os valores resistentes calculados concluiu-se haver necessidade de reforço de alguns elementos estruturais.

As técnicas de reforço propostas são as que com a análise limitada que se efetuou parecem ser as mais indicadas e viáveis e face aos resultados obtidos neste estudo o que não dispensa uma

análise mais profunda, com recurso a outras técnicas de inspeção, quando for decidido efetuar a intervenção inviabiliza a aplicação de outras técnicas.

Em suma, identificou-se essencialmente haver necessidade de reforço das alvenarias as quais como seria de esperar, apresentam um mau comportamento para a combinação sísmica. Relativamente aos elementos de betão armado, a baixa resistência dos materiais, associada à degradação observada em algumas zonas, são as principais razões associadas à necessidade de reforço.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Apesar de neste trabalho se concluir que é necessário o reforço de alguns elementos estruturais caso se pretenda utilizar o PM050 como arquivo, para avançar neste sentido deve ser efetuado um estudo mais aprofundado de forma a eliminar incertezas, conforme anteriormente referido.

As limitações, sobretudo de meios de diagnóstico, identificados ao longo deste trabalho levaram à necessidade de consideração de valores aproximados e baseados em expressões empíricas e em resultados publicados, e não no real comportamento da estrutura.

Desta forma, para a realização do projeto de reforço, devem ser realizados ensaios de caracterização das alvenarias para que se obtenham resultados precisos das suas propriedades. Como foi dito ao longo da dissertação, este é um material é muito heterogéneo e apresenta características diferenciadas de caso para caso pelo que só ensaios mais detalhados permitiriam obter resultados mais corretos e fiáveis.

Relativamente aos ensaios de caracterização do betão, uma vez que os ensaios não-destrutivos efetuados não foram conclusivos, deveriam ser extraídas carotes de vários pontos da estrutura e realizados ensaios de compressão axial nestas de forma a quantificar a sua resistência à compressão e assim confirmar (ou não) os pressupostos admitidos neste estudo.

Além disto, o modelo numérico deveria ser calibrado e validado por forma a simular com confiança o comportamento real da estrutura, com recurso por exemplo a ensaios de carga e/ou à medição de frequências próprias e modos de vibração da estrutura.

As soluções de reforço propostas também podem ser simuladas no programa de cálculo para que seja selecionada a mais adequada em termos de segurança, facilidade de execução, durabilidade e custo.

Por fim, poder-se-á proceder ao cálculo do reforço determinando as quantidades e espessuras assim como os locais específicos a reforçar.

Referências bibliográficas

- 12504-4, N. E. (2007). Ensaio do betão nas estruturas. Parte 4: Determinação da velocidade de propagação dos ultrasons.
- Akyuz, U. (2005). Strengthening of RC beams with FRPs and FRP anchorages. *Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs with emphasis on seismic applications* .
- Appleton, J. (2011). *Betão armado - nota histórica*. Construção Magazine.
- Appleton, J. (2005). *Construções em Betão - Nota histórica sobre a sua evolução*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Binda et al., L. C. (2005). *A classification of structures and masonries for the adequate choice of repair*. Milano, Italy: Politecnico di Milano.
- Binda et. al., L. S. (2001). *State of Art of Research on Historic Structures in Italy*. (P. o. Milan, Ed.) Milan: Dept. of Structural Engineering.
- Branco et al., F. B. (s.d.). Técnicas de Reabilitação de Construções. *Reabilitação de edifícios de Alvenaria Resistente* .
- Chastre, C. (2014). *Materiais e Tecnologias de Reforço de Estruturas de Betão - Potencialidades e Limitações*. Santander: REHABEND.
- Costa, A. (s.d.). Reparação de estruturas de Betão. *Reabilitação e reforço de estruturas* . Slides da aula - Instituto Superior Técnico.
- (2003). Ensaio do betão nas estruturas. Parte 2: Ensaio não destrutivo. Determinação do índice esclerométrico.
- Fernandes et. al. (2012). *Determinação da resistência à compressão do betão através de ensaios de carotes não normalizados*. (F. d. Porto, Ed.) Porto: Encontro Nacional Betão Estrutural.
- Gomes et al., A. A. (1997). Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções. *Revista Portuguesa de Engenharia de estruturas (RPEE)* (42), 7-14.
- Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado, G. d. *Tabelas Diversas*. Instituto Superior Técnico.
- Guedes, R. (2010). *Reabilitação de uma estrutura de Alvenaria de Pedra*. (D. p. Civil, Ed.) Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- IAEA, I. A. (2002). *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*. Vienna.

Ilki, A. (2005). FRP strengthening of RC columns (shear, confinement and lap splices). *Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs with emphasis on seismic applications*.

Instituto Nacional de Estatística, I. (2013). *O parque habitacional e a sua reabilitação - análise e evolução 2001-2011*. Instituto Nacional de Estatística e Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

IPT, I. p. (s.d.). *Técnicas de Reabilitação de Alvenaria (versão provisória)*. Acesso em 2015, disponível em Instituto Politécnico de Tomar (IPT): http://www.estt.ipt.pt/download/disciplina/1162__Técnicasreabilitacao_alvenarias

Instituto Superior Técnico, *Tabelas e Ábacos de dimensionamento de elementos de Betão Armado*.

Júlio, E. (2007). Reforço de estruturas de Betão Armado. *Construção Magazine*, 45-47.

Lamego, P. L. (2012). *Caracterização e comportamento sísmico de edifícios de "placa"*. Coimbra, Portugal: 4º Congresso Nacional de Construção.

Lourenço, P. B. (2007). Possibilidades actuais na utilização da alvenaria estrutural. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*, (pp. 129-143).

Marques, J. F. (1983). *A parenética portuguesa e a restauração 1640-1668*. Porto: Instituto Nacional de Investigação Científica.

Martins, L. (2011). *Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra*. (D. p. Reabilitação, Ed.) Viseu: Escola Superior de Tecnologia e Gestão.

Modena et al., C. V. (2007). *Criteri e Tecniche per L'intervento di Miglioramento Sismico di edifici Storici*.

NP EN 12504-2 - *Ensaio do betão nas estruturas. Parte 2: Ensaio não-destrutivo. Determinação do índice esclerométrico*.

NP EN 12504-4 - *Ensaio do betão nas estruturas. Parte 4: Determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons*. (2007).

NP EN 13791 - *Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados*. (2008).

NP EN 1990 - *Bases para o projeto de estruturas*.

NP EN 1991-1-1 - *Ações em estruturas. Parte 1-1 Ações gerais*.

NP EN 1992-1-1 Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios.

NP EN 1998-1 Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1 regras gerais, a. s.

Nunes, J. (2011). *Modelação numérica de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional*. Lisboa: faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.

OGFC, O. G. (11 de Maio de 1964). Auto de Entrega de dependências da extinta Fundação de Canhões.

OGFC, O. G. (1934). *Relatório da gerência de 1932-1933*. Lisboa: Serviço de Administração Militar.

Operating Instructions - Ultrasonic Testing Instrument. (2008). Switzerland.

Recomendações para a análise, Conservação e Restauro estrutural do Património Arquitectónico. (L. P.B., Trad.) Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de estruturas do Património Arquitectónico (ICOMOS).

Palma, A. M. (2010). *Principais Métodos de diagnóstico de anomalias de paredes de edifícios antigos. Exemplos de aplicação*. (D. a. Civil, Ed.) Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.

Pereira, J. P. (1999). *Avaliação da Resistência à Compressão do Betão Através de Ensaios Não-destrutivos*. (D. p. Civil, Ed.) Coimbra: Universidade de Coimbra.

Pinto, M.-g. R. (2010). As indústrias Militares e as armas de fogo portáteis no Exército Português. *Revista Militar*.

Preto, P. (2014). *Aplicação de Pré-esforço Exterior como Técnica de Reforço de Estruturas de Betão*. (D. p. Civil, Ed.) Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Proceq. (2002). *Concrete Test Hammer manual*

RBA. (1935). *Regulamento do Betão Armado, Decreto n.º25948, de 16 de Outubro de 1935*.

REBA. (1918). *Regulamento para o Emprego de Beton Armado, Aprovado por Decreto n.º 4036 de 3 de Abril de 1918*.

Ribeiro, J. (2013). *Aplicação de ultrassons na caracterização de estruturas de betão*. (D. p. Civi, Ed.) Lisboa: Universidade Nova de Lisboa.

Rodrigues, J. (2010). *Principais técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos*. (D. p. Civil, Ed.) Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologias.

Rodrigues, P. (2015). *Caracterização estrutural de alvenarias antigas do Centro Histórico de Leiria*. (T. p. Civil, Ed.) Leiria: Instituto Politécnico de Leiria.

Roque, J. C. (2002). *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. (D. p. Civil, Ed.) Guimarães: Universidade do Minho.

Rosa, C. F. (2013). *Caracterização de alvenarias de pedra antigas*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa.

Santos, N. (junho de 1995). História da Biblioteca do Exército. Lisboa. Acesso em 2015, disponível em [www.exercito.pt](http://www.exercito.pt/sites/BiBIBEx/Historial/Documents/HistoriaBibEx-ABR2013): <http://www.exercito.pt/sites/BiBIBEx/Historial/Documents/HistoriaBibEx-ABR2013>

Santos, T. (2008). *Estratégias de Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*. Guimarães: Universidade do Minho.

Sequeira, T. (2007). Acesso em 2015, disponível em Associação Portuguesa de Coleccionadores de Munições: <http://apcm.home.sapo.pt/Artigos>

Serol, M. E. (2012). *O Campo de Santa Clara, em Lisboa : Cidade, História e Memória: um roteiro cultural* (Vol. I). Lisboa: Universidade Aberta.

Silva, M. (2013). *Reabilitação com Reconversão de Usos em Edifícios Industriais*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Site do Exército: www.exercito.pt., consultado em 15/01/2015

Sousa, A. (2008). *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*. (D. s. Civil, Ed.) Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, M. (2006). *Modelação de perdas e avaliação do risco sísmico*. Lisboa: Laboratório nacional de Engenharia Civil.

Timóteo, R. (2012). *Caldas sustentáveis para Consolidação e Durabilidade de construções históricas*. Covilhã: Universidade da Beira Interior.

Tomazevic et al., M. L. (2007). *Heritage Masonry buildings in urban settlements and the requirements of eurocodes: The experience of slovenia*. (I. J. Heritage, Ed.) Ljubljana: Slovenian National Building and Civil Engineering Institute Ljubljana.

Tomozevic, M. (2001). *Historic urban and rural masonry houses: criteria for seismic rehabilitation and redesign*. Ljubljana, Slovenia: Slovenian National Building and Civil Engineering Institute.

Tostões, A. (2004). Construção moderna: as grandes mudanças do século XX. *Seminário: História Económica, Tecnologia e Sociedade*. Lisboa.

U.S.Army Corps Engineers. (1995). *Evaluation and Repair of Concrete Structures*. Washington: EM 1110-2-2002.

Varum et al., H. , (2005). *Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado*. Porto: 2º Seminário A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação.