U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO DE FACHADA E ESCAVAÇÃO EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS

Caso de estudo – Apartamentos Turísticos HAPIMAG

ANA MARGARIDA NUNES GARCIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Pedro Alves Costa

Coorientador: Professor Alexandre Luz Pinto

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

Não tenha medo da perfeição, você nunca vai atingi-la

Salvador Dalí

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho não teria sido possível sem a colaboração e orientação de algumas pessoas que se mostraram sempre disponíveis, às quais dedico esta seção:

Ao professor Pedro Alves Costa pela orientação, pela disponibilidade e compreensão que demonstrou ao longo destes meses.

Ao engenheiro Alexandre Pinto pela enorme oportunidade que me proporcionou em trabalhar neste tema, pela orientação ao longo destes meses e pela disponibilidade que demonstrou sempre que solicitei.

Ao promotor "Hapimag" pela oportunidade em assistir ao desenvolvimento de todos os trabalhos realizados nas diferentes fases de construção dos Apartamentos Turísticos, possibilitando assim a realização deste trabalho.

Ao engenheiro Xavier Pita pela paciência e tempo que despendeu nos ensinamentos do programa *Plaxis* e também pela sua disponibilidade,

Ao engenheiro Diogo Abecasis, ao Augusto Saraiva e à Lígia Cruz que me ensinaram aspetos fundamentais do trabalho em obra, pelo fornecimento de informação necessária ao desenvolvimento deste trabalho e pela disponibilidade constante que demonstraram.

Ao Sr. Bandeira, encarregado de obra, pela paciência e dedicação em explicar-me diversos aspetos relacionados com a obra, contribuindo assim para o meu enriquecimento não só teórico mas também prático.

Aos arquitetos João Santos e Ana Veloso da Câmara Municipal de Lisboa, pela disponibilidade para esclarecimentos relacionados com regulamentos municipais e outros, que saíam completamente da minha área de conforto.

Aos meus pais, agradeço todo o apoio incansável ao longo destes anos, por terem estado sempre presentes, mesmo havendo um oceano a separar-nos, pela confiança que depositaram em mim e por todas as oportunidades que me proporcionaram.

À minha tia, por todo o apoio inesgotável que me deu, pela sua disponibilidade e amizade ao longo destes anos.

Aos meus amigos dos Açores, do Porto, de Lisboa e do Rio de Janeiro por toda a amizade e apoio nas diferentes fases do meu percurso académico.

Ao João pela paciência e motivação que sempre me deu, pelo apoio demonstrado nas fases mais difíceis, pela sua presença em todas as alturas e por me ter incentivado a progredir e a procurar novos caminhos para os problemas que surgiram.

Por último, mas não menos importante, dedico esta dissertação ao Diogão, por toda amizade e carinho que me deu. Apesar de não estar presente entre nós, foi sem dúvida uma pessoa que me marcou enquanto pessoa e enquanto estudante na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

RESUMO

A diminuição da construção nova e a existência de um excedente quantitativo de alojamentos, aliada ao fato de mais de metade desses alojamentos apresentarem necessidades de grandes reparações, remete-nos para a existência de um potencial mercado de reabilitação de edifícios em Portugal. Em muitos casos, os trabalhos necessários à reabilitação estrutural de todo o edifício tornam-se tão extensos, que a solução passa por deixar apenas a fachada principal do edifício original, recorrendo-se para isso a uma estrutura de contenção provisória. Para além disso, a reabilitação ultrapassa hoje a sua própria dimensão, procurando soluções em profundidade, muitas vezes em solos de fracas características mecânicas e em locais que confrontam edifícios antigos, com estado de conservação muitas vezes desconhecido. Pretende-se portanto uma análise que contemple estas questões e que permita não só uma melhor compreensão do funcionamento das estruturas de suporte flexíveis, mas também uma avaliação dos impactos dessas estruturas nas construções vizinhas.

A presente dissertação inclui a apresentação de um caso de estudo, a construção dos Apartamentos Turísticos "Hapimag", uma obra de ampliação, onde se recorreu a uma solução em profundidade para criação de áreas técnicas de apoio aos apartamentos, materializada por uma parede tipo Berlim definitiva que confrontava edifícios vizinhos com avançado estado de degradação e cujos deslocamentos, obtidos pelo plano de instrumentação e monitorização, ultrapassaram largamente os critérios de alerta e alarme definidos em fase de projeto. Revelou-se por isso interessante uma análise dos resultados obtidos pela instrumentação ao longo das várias fases do processo construtivo.

Uma vez analisada a instrumentação, procedeu-se à modelação numérica da solução executada através do programa de elementos finitos *Plaxis 2D*. Os resultados obtidos foram então comparados com os deslocamentos reais, tendo sido realçado o contributo das medidas de reforço realizadas e a importância do plano de instrumentação e observação neste tipo de obras. Foi ainda realizada uma análise de danos, com o objetivo de avaliar o impacto das escavações nas construções vizinhas.

PALAVRAS-CHAVE: Reabilitação urbana, demolições, contenção de fachadas, escavação, contenção periférica

ABSTRACT

The decline in new construction and the existence of a lodging excess , coupled with the fact that more than a half of this lodging needs major repairs, gives us a potential market of building rehabilitation in Portugal. Often, the labor necessary for structural rehabilitation becomes so extensive that the only solution is to leave the main facade of the original building, turning it into a temporary containment structure. Furthermore, now-a-days, the rehabilitation exceeds its own size, seeking for deep solutions . There are often soils with poor mechanical characteristics, and locations next to old buildings with unknown condition state. The goal of this study is therefore to make an analysis containing these issues and giving not only a better understanding of the flexible supportstructure functioning, but also a description of the impacts of those structures on neighbor buildings.

This dissertation includes the presentation of a case study, the construction of the "Hapimag" Touristic Apartments. This was an expansion work, in which a solution in depth was used to create apartments' technical supporting areas materialized by a definitive Berlin wall type . This wall confronted neighbor buildings in an advanced state of disrepair whose displacement obtained by the instrumentation plan and monitoring, exceeded greatly the warning and alarm criteria defined in the design phase. The analysis of the instrumentation throughout the several stages of construction was therefore of increased interest in order to understand the shifts experienced by those neighbor buildings.

Once the instrumentation was analyzed, the numerical modeling was performed using the Plaxis 2Dlimited element program . The results were then compared with the actual displacements, which highlighted the contribution of the reinforcement measures performed and the importance of the instrumentation plan and observation in this type of construction. The analysis of damage was also assessed, with the purpose of evaluating the impact of excavations on neighbor buildings.

KEYWORDS: Urban refurbishment, demolitions, facade retention, excavation, soil retention

ÍNDICE DE GERAL

AGRADECIMENTOS ..... **I**

RESUMO ..... **III**

ABSTRACT ..... **V**

NOMENCLATURA ..... **XIX**

1 INTRODUÇÃO **1**

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL **1**

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO **2**

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO **2**

2 REABILITAÇÃO - ENQUADRAMENTO ATUAL **5**

2.1. INTRODUÇÃO **5**

2.2. A EVOLUÇÃO DAS FAMÍLIAS, DOS EDIFÍCIOS E O SEU ESTADO DE CONSERVAÇÃO **5**

2.2.1. TRANSFORMAÇÕES FAMILIARES E O ENVELHECIMENTO DEMOGRÁFICO 6

2.2.2. A RELAÇÃO ENTRE FAMÍLIAS E ALOJAMENTOS 6

2.2.3. CARACTERIZAÇÃO DO PARQUE HABITACIONAL PORTUGUÊS 8

2.2.4. O MERCADO DO ARRENDAMENTO COMO IMPULSIONADOR DA REABILITAÇÃO EM PORTUGAL 11

2.3. REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS E O SETOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL **12**

2.3.1. ENQUADRAMENTO 12

2.3.2. A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS VERSOS A CONSTRUÇÃO NOVA 12

2.3.3. QUALIFICAÇÃO DE EMPRESAS NO SETOR DA CONSTRUÇÃO 13

2.3.4. TIPO DE OBRAS DE REABILITAÇÃO 13

2.3.5. PERSPETIVAS DE EVOLUÇÃO DO SEGMENTO DA REABILITAÇÃO 14

2.4. GESTÃO DA REABILITAÇÃO URBANA MUNICIPAL **14**

2.4.1. A CRIAÇÃO DA SRU E DA ARU 14

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS **14**

3 TRABALHOS PREPARATÓRIOS NO ÂMBITO DA REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS **17**

3.1. ENQUADRAMENTO **17**

3.2. PRINCIPAIS RECONHECIMENTOS **17**

3.2.1. RECONHECIMENTO DO EDIFÍCIO 17

3.2.2. RECONHECIMENTO DAS CONDIÇÕES DE VIZINHANÇA 17

3.2.3. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 18

3.2.4. RECONHECIMENTO DE INFRAESTRUTURAS ENTERRADAS 19

3.3. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E MONITORIZAÇÃO 19
3.3.1. ENQUADRAMENTO 19
3.3.2. APARELHOS DE MEDIÇÃO E GRANDEZAS A MEDIR 20
3.3.3. CRITÉRIOS DE ALERTA E ALARME E MEDIDAS DE REFORÇO 22
4 DEMOLIÇÕES E CONTENÇÃO DE FACHADAS EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS 23
4.1. ENQUADRAMENTO 23
4.2. DEMOLIÇÕES 24
4.2.1. ENQUADRAMENTO 24
4.2.2. TRABALHOS PREPARATÓRIOS 24
4.2.3. DESMANTELAMENTO, LIMPEZA E REMOÇÃO DE MATERIAIS 24
4.2.4. DEMOLIÇÃO MANUAL 24
4.3. LOCALIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DA FACHADA 25
4.4. GEOMETRIA DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO 26
4.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 26
4.4.2. ESCORAMENTOS INCLINADOS (RANKING SHORES) 26
4.4.3. ESCORAMENTO AÉREO (FLYING SHORE) 27
4.4.4. SISTEMAS EM CONSOLA (VERTICAL SHORES) 28
4.4.5. SISTEMAS EM PÓRTICO (DEAD SHORES) 29
4.4.6. SISTEMAS COM APROVEITAMENTO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO 31
4.4.7. SISTEMAS MISTOS 32
4.5. FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO 32
4.6. FIXAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO À FACHADA 32
4.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 32
4.6.2. TIPOS DE FIXADORES 33
4.7. REFORÇO DAS PAREDES RESISTENTES DE ALVENARIA 35
4.7.1. ENQUADRAMENTO 35
4.7.2. APLICAÇÃO DE LÂMINAS DE BETÃO 35
5 CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM MEIO URBANO CONSOLIDADO 37
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA AS ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS 37
5.1.1. DIAGRAMAS DE PRESSÕES DE TERRAS 37
5.1.2. CORTINAS ANCORADAS 38
5.2. PAREDES DE BERLIM COMO ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS EM MEIO URBANO 40
5.2.1. ENQUADRAMENTO 40

5.2.2. PAREDES TIPO BERLIM PROVISORIAS 40
5.2.3. PAREDES TIPO BERLIM DEFINITIVAS 41
5.3. INFLUÊNCIA DAS ESCAVAÇÕES NAS CONSTRUÇÕES VIZINHAS 45
5.3.1. ENQUADRAMENTO 45
5.3.2. ESTIMATIVA DE DANOS EM EDIFÍCIOS PROVOCADOS POR MOVIMENTOS DO TERRENO 45
6 CASO DE ESTUDO – APARTAMENTOS TURÍSTICOS "HAPIMAG" 47
6.1. ENQUADRAMENTO DA OBRA 47
6.1.1. LOCALIZAÇÃO E ENQUADRAMENTO HISTÓRICO 47
6.1.2. TIPO DE OBRAS A EXECUTAR 48
6.1.3. CONSTITUIÇÃO DO EDIFÍCIO 49
6.2. CONDICIONALISMOS 50
6.2.1. NATUREZA ARQUITETÓNICA DA FACHADA 50
6.2.2. CONDIÇÕES DE VIZINHANÇA 50
6.2.3. INFRAESTRUTURAS ENTERRADOS 51
6.2.4. CENÁRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 51
6.3. ACOMPANHAMENTO DA OBRA 53
6.4. TRABALHOS DE DEMOLIÇÃO 53
6.5. SOLUÇÃO EXECUTADA PARA A CONTENÇÃO DA FACHADA 54
6.5.1. GEOMETRIA DA ESTRUTURA 54
6.5.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL 55
6.6. SOLUÇÃO EXECUTADA PARA A CONTENÇÃO PERIFÉRICA 57
6.6.1. PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA 57
6.6.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 60
6.7. CONDIÇÕES METEOROLÓGICAS DURANTE OS TRABALHOS DE ESCAVAÇÃO 61
6.7.1. QUANTIDADE DE PRECIPITAÇÃO 61
6.7.2. VARIAÇÃO DO POSICIONAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO 61
6.8. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E MONOTORIZAÇÃO 62
6.8.1. APARELHOS DE MEDIÇÃO 62
6.8.2. FREQUÊNCIA DAS LEITURAS 63
6.8.3. MONITORIZAÇÃO DA OBRA 63
6.8.4. DESLOCAMENTOS PLANIMÉTRICOS E ALTIMÉTRICOS REGISTADOS 66
6.8.5. MEDIDAS DE REFORÇO REALIZADAS 72
6.8.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 72

7 MODELAÇÃO NUMÉRICA 75
7.1. ENQUADRAMENTO 75
7.2. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO 77
7.2.1. GEOMETRIA 77
7.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO TERRENO 78
7.2.3. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO 79
7.2.4. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO 57 81
7.3. VARIAÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO 83
7.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 83
7.5. RESULTADOS DA MODELAÇÃO 85
7.5.1. DESLOCAMENTOS OBTIDOS PELA MODELAÇÃO 85
7.5.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DA MODELAÇÃO E OS RESULTADOS REAIS 87
7.6. RETROANÁLISE 90
7.6.1. ENQUADRAMENTO 90
7.6.2. PARÂMETROS ESCOLHIDOS 90
7.6.3. RESULTADOS 91
7.7. DIFICULDADES E DESAFIOS ENCONTRADOS 93
8 CONCLUSÕES 95
8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 95
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Número de alojamentos familiares clássicos e de famílias clássicas entre 1970 e 2011 (INE e LNEC, 2013) 7

Figura 2.2 - Distribuição de alojamentos familiares clássicos segundo a forma de ocupação 1991-2011 (INE e LNEC, 2013) 7

Figura 2.3 - Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa. 1,2 – anteriores a 1755; 3 – pombalino; 4 – "gaioleiro"; 5 – paredes de alvenaria e "placa"; 6 e 7 – betão armado (Cóias, 2010) 8

Figura 2.4 - Número de edifícios clássicos segundo o tipo de estrutura de construção em 2011 (INE e LNEC, 2013) 9

Figura 2.5 - Número de edifícios clássicos muito degradados ou com necessidade de grandes reparações segundo o tipo de estrutura do edifício (INE e LNEC, 2013) 9

Figura 2.6 – Número de alojamentos familiares clássicos situados em edifícios clássicos muito degradados e com necessidade de grandes reparações segundo a forma de ocupação (INE e LNEC, 2013) 10

Figura 2.7 - Lugares de estacionamento e número de veículos em alojamentos familiares clássicos (INE e LNEC, 2013) 10

Figura 2.8 - Distribuição de alojamentos familiares clássicos, ocupados como residência habitual, segundo a existência de lugar de estacionamento e número de veículos, por época de construção (INE e LNEC, 2013) 11

Figura 2.9 – Número de fogos concluídos em obras de construção nova (INE e LNEC, 2013) 12

Figura 2.10 – Distribuição do número de fogos concluídos segundo o tipo de obra (INE e LNEC, 2013) 12

Figura 2.11 - Número de alvarás de edifícios e património construído segundo a classe do empreiteiro ou construtor geral (INE e LNEC, 2013) 13

Figura 3.1 - Ensaio SPT (Matos Fernandes, 2011) 18

Figura 3.2 - Amostrador SPT (Matos Fernandes, 2011) 18

Figura 3.3 – Esquema de montagem de um piezómetro (Oliveira, Cruz, e Cruz, 2014) 19

Figura 3.4 - Alvo topográfico do tipo prisma de reflexão total fixado à fachada por colagem 21

Figura 3.5 – Marca de nivelamento (Gauss, 2013) 21

Figura 3.6 - Fissurómetro simples (Cóias, 2006) 22

Figura 3.7 - Comparador de fissuras (Cóias, 2006) 22

Figura 3.8 - Medidor ótico (Cóias, 2006).....22

Figura 4.1 – Exemplo de um negativo 24

Figura 4.2 – Sistema de contenção de fachada totalmente externo no Hotel B&B em Évora (Carldora, s.d.) 25

Figura 4.3 - Sistema de contenção de fachada com parte interna/externa na reabilitação do Aqueduto de Santa Clara em Vila do Conde (Carldora, s.d.) 25

Figura 4.4 - Escoramentos inclinados no Hotel Silken em Londres (Knight Build Limited, 2006) 26

Figura 4.5 - Escoramento aéreo em fachadas perpendiculares no Hotel Santa Justa em Lisboa (Carldora, s.d.).....27

Figura 4.6 - Demolição e montagem da estrutura de contenção interior (Gomes e Oliveira, s.d.).....27

Figura 4.7 – Escoramento aéreo entre empenas de edifícios vizinhos na Rua Pascoal de Melo em Lisboa.....28

Figura 4.8 - Contenção de duas fachadas opostas com recurso a uma torre central (Mascarenhas, 2012) 28

Figura 4.9 - Escoramento vertical associado à construção de um muro de Berlim (Mascarenhas, 2012) 29

Figura 4.10 - Processo de demolição com sistema em pórtico pelo exterior (Gomes e Oliveira, s.d.) .30

Figura 4.11 - Contenção em pórtico utilizada no Hotel Palácio das Cardosas no Porto (Carldora, s.d.) 30

Figura 4.12 - Contenção em pórtico feita pelo interior da fachada (Mascarenhas, 2012).....30

Figura 4.13 – Sistema em pórtico com passagem para peões (Mascarenhas, 2012) 31

Figura 4.14 – Sistema em pórtico com passagem para peões e zonas e estaleiro (Mascarenhas, 2012) 31

Figura 4.15 – Contenção de fachadas deixando parte da gaiola pombalina (Mascarenhas, 2012) 31

Figura 4.16 – Contenção de fachadas deixando as vigas do pavimento (Mascarenhas, 2012) 31

Figura 4.17 – Escoramento aéreo em simultâneo com torres no Largo do Intendente em Lisboa (Carldora, s.d.).....32

Figura 4.18 - Fundações do sistema em pórtico na reabilitação do Aqueduto de Santa Clara em Vila do Conde (Carldora, s.d.).....32

Figura 4.19 - Fundações do sistema em pórtico no Hotel Porto Bay (Carldora, s.d.).....32

Figura 4.20 – Processo construtivo: a) furação na parede; b) limpeza do furo; c) introdução do fixador; d) aperto com a porca (Construction Construction Fixings, s.d.) 33

Figura 4.21 – Processo construtivo dos fixadores químicos: a) furação na parede; b) limpeza do furo; c) injeção da bucha química; d) introdução do fixador; e) aperto com a porca (Construction Construction Fixings, 2004) 34

Figura 4.22 - Processo construtivo dos fixadores químicos para alvenaria com vazios: a) furação na parede; b) limpeza do furo e introdução da camisa; c) injeção da bucha química; d) introdução do fixador; e) aperto com a porca (Construction Construction Fixings, 2004) 34

Figura 4.23 – Pormenor de fixação da malha de armadura à alvenaria (Appleton, 2003) 36

Figura 4.24 – Aplicação de lâmina interior de betão moldado (Appleton, 2003) 36

Figura 4.25 - Projeção de reboco na fachada (Mascarenhas, 2012) 36

Figura 4.26 - Ligação das duas lâminas 36

Figura 5.1 – Diagrama de pressões aparentes a partir das forças medidas nas escoras (Guerra, 2008) 38

Figura 5.2 – Diagramas de Terzaghi e Peck (Guerra, 2008) 38

Figura 5.3 – Representação esquemáticas da evolução do estado de tensão num elemento de solo suportado por uma cortina ancorada (Guerra, 2007) 39

Figura 5.4 – Construção de paredes de contenção *tipo Berlim definitiva* ancorada (Pinto, 2008) 40

Figura 5.5 – Estrutura de *construção tipo Berlim provisoria* ancorada (Vila Pouca, 2013) 40

Figura 5.6 - Estrutura *tipo Berlim provisoria* com as pranchas de madeira no lado interior das abas dos perfis verticais (Guerra et al., 2003) 41

Figura 5.7 - Estrutura *tipo Berlim definitivo* com os perfis verticais incorporados na parede de betão armado (Guerra, 1999) 42

Figura 5.8 - Estrutura *tipo Berlim provisoria* com pranchas no bordo interior dos perfis por intermedio de espaçadores (Guerra, 1999) 42

Figura 5.9 – Recurso a banquetas de solo não escavado (Pinto, 2008) 42

Figura 5.10 – Esquema ilustrativo do processo de construção das paredes *tipo Berlim definitivas* (Guerra, 1999) 43

Figura 5.11 – Esquema ilustrativo detalhado das fases 5 e 6 (Guerra, 1999) 44

Figura 5.12 – Relação do nível de danos com a distorção angular e a extensão horizontal (Carvalho, 2013) 45

Figura 5.13 – Classificação de danos visíveis (Carvalho, 2013) 46

Figura 6.1 – Fotografia aérea da localização dos apartamentos turísticos (Earth, 2014) 47

Figura 6.2 - Fachada principal a preservar 48

Figura 6.3 – Corte do edifício no projeto de arquitetura 48

Figura 6.4 – Peça metálica de ligação Parede interior em tabique 49

Figura 6.5 – Parede interior em frontal pombalino 49

Figura 6.6 - Parede interior em tabique 49

Figura 6.7 - Vista do último piso da fachada a preservar (JetSJ, 2014) 50

Figura 6.8 – Vista aérea do local da obra e do edifício em betão armado (Google Earth, 2014) 51

Figura 6.9 – Corte com indicação da localização das sondagens efetuadas (Oliveira, Cruz, e Cruz, 2014) 52

Figura 6.10 – Caraterísticas das zonas geotécnicas identificadas (Oliveira, Cruz, e Cruz, 2014) 53

Figura 6.11 – Indicação das zonas que foram demolidas 54

Figura 6.12 – Localização dos três negativos no edifício a demolir (FutuRebuild, 2013) 54

Figura 6.13 – Localização das três linhas de vida no edifício a demolir (FutuRebuild, 2013) 54

Figura 6.14 - Estrutura de contenção vista do interior do edifício 55

Figura 6.15 – Ancoragem dos escoramentos no edifício de betão armado 55

Figura 6.16 – Escoramento orientado para o edifício em alvenaria 55

Figura 6.17 – Diagrama de momento fletor nas vigas de distribuição (JetSJ, 2014) 57

Figura 6.18 – Diagrama de esforço transverso nas vigas de distribuição (JetSJ, 2014) 57

Figura 6.19 - Diagrama de esforço axial nos escoramentos de canto (JetSJ, 2014) 57

Figura 6.20 - Campo de deformações horizontais da fachada. Deformação máxima: 30 mm (JetSJ, 2014) 57

Figura 6.21 – Planta de localização das ancoragens, dos escoramentos, dos taludes de escavação e dos perfis verticais 58

Figura 6.22 – Corte esquemático do alçado BC conforme executado em obra 59

Figura 6.23 – Faseamento construtivo proposto 60

Figura 6.24 – Desvios da quantidade de precipitação em relação ao normal no período 1971-2000 para os meses de fevereiro (mm) (ipma, 2014) 61

Figura 6.25 – Evolução do nível freático ao longo do tempo 62

Figura 6.26 – Tabela de alertas planimétricos das observações trigonométricas (Gauss, 2014) 63

Figura 6.27 – Tabela de alertas altimétricos em nivelamentos geométricos (Gauss, 2014) 63

Figura 6.28 – Localização aproximada dos alvos topográficos instalados nas fachadas (Gauss, 2014) 64

Figura 6.29 - Planta esquemática dos alvos topográficos instalados na fase I (Gauss, 2014).....64

Figura 6.30 - Planta esquemática das marcas de nivelamento instaladas (Gauss, 2014) 64

Figura 6.31 – Planta esquemática da localização dos novos alvos topográficos na fase II (Gauss, 2014) 65

Figura 6.32 – Planta esquemática da localização dos novos alvos topográficos na fase III (Gauss, 2014) 65

Figura 6.33 - Planta referente à localização dos alvos topográficos na fase IV (Gauss, 2014).....65

Figura 6.34 - Agrupamento dos alvos em seções (Gauss, 2014) 66

Figura 6.35 - Deslocamentos planimétricos XX' na seção 8.....67

Figura 6.36 - Deslocamentos planimétricos YY' na seção 8.....67

Figura 6.37 - Deslocamentos altimétricos ZZ' na seção 8 68

Figura 6.38 – Deslocamentos planimétricos XX' na seção 3 69

Figura 6.39 - Deslocamentos planimétricos YY' na seção 3.....69

Figura 6.40 - Deslocamentos altimétricos ZZ' na seção 3 70

Figura 6.41 - Deslocamentos planimétricos XX' e YY' nas seções 10 (A24) e 11 (A26) 71

Figura 6.42 - Deslocamentos altimétricos ZZ' nas seções 10 e 11.....71

Figura 6.43 – Escoramento horizontal no canto C como prolongamento da estrutura de contenção da fachada.....72

Figura 6.44 – Escoramento de reforço realizado no canto C.....72

Figura 6.45 – Escoramento vertical no cando D 72

Figura 6.46 – Escoramento aéreo do canto D.....72

Figura 7.1 – Planta do recinto de escavação com indicação da localização da seção 11 75

Figura 7.2 - Alçado BC.....76

Figura 7.3 – Corte no alçado BC na zona da seção 11 77

Figura 7.4 – Ilustração da modelação numérica no *Plaxis 2D* (valores em metros) 78

Figura 7.5 – Esquema estrutural de um pavimento de madeira (Appleton, 2003).....82

Figura 7.6 – Configuração deformada da malha de elementos finitos, após o fim da escavação.....85

Figura 7.7 - Deslocamentos horizontais no solo no final da escavação (deslocamento máximo 42,2 mm) 86

Figura 7.8 - Deslocamentos verticais no solo (deslocamento máximo 39,7 mm) 86

Figura 7.9 – Deslocamentos horizontais na empena do edifício 57 (máximo = 28,9 mm) 87

Figura 7.10 - Deslocamento verticais na empena do edifício 57 (máximo = 33,9 mm) 87

Figura 7.11 - Deslocamentos totais (máximo = 44,1 mm) 87

Figura 7.12 – Comparação dos deslocamentos na direção XX' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação 87

Figura 7.13 - Comparação dos deslocamentos na direção ZZ' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação 88

Figura 7.14 - Avaliação do nível de danos no edifício 57 89

Figura 7.15 – Pormenores das fissuras existentes no edifício 57 durante os trabalhos de escavação e contenção periférica 90

Figura 7.16 - Comparação dos deslocamentos na direção XX' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para as várias espessuras adotadas 91

Figura 7.17 - Comparação dos deslocamentos na direção ZZ' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para as várias espessuras adotadas 91

Figura 7.18 - Comparação dos deslocamentos na direção XX' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para a coesão adotada 92

Figura 7.19 - Comparação dos deslocamentos na direção ZZ' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para a coesão adotada 93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 6.1 – Pressão devida ao vento para dimensionamento estrutural (JetSJ, 2014) 56

Quadro 7.1 – Valores estimados para os parâmetros geomecânicos das formações das formações interessadas 77

Quadro 7.2 – Caracterização do solo com base no modelo *Hardening Soil* 79

Quadro 7.3 – Caracterização da parede de Berlim e das microestacas 80

Quadro 7.4 – Caracterização dos elementos das ancoragens 80

Quadro 7.5 - Descrição geral do edifício 57.....81

Quadro 7.6 – Características mecânicas médias dos Edifícios Pombalinos (Adaptado Simões, 2010) 81

Quadro 7.7 - Propriedades dos elementos da superestrutura 82

Quadro 7.8 – Quantificação de sobrecargas (EC1, 2009) 83

Quadro 7.9 – Variação da posição do nível freático ao longo do processo construtivo.....83

Quadro 7.10 – Faseamento construtivo.....84

Quadro 7.11 – Deformação e distorção angular 89

NOMENCLATURA

Acrónimos

INE – Instituto Nacional de Estatística

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

CML – Câmara Municipal de Lisboa

PDM – Plano Diretor Municipal

ARU – Área de Reabilitação Urbana

SRU – Sociedade de Reabilitação Urbana

PTRE – Plano de Trabalhos com Riscos Especiais

SPT – Standard Penetration Test

RMUEL – Regulamento Municipal de Edificação e Urbanização de Lisboa

PDML – Plano Diretor Municipal de Lisboa

PUALZE – Plano de Urbanização da Avenida da Liberdade e Zona Envolvente

RSA – Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes

EC1 – Eurocódigo1

Alfabeto Latino

c' – Coesão efetiva

E – Módulo de deformabilidade

E_{50}^{ref} - Módulo de deformabilidade em primeira carga para a tensão efetiva de confinamento

E_{oed}^{ref} – Módulo de deformabilidade edométrico para a tensão efetiva de confinamento

E_{ur}^{ref} – Módulo de deformabilidade na descarga/carga para a tensão efetiva de confinamento

EA – Rigidez axial

EI – Rigidez de flexão

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

m – Potência para a dependência tensional da rigidez

N – Número total de pancadas

N_{60} – Número total de pancadas para o ratio-padrão

$(N_1)_{60}$ – Número total de pancadas para o ratio-padrão para um ensaio normalizado

$P_{útil}$ – Pré-esforço útil

p'_{ref} – Tensão efetiva de confinamento = 100 kPa

R_f – Coeficiente de rotura

w- Peso do elemento por metro de desenvolvimento

Alfabeto Grego

γ_{unsat} – Peso volúmico

γ_{sat} – Peso volúmico saturado

ϕ' - Ângulo de resistência ao corte do solo

ψ – Ângulo de dilatância

δ – Deslocamentos

ε_h - Deformação angular

β – Distorção angular

σ_1 - Tensão vertical

σ_3 - Tensão horizontal

1 INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Durante a década de 90, Portugal beneficiou de importantes fundos estruturais, que levaram a um forte desenvolvimento no sector da construção civil, principalmente na área da construção nova de edifícios, aumentando assim a proporção de alojamentos em relação ao número de famílias. Os edifícios históricos, anteriores a 1945, foram então degradando-se por falta de obras de conservação, obrigando, em muitos casos, à sua demolição.

A atual crise económica veio então impulsionar o desenvolvimento do mercado do arrendamento e do investimento privado, traduzindo-se num crescimento do segmento da reabilitação em Portugal. No entanto, a saturação automóvel, a valorização dos terrenos e a limitação da cércea e da volumetria dos edifícios pelas entidades municipais, tem vindo a determinar a necessidade de um aproveitamento em profundidade, recorrendo-se para isso a estruturas flexíveis de face vertical para aproveitamento máximo do solo. Aliada à problemática das escavações em meio urbano, cresce a necessidade de valorização do património das cidades, potenciado pela competitividade territorial, que obriga à manutenção das fachadas dos edifícios que apresentem valor patrimonial.

A existência de diversos cenários geológicos, bem como a incerteza associada na determinação dos seus parâmetros mecânicos, a variação do posicionamento do nível freático e a inserção de obras geotécnicas em meios urbanos consolidados constituem fatores importantes não só no dimensionamento das estruturas de contenção em fase de projeto, mas que implicam também um acompanhamento rigoroso durante a execução de todas as etapas em obra. Destaca-se então a importância dos planos de instrumentação e monitorização, uma vez que permitem não só o controlo do comportamento das estruturas de contenção, mas também das estruturas vizinhas existentes, possibilitando assim a aplicação de medidas de reforço quando necessário.

Esta dissertação surge com base no estudo da construção dos Apartamentos Turísticos Hapimag, localizados na Rua de S. José em Lisboa. Esta foi uma obra que comtemplou quer a problemática das escavações em meio urbano consolidado, quer a introdução de uma estrutura de contenção provisória como suporte da fachada principal do edifício antigo, em que o seu interior foi totalmente demolido devido ao seu estado avançado de degradação. Esta obra foi assim uma oportunidade para conhecer o edifício histórico, que apresentava construção Pombalina, o funcionamento das estruturas de contenção flexível em meio urbano e ainda o comportamento dos edifícios vizinhos face às escavações realizadas.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Em primeiro lugar, e por forma enquadrar o caso de estudo desta dissertação no panorama atual da construção em Portugal, tenta-se perceber quais as principais necessidades do parque habitacional português e qual o seu futuro, confirmando assim a relevância deste tipo de obras no conjunto nacional.

De seguida procede-se a uma recolha de várias soluções possíveis para as estruturas de contenção de fachadas, de modo a enquadrar a solução utilizada no caso de estudo. Procede-se também a um estudo sobre o comportamento das estruturas de suporte flexíveis, nomeadamente das paredes tipo Berlim, e a influência destas estruturas em meio urbano consolidado. É ainda analisado o plano de monitorização e instrumentação utilizado no caso de estudo, com o objetivo de analisar os deslocamentos obtidos em obra e perceber a razão pela qual foram ultrapassados os limites de alerta e alarme estabelecidos em fase de projeto.

Findo esse estudo, procede-se à elaboração de um modelo para a estrutura de contenção num programa de cálculo automático, o *Plaxis 2D*, que simula o desempenho real da solução executada e possibilita uma comparação dos deslocamentos obtidos em projeto com os deslocamentos reais. Realiza-se ainda uma análise dos danos causados no edifico adjacente à estrutura de contenção na seção estudada, com o objetivo de avaliar o impacto das escavações no mesmo.

De salientar, o fato de ter sido feito o acompanhamento de uma obra tão complexa que possibilitou a observação de trabalhos de demolição de um edifício Pombalino, construção de uma estrutura de contenção provisória para uma fachada com valor patrimonial e ainda a realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica em períodos de elevada pluviosidade. A compreensão e acompanhamento de todos os trabalhos enumerados não deixa de ser um objetivo deste trabalho, na medida em que contribui para o enriquecimento quer pessoal, quer profissional.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em oito capítulos e bibliografia.

No primeiro capítulo é apresentada a estrutura do trabalho, o seu enquadramento e os objetivos que levaram ao seu desenvolvimento.

No segundo capítulo é realizada uma análise que incide apenas na temática da reabilitação, de modo a enquadrar o caso estudo desta dissertação e perceber a importância deste tipo de obras em Portugal. É analisada a proporção de alojamentos face ao número de famílias, de modo a avaliarem-se as necessidades quantitativas do parque habitacional, e ainda uma análise qualitativa do mesmo, tentando-se perceber a idade e o tipo de construção do parque edificado. É também avaliada a proporção dos alojamentos sem garagem ou estacionamento, face aos restantes, e feita uma análise acerca do futuro da construção civil em Portugal.

No terceiro capítulo faz-se uma apresentação daqueles que são os trabalhos preparatórios no âmbito da reabilitação de edifícios, nomeadamente o plano de instrumentação e monitorização, o reconhecimento do edifício, da vizinhança e dos serviços enterrados e ainda o reconhecimento geológico-geotécnico.

No quarto capítulo são descritos os trabalhos necessários à demolição de um edifício histórico, e apresentadas soluções para a contenção de fachadas e para as zonas de fixação.

No quinto capítulo constam os fundamentos teóricos importantes para a compreensão do estudo das estruturas de suporte flexíveis, em específico das paredes de Berlim definitivas ancoradas. É também feita uma pequena abordagem acerca da influência das escavações nas construções vizinhas.

No sexto capítulo é apresentado o caso de estudo. São descritos os aspetos que condicionaram o seu projeto, a descrição das soluções adotadas e é feita uma descrição e análise do plano de instrumentação e monitorização.

No sétimo capítulo procede-se à modelação da estrutura de contenção na seção de referência escolhida com recurso ao programa de elementos finitos *Plaxis 2D*. São analisados os deslocamentos obtidos com o programa, sendo estes depois comparados com os deslocamentos reais. É ainda realizada a análise de danos no edifício adjacente à estrutura de contenção periférica na seção estudada.

O oitavo capítulo diz respeito às conclusões relativamente ao estudo realizado. São também referidos desenvolvimentos futuros, para a continuação de estudos relacionados com obras de escavação em meio urbano consolidado.

No final desta dissertação, encontram-se as fontes bibliográficas consultadas que serviram de apoio à elaboração de cada um dos capítulos apresentados.

2
REABILITAÇÃO - ENQUADRAMENTO ATUAL

2.1. INTRODUÇÃO

O acesso ao crédito para financiamento de habitação, impulsionado no início dos anos 90, levou a "boom" de construção nova, contribuindo para um largo crescimento do setor da construção civil em Portugal. As cidades expandiram para a sua periferia, onde se foram desenvolvendo novos centros habitacionais, que se tornavam atrativos devido ao conforto que os edifícios novos proporcionam, levando então muitas pessoas a optarem por habitações que se afastavam do centro das cidades e do próprio local de trabalho.

Em 2011, 2,7% dos edifícios em Portugal apresentavam necessidades de grandes reparações, e ainda 1,7% estavam muito degradados, sendo que os últimos poderiam colocar em risco a segurança e a saúde dos seus residentes. No mesmo ano, existiam cerca de 5,9 milhões de alojamentos para 4 milhões de famílias clássicas (INE e LNEC, 2013). Se por um lado assistimos a um excesso quantitativo de alojamentos, em que parte deles nem chegou a cumprir a função para a qual foi construído, a de ser habitado, por outro têm-se também um défice qualitativo, devido à ausência de obras de conservação ao longo dos anos.

Estes edifícios históricos, maioritariamente localizados nos centros urbanos, permaneceram então intatos num período em que a sociedade foi alterando a sua forma de estar nas cidades. O automóvel tornou-se o meio de transporte mais utilizado pelos portugueses, mas que se torna ainda incompatível com muitos destes edifícios, devido à ausência de estacionamento nos mesmos. A solução poderá passar então pela criação de soluções em profundidade, implicando trabalhos de escavação e contenção em meios urbanos densamente habitados. A reabilitação do edifício ultrapassa assim a sua própria dimensão, de forma a atender às necessidades das famílias e da sociedade em geral.

A reabilitação é portanto um tema em destaque que permitirá a passagem de um modelo de aquisição de habitação própria, para um modelo sustentado, que passa pela dinamização da reabilitação e ainda pelo mercado do arrendamento. Este novo paradigma permite ainda uma valorização ambiental das cidades e contribui para a sustentabilidade dos territórios.

2.2. A EVOLUÇÃO DAS FAMÍLIAS, DOS EDIFÍCIOS E O SEU ESTADO DE CONSERVAÇÃO

Neste subcapítulo irá analisar-se a capacidade do parque habitacional em acolher o desenvolvimento do segmento da reabilitação, dando-se especial enfoque às regiões da Grande Lisboa e do Grande Porto, de modo a perceber se a reabilitação do edificado histórico é ou não uma realidade cada vez mais próxima, e se constituirá o futuro da construção civil em Portugal. Será feita uma análise à

evolução da população, das famílias e dos alojamentos, assim como uma caracterização do parque habitacional e das suas necessidades de reabilitação. Por fim, será analisado o desenvolvimento do mercado do arrendamento como oportunidade para a reabilitação de habitações.

2.2.1. TRANSFORMAÇÕES FAMILIARES E O ENVELHECIMENTO DEMOGRÁFICO

Nas últimas décadas, assistiu-se em Portugal, a transformações familiares devido a vários fenómenos: aumento de pessoas sós, associado ao envelhecimento demográfico e ao isolamento dos idosos, a autonomização dos jovens, a separação familiar dos imigrantes, a nuclearização das famílias e a própria diversidade das estruturas familiares, constituem fenómenos cada vez mais frequentes na sociedade atual, alterando os modelos familiares tradicionais de casal com filhos, e que são constituídos cada vez mais por famílias de casais em união de facto, com ou sem filhos, famílias monoparentais e famílias recompostas(INE, 2013). A evolução da população e das suas relações terá então um impacto não só a nível da sociedade, mas também na forma como ela habita. As necessidades ao nível do espaço modificaram-se, tendo de haver uma reestruturação da função dos alojamentos e dos edifícios.

2.2.2. A RELAÇÃO ENTRE FAMÍLIAS E ALOJAMENTOS

A elevada confiança económica que Portugal viveu no início dos anos 90, impulsionada pela concorrência entre instituições bancárias, que criavam condições económicas para aquisição de imóveis através do fácil acesso ao crédito à habitação gerou uma dinâmica de compra de casa própria, que levou muitas famílias a alterarem o seu local de residência dentro da mesma região, mas para municípios vizinhos, verificando-se assim uma descentralização da habitação nos espaços metropolitanos. A região de Lisboa e do Porto constituem um exemplo desta dinâmica, apresentando fluxos com origem nos municípios mais centrais dos territórios das suas áreas metropolitanas. No caso de Lisboa, os municípios que se tornaram mais atrativos foram Loures, Sintra e Oeiras, e no caso do Porto foi Vila Nova de Gaia (INE, 2013).

Essa descentralização veio não só contribuir para o abandono da residência habitual no centro das cidades, contribuindo para o crescimentos do número de alojamentos vagos (aqueles que estão disponíveis para venda, arrendamento, demolição etc.), mas também potenciar a construção de habitação nova nos munícipes vizinhos. Esta situação fez com que Portugal passasse de uma situação de equilíbrio habitacional em 1981 para uma situação de excedente habitacional em 2011, ano em que se registaram 1,45 alojamentos por família (Figura 2.1).

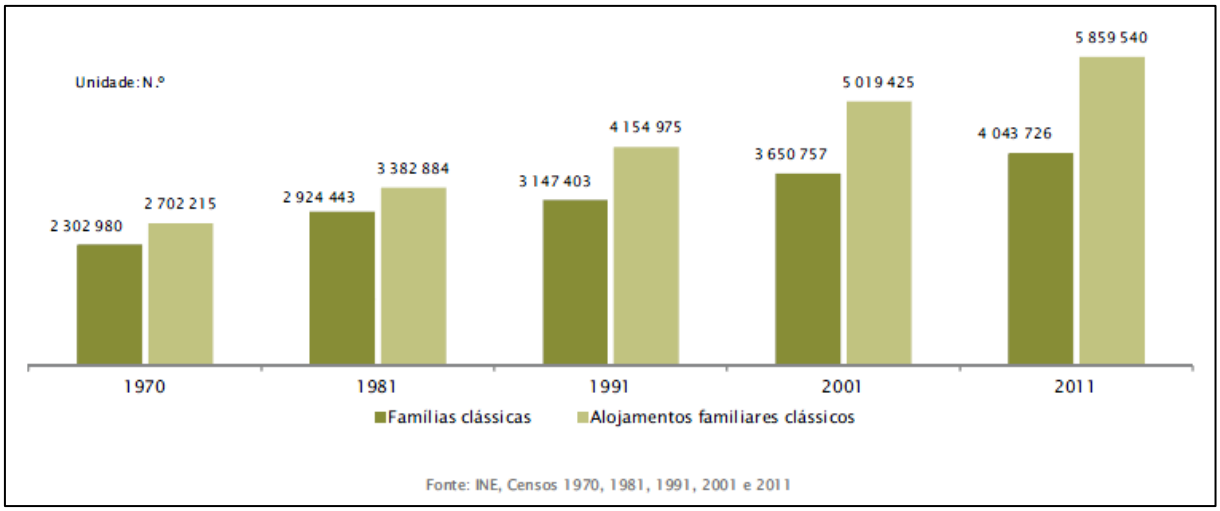


Figura 2.1 – Número de alojamentos familiares clássicos e de famílias clássicas entre 1970 e 2011 (INE e LNEC, 2013)

A discrepância observada entre o número de alojamentos familiares clássicos e o número de famílias clássicas, remete também para a existência de alojamentos familiares que não se destinam a residência habitual, mas antes a uma residência secundária de uso sazonal, motivada em parte pelo crescimento da construção nova. Na Figura 2.2 confirmam-se as razões apontadas para a discrepância observada, quer dos alojamentos vagos, quer dos alojamentos de uso sazonal desde 1991 até 2011. Em 2011, eram as regiões da Grande Lisboa e do Grande Porto que apresentavam maior número de alojamentos vagos mas, no entanto, não eram "(…) as regiões onde o peso relativo destes alojamentos face ao total de alojamentos clássicos era maior" (INE e LNEC, 2013, 33).

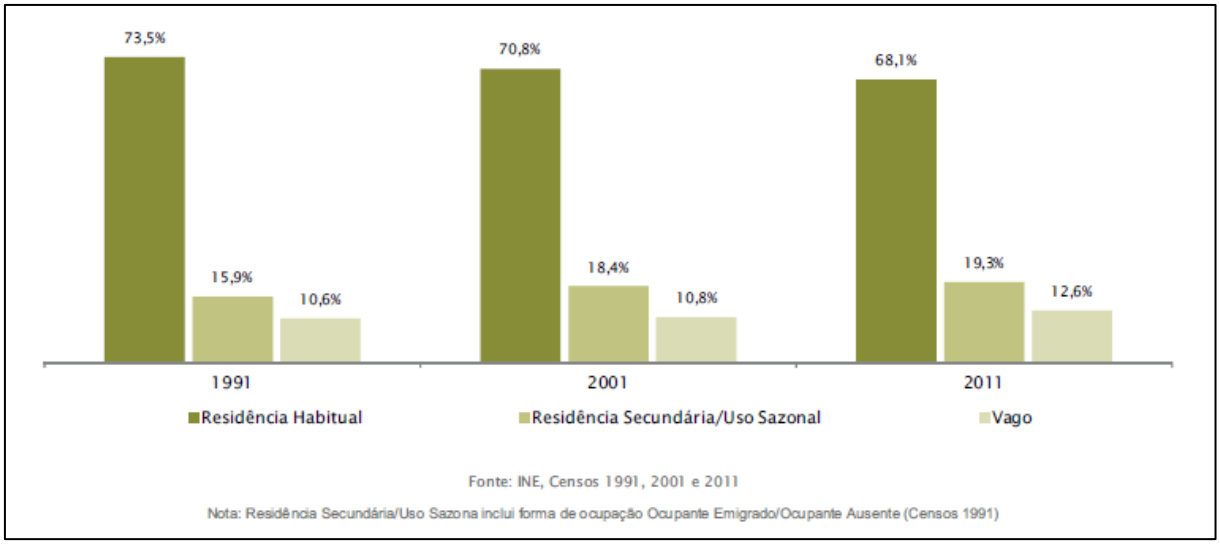


Figura 2.2 - Distribuição de alojamentos familiares clássicos segundo a forma de ocupação 1991-2011 (INE e LNEC, 2013)

O aumento do número de alojamentos vagos desde a década de 90, em consequência do crescimento da habitação nova e da descentralização da habitação, aponta para um abandono dos alojamentos nos

centros das cidades. Tal situação reflete-se num contínuo processo de degradação do edificado histórico, apontando para um possível desenvolvimento da reabilitação em Portugal. Interessa agora estudar o parque habitacional, e perceber a sua idade e o seu estado de conservação.

2.2.3. CARACTERIZAÇÃO DO PARQUE HABITACIONAL PORTUGUÊS

2.2.3.1. Época de construção dos edifícios e o seu estado de conservação

Os desastres naturais, como os sismos e os maremotos, são fenómenos violentos, capazes de destruir grande parte do património edificado das cidades, e por isso, constituem importantes marcos na separação das épocas de construção dos edifícios. Em consequência de tal destruição, inicia-se um processo de reconstrução do edificado destruído, sendo a segurança sísmica privilegiada face a outras componentes da construção. Como exemplo, tem-se o grande sismo de 1755, que levou à criação do sistema construtivo mais aperfeiçoado e original que existiu em Portugal, apresentado pelo experiente arquiteto/engenheiro Manuel da Maia, que tinha como principal objetivo garantir a eficácia estrutural dos edifícios durante a ocorrência de um futuro sismo(Appleton, 2003). Nasceu assim a construção pombalina e, mais tarde, a construção dos edifícios gaioleiros.

No entanto, o aparecimento do betão armado, um material moldável capaz de ir mais além em termos criativos/estéticos, marcou claramente uma época de viragem na construção portuguesa (Appleton, 2003). Sendo assim, considera-se que um edifício antigo ou histórico, "(…) é aquele que foi construído antes do advento do betão armado como material estrutural dominante, ou seja, antes do aparecimento do cimento Portland."(Appleton, 2003, 2). A Figura 2.3 pretende ilustrar a evolução temporal dos processos construtivos que compõem o parque habitacional português.

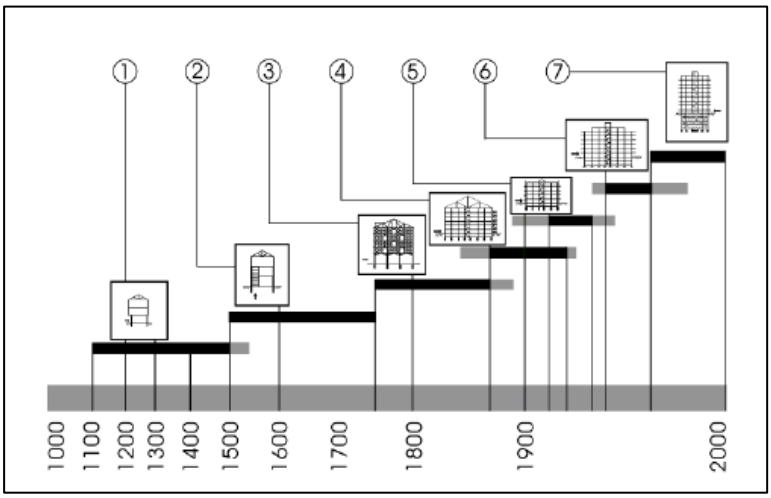


Figura 2.3 - Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa. 1,2 – anteriores a 1755; 3 – pombalino; 4 – "gaioleiro"; 5 – paredes de alvenaria e "placa"; 6 e 7 – betão armado (Cóias, 2010)

A utilização do betão armado como elemento estrutural dominante tem vindo a aumentar gradualmente, em detrimento de outros materiais "naturais" como a madeira, a pedra, a areia, o barro e a cal, utilizados correntemente na construção em Portugal (Appleton, 2003). Este surgiu aproximadamente no final da década de 40 do século XIX, e rapidamente dominou os restantes materiais, fazendo com que em 2011 quase metade dos edifícios apresentasse estrutura de betão armado (Figura 2.4), apontando para uma existência significativa de edifícios recentes em Portugal. A

proporção destes edifícios era em 2011 superior em torno das regiões da Grande Lisboa e do Grande Porto (INE e LNEC, 2013).

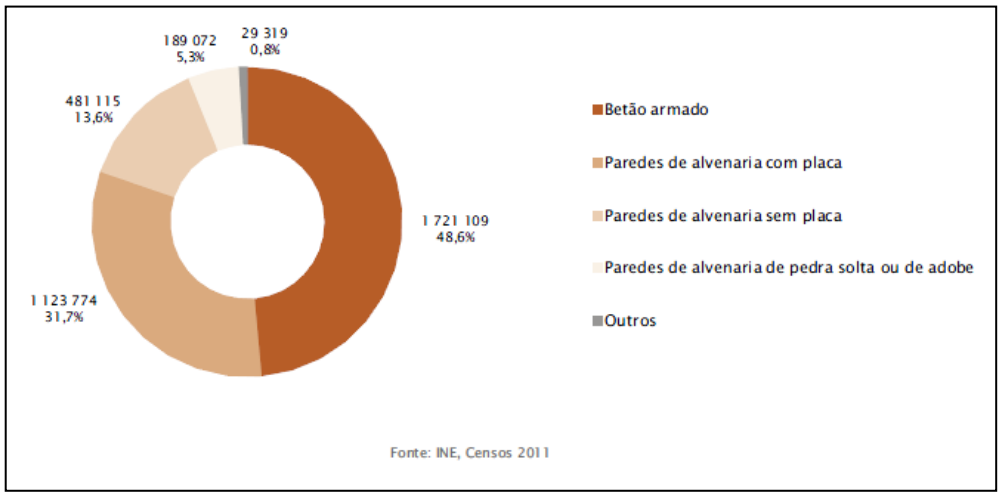


Figura 2.4 - Número de edifícios clássicos segundo o tipo de estrutura de construção em 2011 (INE e LNEC, 2013)

Por outro lado, os edifícios antigos, constituídos por paredes de alvenaria sem "placa" e paredes de alvenaria de pedra solta ou de adobe, apresentaram uma percentagem menos significativa do total dos edifícios clássicos em 2011. No entanto, no mesmo ano, foram estes edifícios os que apresentam maior necessidade de grandes reparações ou estavam muito degradados, segundo a Figura 2.5. O grande Porto, o Tâmega e a Grande Lisboa foram as regiões que apresentaram maior número de edifícios nestas circunstâncias (INE e LNEC, 2013).

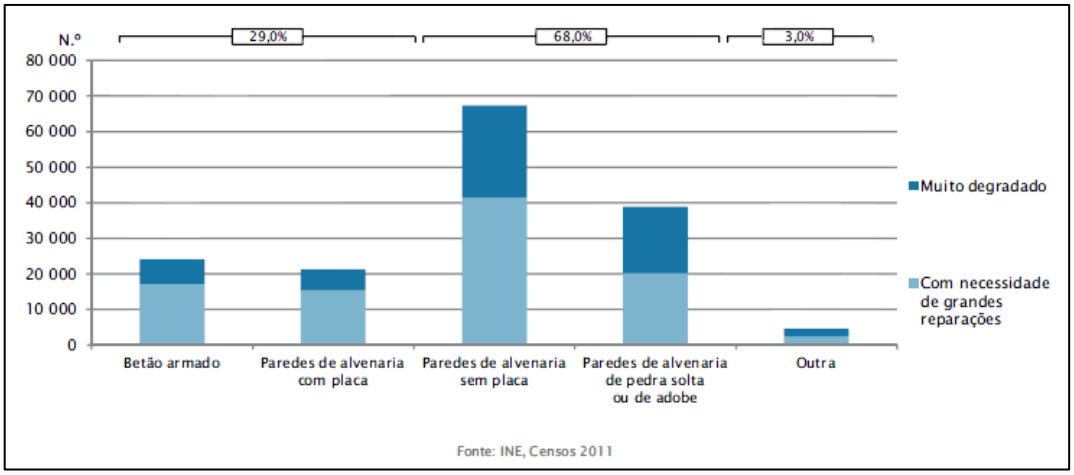


Figura 2.5 - Número de edifícios clássicos muito degradados ou com necessidade de grandes reparações segundo o tipo de estrutura do edifício (INE e LNEC, 2013)

O aumento dos alojamentos vagos já analisado, repercutiu-se no estado de conservação dos mesmos, fazendo com que em 2011, metade (50,7%) destes alojamentos estivessem muito degradados e com necessidade de grandes reparações, como se pode observar na Figura 2.6 (INE e LNEC, 2013).

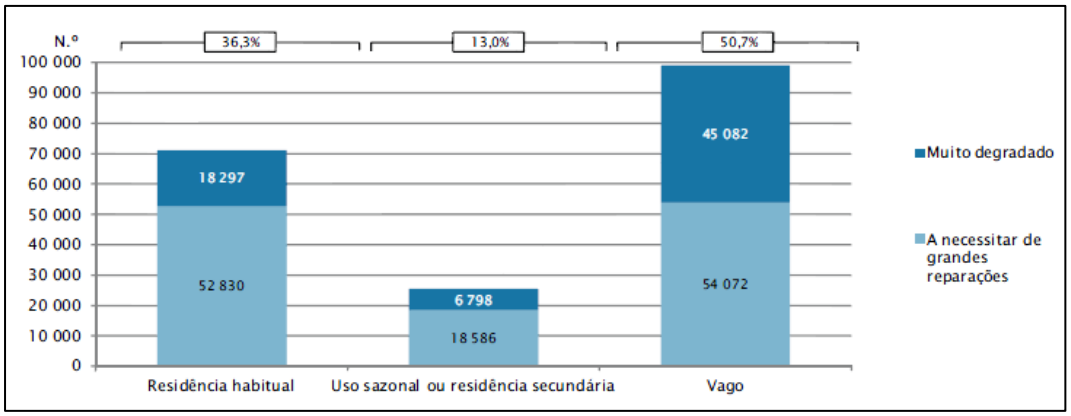


Figura 2.6 – Número de alojamentos familiares clássicos situados em edifícios clássicos muito degradados e com necessidade de grandes reparações segundo a forma de ocupação (INE e LNEC, 2013)

A existência de edifícios antigos muito degradados ou com necessidade de grandes reparações, a par do elevado estado de degradação que os edifícios vagos apresentam, demonstra que existe um mercado potencial para a reabilitação de edifícios em Portugal.

2.2.3.2. Existência de estacionamento nos edifícios

A descentralização da habitação nos espaços metropolitanos veio criar, não só um movimento populacional para as zonas periféricas das cidades, mas também, gerar uma dinâmica de compra de veículo próprio como meio de transporte entre periferia e centro, colocando Portugal no 3º lugar na lista dos países com mais automóveis por habitante em 2006 (Público, 2006). Na periferia das cidades, onde os terrenos são mais baratos e as áreas são maiores, torna-se relativamente fácil a integração do estacionamento ou garagem nesses edifícios. Por essa razão, a proporção dos alojamentos familiares clássicos sem estacionamento ou garagem foi menor nos edifícios construídos em épocas recentes. No entanto, e apesar de se verificar um decrescimento gradual, quase metade dos alojamentos, em 2011, não eram dotados de estacionamento ou garagem (Figura 2.7).

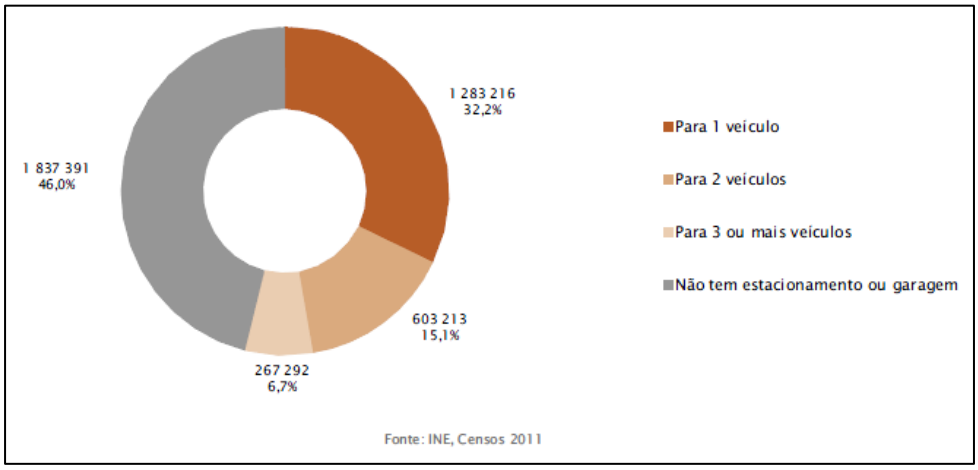


Figura 2.7 - Lugares de estacionamento e número de veículos em alojamentos familiares clássicos (INE e LNEC, 2013)

Através da Figura 2.8 pode-se observar que mais de 70% dos edifícios antigos não era dotado em 2011 de estacionamento ou garagem. Sendo assim, e perante as necessidades automóveis apresentadas acima, será inevitável a incorporação do estacionamento ou garagem nas obras de reabilitação destes edifícios. Esta situação aponta para a escolha de soluções em profundidade, devido à limitação do espaço e à valorização dos terrenos, acrescentando trabalhos de escavação e contenção periférica nestes edifícios, que se localizam maioritariamente em zonas urbanas, confrontando edifícios vizinhos possivelmente com a mesma idade de construção, ou mais antigos.

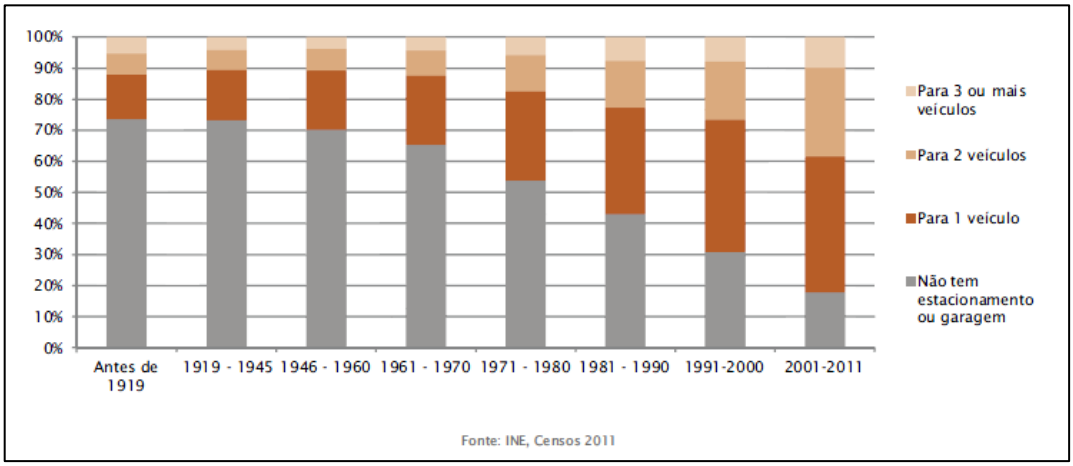


Figura 2.8 - Distribuição de alojamentos familiares clássicos, ocupados como residência habitual, segundo a existência de lugar de estacionamento e número de veículos, por época de construção (INE e LNEC, 2013)

2.2.4. O MERCADO DO ARRENDAMENTO COMO IMPULSIONADOR DA REABILITAÇÃO EM PORTUGAL

Em 2011 Portugal encontrava-se entre os países da União Europeia com maior proporção de alojamentos ocupados por proprietários, apresentando apenas 20% de alojamentos arrendados, valor que se situa abaixo da média europeia. No entanto, verificou-se na última década, um crescimento desses alojamentos e, em contrapartida, uma diminuição do crescimento dos alojamentos ocupados pelos proprietários, levando a uma inversão da trajetória, devido essencialmente às restrições ao crédito bonificado, ao aumento das taxas de juro, ao endividamento das famílias e ao aumento do desemprego, fruto da crise económica e financeira que o país atravessa. A Grande Lisboa e o Grande Porto foram as regiões que apresentaram maior expressão dos arrendatários. Não obstante, verificou-se um diferencial entre a qualificação dos alojamentos arrendados e os alojamentos ocupados pelo proprietário, indiciando a oportunidade para a reabilitação das habitações e consequente dinamização do mercado de arrendamento. (INE e LNEC, 2013)

Sendo assim, estão criadas condições para o desenvolvimento do mercado de arrendamento, até aqui travado pela desatualização das rendas e pela denúncia de contratos (INE e LNEC, 2013). Por outro lado, o mercado de arrendamento vem criar uma possibilidade de escolha entre aquisição de habitação própria e arrendamento, permitindo um aumento da qualidade de vida e integração social da população. Possibilita assim, uma maior mobilidade populacional, importante no caso da população jovem, havendo um ajuste entre o mercado de trabalho e a estrutura económica das cidades, que se traduz por exemplo na diminuição das distâncias casa – trabalho (INE, 2013).

2.3. REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS E O SETOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL

2.3.1. ENQUADRAMENTO

Num quadro nacional onde existem 1,45 alojamentos por família, o segmento da construção nova perde potencial de mercado nos próximos anos, tornando-se interessante uma análise acerca do futuro do setor da construção civil em Portugal.

2.3.2. A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS VERSOS A CONSTRUÇÃO NOVA

Com a redução do número de fogos concluídos em obras de construção nova desde 2009 (Figura 2.9), o segmento da reabilitação tem vindo a ganhar importância no sector da construção civil, passando a representar 15,6% do total de fogos concluídos em 2011, quando em 2001 representava apenas 1,8% (Figura 2.10), destacando-se a região da Grande Lisboa com maior número de fogos concluídos em obras de reabilitação. No entanto, este aumento da representatividade do segmento da reabilitação no setor da construção, não resultou do aumento do número de obras de reabilitação mas da diminuição do número de construções novas concluídas, fazendo com que a reabilitação continue a desempenhar um papel ainda pouco significativo a nível nacional e que Portugal continue a apresentar valores de produtividade neste segmento, inferiores à média europeia (INE e LNEC, 2013).

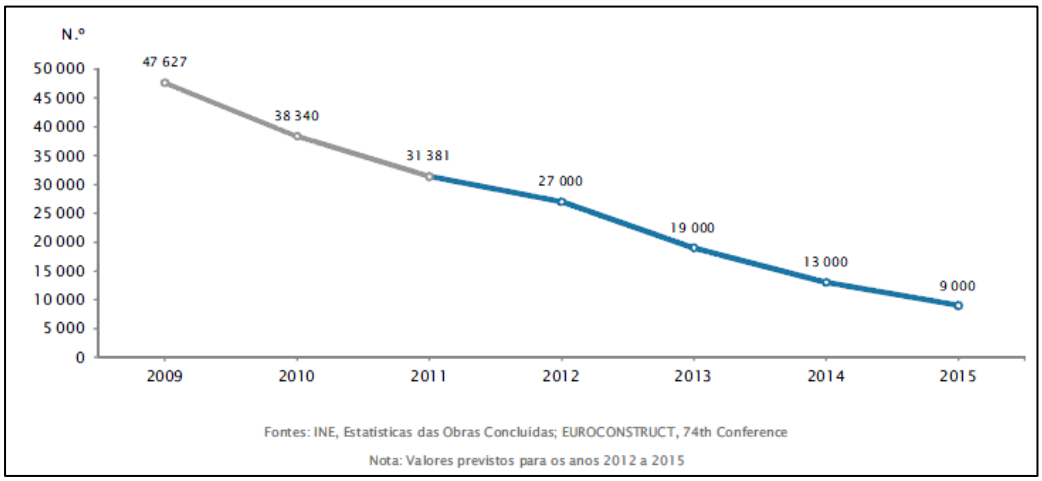


Figura 2.9 – Número de fogos concluídos em obras de construção nova (INE e LNEC, 2013)

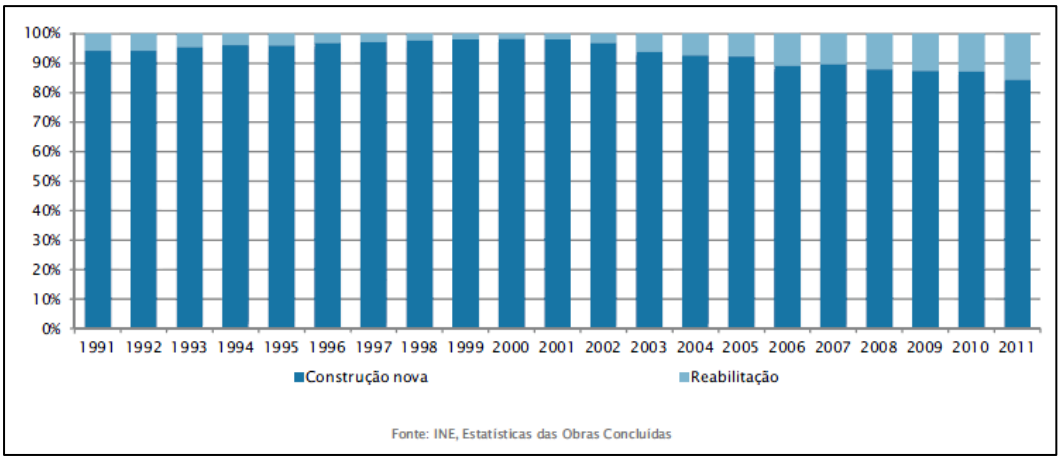


Figura 2.10 – Distribuição do número de fogos concluídos segundo o tipo de obra (INE e LNEC, 2013)

2.3.3. QUALIFICAÇÃO DE EMPRESAS NO SETOR DA CONSTRUÇÃO

No ano de 2004 atingiu-se o número máximo de empresas ligadas ao setor da construção, acompanhado por um volume de construção que se verificou até 2002 e às espectativas de crescimento. Entretanto o número de empresas foi diminuindo, o que se traduziu num decréscimo na empregabilidade do setor da construção, com uma redução de 40 mil empregados por ano a partir de 2008.

No entanto, a variação do número de empresas qualificadas difere em função da classificação atribuída, isto é, o número de empresas classificadas como empreiteiro geral de "Edifícios de construção tradicional" foi o que apresentou maior diminuição, mas empresas classificadas como "Reabilitação e conservação de edifícios" revelaram um aumento desde 2008, demonstrando assim uma maior consciencialização da necessidade de alteração do perfil de intervenção no mercado (Figura 2.11).

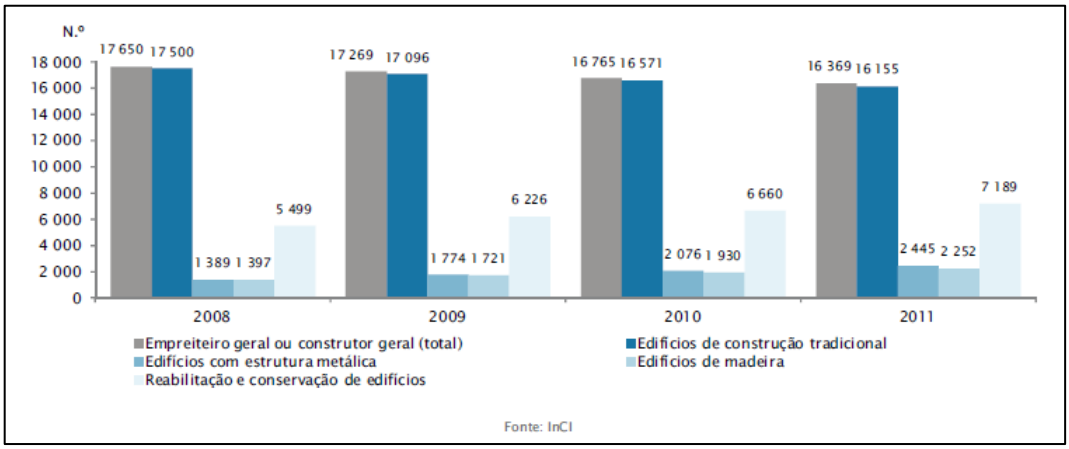


Figura 2.11 - Número de alvarás de edifícios e património construído segundo a classe do empreiteiro ou construtor geral (INE e LNEC, 2013)

2.3.4. TIPO DE OBRAS DE REABILITAÇÃO

Dentro do segmento da reabilitação, podem-se encontrar três tipos distintos de obras: as de alteração, as de ampliação e as de reconstrução. As obras de alteração implicam alterações na estrutura do edifício, número de fogos ou divisões interiores, sem aumento da área do pavimento ou de implantação ou da cércea. As obras de ampliação resultam do aumento da área de pavimento ou de implantação, cércea ou volume da edificação. Por fim, as obras de reconstrução, implicam uma construção após demolição total ou parcial do edifício, mantendo-se a estrutura da fachada, cércea e número de pisos(CML, 1999).

Em Portugal, as obras de reabilitação são maioritariamente obras de ampliação, seguido das obras de alteração e por fim as obras de reconstrução, apesar das obras de reconstrução terem vindo a ganhar alguma importância na última década (INE e LNEC, 2013). Este estudo vem confirmar as necessidades da população e das empresas relativamente à incorporação do estacionamento ou garagem nos edifícios antigos.

2.3.5. PERSPETIVAS DE EVOLUÇÃO DO SEGMENTO DA REABILITAÇÃO

Segundo as previsões do Euroconstruct, a construção de edifícios novos continuará a diminuir até 2015, em especial a construção dos edifícios de habitação. No segmento da reabilitação, a perspetiva de diminuição é menor, havendo inclusive um aumento de produtividade neste segmento (INE e LNEC, 2013).

2.4. GESTÃO DA REABILITAÇÃO URBANA MUNICIPAL

2.4.1. A CRIAÇÃO DA SRU E DA ARU

O conceito de reabilitação do edificado é hoje o resultado de uma operação urbanística que tem como objetivo a valorização do património cultural das cidades, não só através da manutenção das fachadas dos edifícios, mas também através da modernização das infraestruturas urbanas, aplicação de medidas de reforço antissísmico e melhoria da eficiência energética. Neste âmbito, surgiram através dos municípios as Sociedades de Reabilitação Urbana (SRU) e as Áreas de Reabilitação Urbana (ARU) com o intuito de promover, mediante decisão dos órgãos dos municípios o procedimento de reabilitação urbana.

Verificou-se que nos municípios com SRU, entre 2006 e 2011, existia uma maior dinâmica de reabilitação quando comparados com os restantes municípios, revelando-se determinante no processo de reforço de obras de reabilitação em Portugal (INE e LNEC, 2013).

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram analisados vários temas relacionados com o parque habitacional e a sua população, de modo a enquadrar o desenvolvimento da reabilitação em Portugal e no fundo perceber quais as razões que nos encaminham para este segmento da construção.

Fez-se portanto uma abordagem ao setor da reabilitação, de modo a entender-se a sua importância na estrutura económica do país, na estrutura familiar da população e como futuro da construção civil. Percebeu-se que a estrutura das famílias funciona hoje de modo diferente, levando a uma organização habitacional por consequência diferente, que terá de se adaptar à nova realidade das relações interpessoais. Percebeu-se também, que a política de compra de habitação própria com recurso a crédito bancário, aliada muitas vezes à compra de habitação secundária, levou ao abandono de muitas habitações e colocou-nos numa situação de desequilíbrio entre a oferta e a procura. Esta situação fez com que o betão domina-se a construção, levando ao esquecimento os edifícios antigos, que acabaram por se degradar por falta de obras de conservação. Para além disso, estes edifícios tornaram-se incompatíveis com o modo de vida da população, que entretanto se habituou a utilizar o automóvel como meio de transporte principal, fruto também da descentralização da habitação nos meios metropolitanos.

Para além das necessidades de reabilitação do edificado que existem, a valorização do património arquitetónico das cidades assume-se hoje como estratégia para a competitividade territorial das mesmas, exigindo a preservação da imagem dos seus edifícios através da manutenção das suas fachadas, situação que vem, juntamente com os trabalhos de escavação e contenção periférica para realização de estacionamento, tornar as obras de engenharia civil mais complexas, dispendiosas, demoradas e com medidas de segurança aumentadas, devido sobretudo a toda a envolvente de edifícios antigos existente em meio urbano.

A diminuição da construção nova permitiu que o segmento da reabilitação ganhasse força na última década, assim como proporcionou o aumento do número de empresas ligadas á reabilitação e conservação de edifícios, em detrimento das empresas de construção tradicional. Sendo assim a reabilitação dos edifícios, mais especificamente as obras de ampliação, começam a ganhar peso no setor da construção portuguesa, que apesar de estar a diminuir, apresenta perspetivas de crescimento ligeiro nos próximos anos, e que poderá ainda motivar a dinamização do mercado do arrendamento, colocando Portugal numa posição mais competitiva em relação aos restantes países da União Europeia.

3
TRABALHOS PREPARATÓRIOS NO ÂMBITO DA REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS

3.1. ENQUADRAMENTO

Antes de se iniciar qualquer intervenção, é necessário efetuar uma série de estudos de modo a tornar o processo construtivo mais económico, rápido e seguro. Estes estudos ajudam a antever determinadas situações que podem colocar tanto a construção como a seguranças das pessoas em perigo, minimizando ou mesmo evitando o seu impacto.

3.2. PRINCIPAIS RECONHECIMENTOS

3.2.1. RECONHECIMENTO DO EDIFÍCIO

O reconhecimento do próprio edifício, que engloba o sistema de fundações, materiais e geometria do mesmo, estado de conservação e caminhos de carga, constitui uma fase importante de todo o processo construtivo. Nos casos em que está prevista a demolição do interior do edifício, o seu reconhecimento permitirá a minimização das vibrações, quer para os edifícios vizinhos, quer para os elementos do edifício que se deseja manter.

Em obras de demolição, escavação, ampliação, conservação etc., é necessária a elaboração de um Plano de Trabalhos com Riscos Especiais (PTRE), ao abrigo do disposto no Artigo 7º do Decreto-lei 273/2003 de 29 de outubro, em virtude dos trabalhos e atividades consideradas de risco especial. No PTRE é elaborada uma descrição geral dos trabalhos, que engloba trabalhos preparatórios, desmantelamento, limpeza, remoção de materiais e demolições.

3.2.2. RECONHECIMENTO DAS CONDIÇÕES DE VIZINHANÇA

As obras de reabilitação localizam-se predominantemente em zonas densamente urbanizadas, onde a construção vizinha também apresenta deficiências ao nível estrutural e de conservação do edifício. O reconhecimento da zona envolvente sob influência da obra, permitirá averiguar o estado de conservação dos edifícios vizinhos, bem como permitirá uma caracterização da sua construção, e deverá ser materializado através de um Relatório de Inspeção Técnica, onde serão realizadas vistorias às construções e realizado um levantamento das mesmas. A grande vantagem RIT é que permite uma avaliação dos danos causados nas construções durante os trabalhos de demolição, escavação e contenção periférica, por comparação do estado de conservação antes e depois da obra. Quer o dono de obra quer os proprietários das construções vizinhas, têm assim os seus direitos salvaguardados. As

soluções propostas deverão sempre minimizar o impacto no normal funcionamento e segurança nas construções, durante e após a conclusão dos trabalhos.

3.2.3. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O reconhecimento geológico-geotécnico, para além de indispensável nas obras de escavação e contenção periférica, torna-se necessário quando se utilizam soluções de contenção de fachadas que são fundadas no terreno. Para além disso, estes estudos também poderão indicar a necessidade de reforço das fundações da fachada que se pretende manter.

Este inicia-se com um reconhecimento preliminar, de observação local da superfície do terreno que poderá incluir operações de prospeção, como a abertura de poços pouco profundos, para uma inspeção visual e recolha de amostras remexidas do terreno. São também recolhidas informações escritas e desenhadas, utilizando-se as cartas topográficas, cartas geológicas e as cartas geotécnicas (Matos Fernandes, 2011).

Em relação aos ensaios de campo, existem enumeras opções de escolha. A escolha de um ensaio para a caracterização de um determinado terreno varia consoante alguns aspetos, tais como: o custo do ensaio, o tipo de solo, a profundidade pretendida, os parâmetros medidos e os parâmetros estimados que se pretendem (Matos Fernandes, 2011).

3.2.3.1. Ensaio SPT (Standard Penetration Test)

Trata-se do ensaio mais utilizado em todo o mundo. Consiste na cravação no fundo de um furo de sondagem um amostrador normalizado, por meio de um martelo de 6,5 kgf que cai de uma altura de 76 cm (Figura 3.1). O ensaio está dividido em duas fases: penetração do amostrador de 15 cm na 1ª fase e 15 + 15 cm na 2ª fase, contando-se apenas o número total de golpes do martelo na 2ª fase, N. É o único ensaio que permite a recolha de amostras remexidas, e por isso, a cravação é efetuada com um espaçamento de 1,5 m ou inferior. Sendo assim, é feita uma recolha do terreno nos últimos 30 cm, através do amostrador (Figura 3.2), que posteriormente será examinada para definição da estratigrafia do terreno. É um ensaio de baixo custo, que pode ser aplicado desde solos constituídos por argilas até cascalhos finos e atinge qualquer profundidade. O parâmetro medido é o N (número de pancadas) que depois será corrigido para N_{60} (número de pancadas para o ratio-padrão), e os parâmetros estimados por correlação empírica são o índice de compacidade, I_D, e o ângulo de atrito, ϕ' (Matos Fernandes, 2011).



Figura 3.1 - Ensaio SPT (Matos Fernandes, 2011)



Figura 3.2 - Amostrador SPT (Matos Fernandes, 2011)

Para além da correção relacionada com a energia, existem outras correções aplicadas ao número de pancadas. São assim utilizados coeficientes corretivos que permitem a consideração do comprimento das varas utilizado, do diâmetro do furo e da tensão efetiva vertical à profundidade a que N_{60} foi obtido. Todos estes fatores corretivos multiplicados pelo número de pancadas, N, dão origem ao $(N_1)_{60}$.

3.2.3.2. Controlo do posicionamento do nível freático

O tubo piezómetro é um aparelho que permite o controlo do posicionamento do nível freático. É feito em PVC rígido e colocado no interior dos furos das sondagens. Antes de instalado é crepinado e depois, já no interior do furo de sondagem, faz-se o preenchimento do comprimento crepinado com um filtro drenante constituído por uma areia grosseira 4-6 mm. No final, o piezómetro é selado à superfície e protegido com tampa apropriada, conforme esquema da Figura 3.3. O nível da água, no interior do piezómetro, é medido com o auxílio de uma sonda piezométrica, após a conclusão de todos os trabalhos de campo.

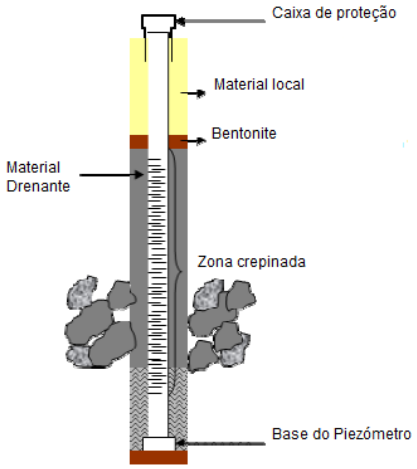


Figura 3.3 – Esquema de montagem de um piezómetro (Oliveira, Cruz, e Cruz, 2014)

3.2.4. Reconhecimento de infraestruturas enterradas

Também no caso de soluções de contenção cuja estrutura esteja fundada no terreno, é necessário o levantamento das redes de serviços que possam vir a interferir com os trabalhos a realizar, de forma a garantir o seu bom funcionamento, durante e após a conclusão dos trabalhos. Sublinha-se assim que as soluções propostas, deverão ser devidamente compatibilizadas com a localização e com a operacionalidade das infraestruturas existentes, pelo que, antes do início dos trabalhos, deverá ser aferida a necessidade de proceder ao eventual desvio prévio dos serviços afetados.

3.3. Plano de Instrumentação e Monitorização

3.3.1. Enquadramento

Inúmeros acidentes e incidentes ocorridos no passado, demonstram os riscos associados aos grandes projetos de engenharia, principalmente naqueles que contemplam a escavação do solo, que por si, continua a ser uma estrutura que apresenta um comportamento muitas vezes diferente do teoricamente esperado, apesar de todos os reconhecimentos e ensaios habitualmente realizados.

Por essa razão, o controlo das deformações geométricas das estruturas de áreas circundantes torna-se cada vez mais importante, recorrendo-se por isso à elaboração de um plano de instrumentação e monitorização que visa a segurança dos utilizadores das várias infraestruturas existentes, verifica a coerência entre o comportamento previsto em projeto e a verdadeira evolução da obra e salvaguarda os bens públicos e privados.

A instalação da instrumentação possibilitará a medição de deslocamentos superficiais e profundos, a medição de níveis freáticos, de tensões e deformações, podendo-se obter os seguintes resultados (Gauss, 2013):

- Antecipação de roturas e colapsos;
- Requisição de alarmes;
- Revelação de situações desconhecidas em projeto;
- Avaliação se cenários críticos estimados;
- Minimização de danos em estruturas adjacentes;
- Redução de litígios;
- Atualização de modelos de risco.

3.3.2. APARELHOS DE MEDIÇÃO E GRANDEZAS A MEDIR

Existem diversos aparelhos de medição que se podem utilizar na monitorização de obras, que dependem essencialmente da sua natureza, das dimensões, da envolvente e dos recursos económicos do dono da obra. Em obras de reabilitação em que estão previstos trabalhos de demolição e escavação para execução de estruturas de contenção de fachadas e/ou contenção periférica, deverá ser elaborado um planos de instrumentação e monitorização, que deverá ter como objetivo a medição das seguintes grandezas:

- Deslocamentos horizontais e verticais das estruturas de contenção;
- Deslocamentos horizontais e verticais dos edifícios vizinhos;
- Deslocamentos horizontais e verticais das fachadas a manter;
- Medição da tensão/carga instalada nas ancoragens executadas;
- Medição de movimentos horizontais em profundidade;
- Controlo da fissuração;
- Medição do posicionamento do nível freático.

Para medição das grandezas descritas anteriormente, poderá recorrer-se aos seguintes aparelhos:

- Alvos topográficos, para medição de deslocamentos tridimensionais;
- Marcas de nivelamento, para medição de deslocamentos verticais;
- Células de carga em ancoragens para medição da tensão/carga instalada nas ancoragens;
- Inclinómetro para medição das inclinações;
- Fissurómetro simples, comparador de fissuras e medidor ótico;
- Piezómetro.

3.3.2.1. Alvos topográficos

Os alvos topográficos utilizados são fixados às estruturas por colagem e/ou selagem, de placas metálicas planas onde são colocados previamente os alvos. A sua orientação pode ser corrigida de forma a facilitar as pontarias do equipamento topográfico e, consequentemente, reduzir os erros (da ordem de 1,0 mm na direção horizontal e de 0,5 mm na direção vertical). As medições trigonométricas

absolutas sem contacto de convergências e deformações previstas são realizadas utilizando uma estação total com hardware e software indicados para o efeito.

As campanhas consistem na leitura de ângulos e distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem determinar. Os pontos de referência, de apoio à execução das leituras, deverão ser localizados em zonas fora da área de influência da obra.

Os alvos a utilizar deverão ser do tipo prisma de reflexão total, de forma a compensar a distância a que os mesmos se localizam dos pontos de leitura, instalados, como referido, em suportes adequados que permitam o ajuste da sua orientação (Figura 3.4). As precisões finais do sistema de observação estão estimadas em aproximadamente +/- 1 mm, quer planimetricamente, quer em altimetria.

3.3.2.2. Marcas de nivelamento

Relativamente às marcas de nivelamento, estas são constituídas por buchas inox colocadas previamente na estrutura, e que servirão de encaixe a uma marca de nivelamento em latão como a que é indicada na Figura 3.5. Estas marcas são apenas aplicadas quando se efetua a campanha de observação, não havendo assim o perigo de serem sujeitas a roubo ou qualquer outro tipo de vandalismo.



Figura 3.4 - Alvo topográfico do tipo prisma de reflexão total fixado à fachada por colagem



Figura 3.5 – Marca de nivelamento (Gauss, 2013)

3.3.2.3. Inclinómetro

Os inclinómetros são instrumentos que permitem quantificar os movimentos horizontais em profundidade e são instalados com o objetivo de controlar as deformações na estrutura e nos solos onde se inserem.

Este instrumento consiste num conjunto de uma sonda e de uma calha inclinométrica, onde a sonda é inserida no interior da calha. A cada 0,5 m que a sonda desce, em profundidade, mede o desvio que a calha sofreu. A calha inclinométrica tem as nervuras onde se encaixa a sonda e é instalada orientando uma das nervuras no sentido para o qual se preveem maiores deslocamentos (Carvalho, 2013).

3.3.2.4. Fissurómetro simples

O fissurómetro simples (Figura 3.6) é um pequeno instrumento destinado a medir, de forma expedita e económica, os movimentos relativos que se verificam num ponto duma fissura ou fenda existente numa parede, pavimento ou qualquer outro elemento estrutural duma construção. É constituído por duas partes, designadas por “A” e “B”, executadas em plástico flexível e transparente. A primeira, em

forma de "T", tem impresso dois traços de referência em esquadria. A segunda, de forma retangular, tem impresso um reticulado graduado em 0,5 mm e é dotada de duas ranhuras, nas quais a parte "A" vem introduzida, de modo que os traços de referência e o reticulado fiquem sobrepostos e centrados (Cóias, 2006).

3.3.2.5. Comparador de fissuras e medidor ótico

O comparador de fissuras (Figura 3.7) e o medidor ótico de fissuras (Figura 3.8), permitem quantificar, respetivamente, com menor ou maior rigor a abertura das fissuras e fendas, podendo ser utilizados para complementar os dados recolhidos com o fissurómetro, que apenas permite medir o movimento das fissuras, ou seja, a variação da abertura. O primeiro consiste num retângulo de plástico transparente, com diferentes traços de espessuras conhecidas e que por comparação visual permite estimar a abertura das fissuras. O segundo é constituído por um conjunto ótico focável, cujo campo de visão pode ser iluminado por uma lâmpada alimentada por uma pilha (Cóias, 2006).

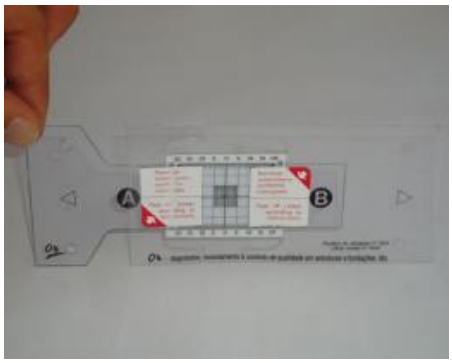


Figura 3.6 - Fissurómetro simples (Cóias, 2006)



Figura 3.7 - Comparador de fissuras (Cóias, 2006)



Figura 3.8 - Medidor ótico (Cóias, 2006)

3.3.3. CRITÉRIOS DE ALERTA E ALARME E MEDIDAS DE REFORÇO

Com base na solução de contenção da fachada e contenção periférica a executar, bem como a geologia do local de intervenção, são delineados critérios de alerta e alarme com base em deslocamentos máximos admissíveis para as estruturas sujeitas a monitorização. São também estabelecidas medidas de reforço ou ações de contingência em fase de projeto, que deverão ser analisadas individualmente, mas que poderão compreender (Gauss, 2014):

- Tratamento dos terrenos descomprimidos, localizados a tardoz da parede da contenção;
- Reforço da capacidade de carga vertical da parede da contenção;
- Reforço do travamento horizontal da parede da contenção, através da realização adicional de escoramentos ou de ancoragens, eventualmente com maior comprimento livre e maior inclinação;
- Realização parcial da escavação e da contenção ao abrigo do método invertido;
- Reforço das condições de drenagem da parede;
- Reforço do travamento horizontal das estruturas de contenção de fachada, através da realização adicional travamentos;
- Realização de injeções nas fachadas a preservar, caso se verifique existirem zonas degradadas.

4
DEMOLIÇÕES E CONTENÇÃO DE FACHADAS EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS

4.1. ENQUADRAMENTO

Com o pressente capítulo, pretende-se analisar em pormenor as estruturas de contenção de fachadas, por constituírem elementos cada vez mais importantes nas obras de reabilitação, como meio de preservação do património das cidades.

Em muitos casos, os trabalhos necessários à reabilitação estrutural de todo o edifício tornam-se tão extensos, que se opta pela manutenção das paredes exteriores ou apenas da fachada principal do edifício original, uma versão minimalista que visa a preservação estéticas das cidades. Surgem então as estruturas provisórias de contenção de fachadas que asseguram a estabilidade das mesmas durante os trabalhos de demolição e construção do novo edifício. Estas estruturas temporárias tornam-se no entanto uma solução dispendiosa, quando comparada com a demolição total do edifício, para além dos trabalhos necessários para o reforço estrutural, acústico e térmico da própria fachada.

Apesar destas estruturas permitirem a permanência das paredes exteriores ou da fachada principal, muitas delas acabam por degradar as paredes originais, pondo em questão toda a lógica para a qual foram pensadas, principalmente no caso das fachadas que contém azulejos com valor histórico. Para além disso, trata-se de uma fase crítica da obra, com implicações para a segurança estrutural do edifício e para os próprios trabalhadores. Acresce o fato de estas obras se encontrarem normalmente em centros históricos, onde os edifícios vizinhos também se apresentam degradados e com deficiências estruturais elevadas. Por fim, e ao nível da temática da gestão dos estaleiros, surge muitas vezes a necessidade de abertura nas paredes exteriores para a passagem de máquinas afetas à obra, implicando a destruição de uma parcela das paredes e pondo novamente em risco a segurança estrutural do edifício.

Todas estas questões levam-nos a perceber a importância destas estruturas, sendo a solução adotada, bem como o seu dimensionamento fulcrais para a segurança do edifício e dos trabalhadores. Será sem dúvida importante analisar o valor patrimonial e estado de conservação da fachada em causa, averiguando se existem razões e condições válidas para a sua manutenção.

4.2. DEMOLIÇÕES

4.2.1. ENQUADRAMENTO

Após efetuados os estudos preliminares e instalados os aparelhos de medição para a monitorização da fachada e das construções vizinhas, pode-se então dar início aos trabalhos de demolição. Consoante a localização da estrutura de contenção da fachada, os trabalhos de demolição são iniciados em fases diferentes, isto é, se a estrutura de contenção localiza-se no exterior da fachada, as demolições iniciam-se após a sua conclusão, mas, se a estrutura estiver no interior da fachada, o processo de demolição é efetuado em simultâneo com a montagem da estrutura de contenção. Neste caso, à medida que se vai demolindo o edifício, de cima para baixo, vai-se montando a estrutura. A instalação do escoramento e retirada das paredes estruturais e andares, deve ser feita dentro de uma sequência predeterminada, para garantir que a integridade da estrutura é mantida durante toda a fase de demolição

4.2.2. TRABALHOS PREPARATÓRIOS

Antes do início dos trabalhos de demolição, procede-se à montagem dos andaimes e escoramento dos locais que apresentam maior estado de degradação, bem como dos pisos imediatamente abaixo da zona de intervenção. São também criados dutos verticais ou negativos (Figura 4.1) para encaminhamento de material e delimitada a zona de intervenção com fitas de sinalização e proteção coletiva. É também cortado o fornecimento de energia elétrica, gás e água.



Figura 4.1 – Exemplo de um negativo

4.2.3. DESMANTELAMENTO, LIMPEZA E REMOÇÃO DE MATERIAIS

Depois de concluídos os trabalhos preparatórios é iniciado o desmantelamento de materiais e equipamentos existentes no local, assim como a realização de limpeza e criação de acessos aos locais a demolir. São também interditas e sinalizadas as zonas de elevado estado de degradação. O desmantelamento é realizado por fases, sendo primeiro desmontados e retirados os equipamentos existentes (mobílias, portas etc.), de seguida são retiradas as infraestruturas (cablagens e tubagens) e por fim, a remoção de varandins, gradeamento e cantarias, com recurso a uma grua torre.

4.2.4. DEMOLIÇÃO MANUAL

Dada a localização central em malha urbana dos edifícios históricos que se pretendem reabilitar, para além das limitações de espaço, ruído e poeiras, existe a preocupação das vibrações nos edifícios

vizinhos e na própria fachada. Sendo assim, para a demolição das estruturas existentes nos edifícios antigos, ou seja, paredes em tabique, alvenaria de pedra e pavimentos com estrutura em vigamentos de madeira revestidos com soalho também de madeira, é necessário recorrer-se à demolição manual, recorrendo-se às seguintes ferramentas e equipamentos:

- Martelo pneumático/elétrico;
- Ferramentas manuais;
- Serrotes, serras elétricas, motosserras;
- Arranca pregos;
- Marretas e martelos;
- Giratória.

Como medida de segurança, para além dos equipamentos de proteção individual, são também ancoradas linhas de vida às paredes periféricas que servem de suporte aos arneses de segurança de cada trabalhador. Estas linhas são ancoradas lateralmente nas paredes periféricas ou poderão ser fixas a prumos verticais chumbadas na base das paredes periféricas.

4.3. LOCALIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DA FACHADA

Geralmente, podem-se encontrar três sistemas de estruturas de contenção de fachadas que variam consoante a sua localização (Highfield e Gorse, 2009):

- Totalmente externo, quando a estrutura está inteiramente fora da fachada;
- Puramente interno, quando localizado por trás da fachada na zona da futura construção;
- Parte interna/externa, quando alguns dos elementos estão fora da fachada e outros estão por trás.

Os sistemas de apoio externos (Figura 4.2), têm a vantagem de não interferirem com a demolição do interior do edifico e posteriormente com os trabalhos de construção. No entanto, têm a desvantagem de obstruir a via pública. Para além disso, em soluções que preveem a execução de fundações para a estrutura de contenção, as mesmas têm normalmente interferência com as infraestruturas enterradas. Os sistemas de apoio interno, por outro lado, deixam a via pública desobstruída, mas podem causar interferência com a demolição do edifício e com a construção nova. Os sistemas externos/internos (Figura 4.3) combinam as vantagens e desvantagens de ambos (Highfield e Gorse, 2009).



Figura 4.2 – Sistema de contenção de fachada totalmente externo no Hotel B&B em Évora (Carldora, s.d.)



Figura 4.3 - Sistema de contenção de fachada com parte interna/externa na reabilitação do Aqueduto de Santa Clara em Vila do Conde (Carldora, s.d.)

4.4. GEOMETRIA DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

4.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Antes de qualquer intervenção, será importante em fase de projeto, uma avaliação da (s) fachada (s) a manter, nomeadamente o estado de conservação, a configuração e o espaço envolvente. Para além disso, a solução dependerá também do número e posição das fachadas a manter e da posição e do número dos pisos a construir. Estes aspetos, em conjunto com os estudos preliminares já descritos, permitirão um correto dimensionamento das estruturas de contenção, de modo a que o novo edifício seja construído com segurança desde os trabalhos de demolição aos trabalhos de construção (HSE, 1992).

Em alguns casos o encerramento da via publica torna-se necessário, devido não só à construção da estrutura de contenção, mas também para proteger a mesma de possíveis embates de veículos, que poderão colocar em risco a segurança da fachada. Também poderão justificar-se obras de reparação da fachada antes da montagem da estrutura de contenção, consoante o seu estado de conservação. A instalação da estrutura e retirada de paredes estruturais / andares deve ser levada a cabo numa sequência predeterminada, para garantir que a integridade da estrutura é mantida durante toda a fase de demolição. Finalmente, quando o novo edifício e a fachada forem ligados entre si estruturalmente, o escoramento provisório pode ser removido com segurança (HSE, 1992).

4.4.2. ESCORAMENTOS INCLINADOS (RANKING SHORES)

Neste tipo de estrutura são utilizados escoramentos inclinados, que transmitem as cargas provenientes da fachada para a fundação (Figura 4.4). A chapa de solda que é utilizada na fundação deve ter uma determinada inclinação e deve ser de secção e tamanho adequado.

Devido à inclinação dos escoramentos, estes permitem uma combinação de esforços verticais e horizontais. Como os esforços na fachada podem surgir nos dois sentidos, estas estruturas têm de estar preparadas para trabalhar quer à compressão, quer à tração. A sua inclinação preferencial varia entre os 45º e os 75º e o seu espaçamento ao longo da fachada pode variar entre 3 a 4,5 metros (Mishra, 2012).

Este tipo de contenção apresenta como principais vantagens a sua simplicidade estrutural, uma reduzida quantidade de material e facilidade de construção (Sousa, 2012). No entanto, é um sistema que ocupa muito espaço, não sendo por vezes possível a sua montagem no exterior de fachadas, nomeadamente em arruamentos estreitos. Quando montado no interior da fachada, dificulta ou mesmo impossibilita os trabalhos de escavação, contenção periférica e construção do edifício novo.

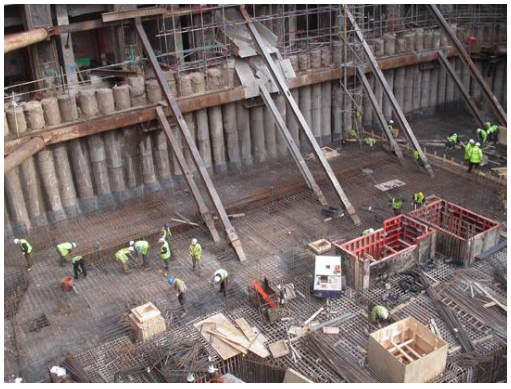


Figura 4.4 - Escoramentos inclinados no Hotel Silken em Londres (Knight Build Limited, 2006)

4.4.3. ESCORAMENTO AÉREO (FLYING SHORE)

4.4.3.1. Descrição geral

O escoramento aéreo consiste num tipo de estrutura de contenção em que são utilizadas escoras e tirantes de canto, ligadas a um edifício adjacente e a uma malha que vai rigidificar a fachada. Sendo assim, os esforços da fachada são transmitidos totalmente à construção adjacente, dispensando a ligação ao solo por fundações, o que para além de tornar a estrutura de contenção mais económica, evita a possível interferência das fundações com os serviços enterrados.

A execução destas estruturas está dependente da qualidade e da localização das construções adjacentes. Geralmente é utilizada no interior dos edifícios, podendo funcionar em simultâneo com outras soluções, como se verá mais adiante.

A sua estrutura é composta vigas de distribuição, coplanares com a fachada, que se ligam aos escoramentos de canto, possibilitando assim a ligação com as restantes paredes e o controlo dos deslocamentos relativos entre essas estruturas (Figura 4.5).



Figura 4.5 - Escoramento aéreo em fachadas perpendiculares no Hotel Santa Justa em Lisboa (Carldora, s.d.)

A montagem da estrutura é feita de cima para baixo, e inicia-se durante os trabalhos de demolição. À medida que se vai demolindo o edifício, vai se montando a estrutura de contenção. A Figura 4.6 pretende ilustrar o processo construtivo da montagem do escoramento aéreo pelo interior.

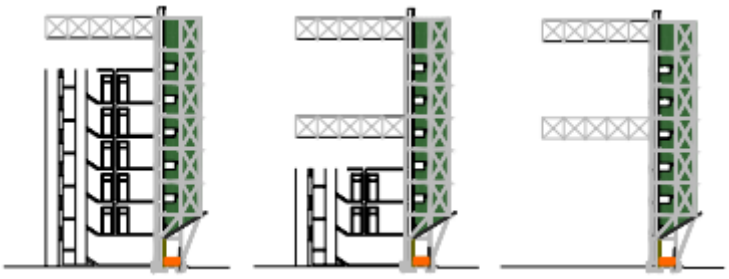


Figura 4.6 - Demolição e montagem da estrutura de contenção interior (Gomes e Oliveira, s.d.)

Este sistema de contenção tem a vantagem de não interferir com os trabalhos de escavação e contenção periférica. Pode no entanto interferir com a passagem da grua nos locais junto à fachada, dificultando a passagem de plataformas elevatórias de transporte de pessoas por exemplo, sendo por isso importante a geometria e espaçamentos das escoras utilizado.

4.4.3.2. Ligação entre empenas

Quando se procede à demolição de edifícios em banda, surge muitas vezes a necessidade de ligar as empenas dos edifícios vizinhos por meio de escoramentos aéreos, devido ao desaparecimento do efeito de confinamento que existia antes da demolição do edifício (Figura 4.7). Em certos casos, a execução bem como o comportamento destes escoramentos está dependente da localização relativa das lajes dos pisos dos edifícios vizinhos, podendo levar à adoção de outras soluções de contenção.



Figura 4.7 – Escoramento aéreo entre empenas de edifícios vizinhos na Rua Pascoal de Melo em Lisboa

4.4.3.3. Edifícios isolados

Nos edifícios isolados, a ideia será utilizar a disposição das paredes de fachada para ligação da estrutura de contenção. Em simultâneo poderá utilizar-se o escoramento de canto para garantir a estabilidade entre fachadas. Sendo assim, nestes casos, a geometria da contenção depende da disposição relativa entre fachadas, do número e do desenho das fachadas a conter.

Se houver necessidade em manter todas as fachadas de um edifício isolado, a solução poderá passar pela montagem de um sistema estrutural em torre que servirá de suporte aos perfis horizontais em contato com a fachada (Figura 4.8).

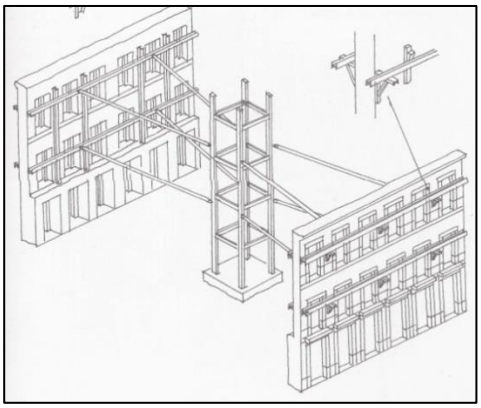


Figura 4.8 - Contenção de duas fachadas opostas com recurso a uma torre central (Mascarenhas, 2012)

4.4.4. SISTEMAS EM CONSOLA (VERTICAL SHORES)

Ao contrário do escoramento aéreo, o sistema em consola dispensa a utilização dos escoramentos horizontais de canto, utilizando apenas as vigas de distribuição, que ficam encastradas em fundações no solo.

Os sistemas em consola são normalmente utilizados em fachadas isoladas de pequena altura (máximo 12 metros), em edifícios cujo interior não será demolido ou em complemento com o sistema de escoramento aéreo. A limitação em altura deve-se ao sistema em consola, que para cargas demasiado excêntricas, exigiria um dimensionamento das sapatas por vezes incompatível com o espaço existente ou que teria interferência com as fundações da fachada (Cruz, 2008).

Quando as fundações são realizadas pelo exterior da fachada, têm a vantagem de não interferir com os trabalhos de escavação, podendo no entanto apresentar interferência com as infraestruturas enterradas. Quando realizado pelo interior, o sistema em consola poderá servir em simultâneo para a contenção periférica, como por exemplo para a construção de uma parede tipo Berlim (Figura 4.9). O sistema no geral é de fácil execução e ocupa pouco espaço, quer pelo interior, quer pelo exterior da fachada. Em muitos casos, surge a necessidade em executar a estrutura de contenção pelo interior e exterior em simultâneo, uma solução que confere maior segurança para a estabilidade da fachada e que reúne as vantagens e desvantagens de cada solução.

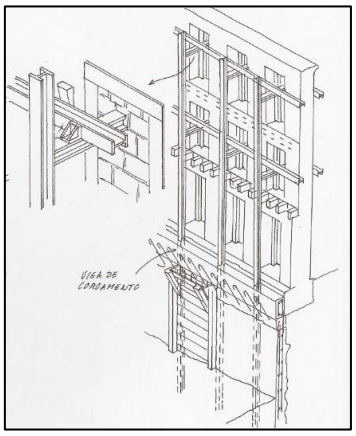


Figura 4.9 - Escoramento vertical associado à construção de um muro de Berlim (Mascarenhas, 2012)

4.4.5. SISTEMAS EM PÓRTICO (DEAD SHORES)

Estes sistemas são constituídos por perfis horizontais e verticais, podendo conter também perfis na diagonal, que servem de contraventamento, formando assim um pórtico. Estes são ligados diretamente às fundações que normalmente são materializadas por uma sapata em comum ou por sapatas individuais ligadas por vigas de fundação, para impedir a ocorrência de assentamentos diferenciais. A ligação com a fachada poderá ser feita através de perfis horizontais, coplanares com a mesma e distribuídos ao longo dos vários pisos (Cruz, 2008). Ao contrário do que acontece no escoramento aéreo, os sistemas em pórtico são montados antes do início da demolição do interior do edifício (Figura 4.10).

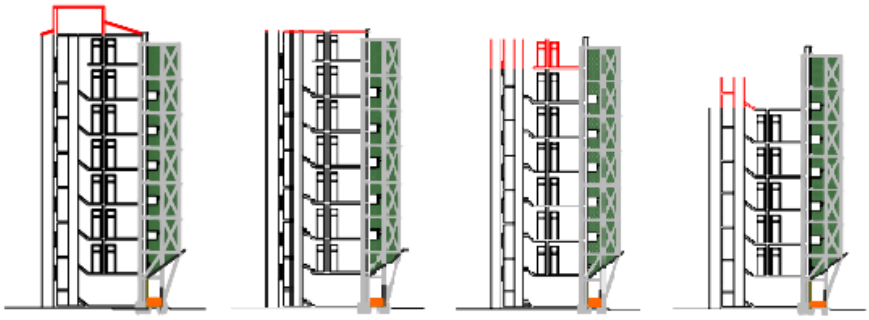


Figura 4.10 - Processo de demolição com sistema em pórtico pelo exterior (Gomes e Oliveira, s.d.)

Estas estruturas localizam-se normalmente pelo exterior (Figura 4.11), podendo por vezes existir no interior das fachadas, em casos de estruturas de contenção definitivas, utilizadas em obras de reabilitação estrutural (Figura 4.12). Quando localizadas no exterior, têm a vantagem de não interferir com os trabalhos de demolição e escavação, podendo no entanto apresentar interferência com as infraestruturas enterradas devido à execução de fundações.



Figura 4.11 - Contenção em pórtico utilizada no Hotel Palácio das Cardosas no Porto (Carldora, s.d.)

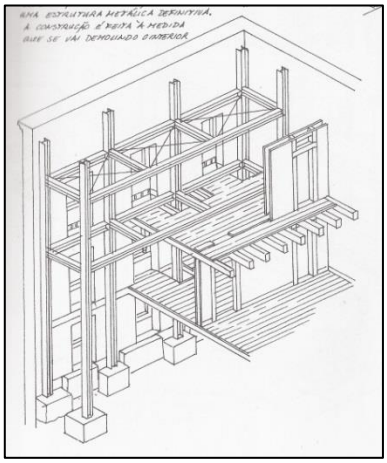


Figura 4.12 - Contenção em pórtico feita pelo interior da fachada (Mascarenhas, 2012)

O sistema em pórtico é o mais utilizado devido à sua facilidade de adaptação a qualquer fachada, independentemente da sua geometria e estado de conservação (Cruz, 2008). É também um sistema versátil, que comporta alterações na sua geometria, mantendo sempre o seu funcionamento estrutural. Permite por exemplo a passagem para peões, criação de zonas de estaleiro e abertura para passagem de máquinas (Figuras 4.13 e 4.14).

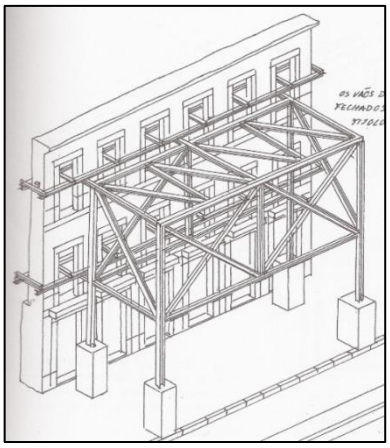


Figura 4.13 – Sistema em pórtico com passagem para peões (Mascarenhas, 2012)

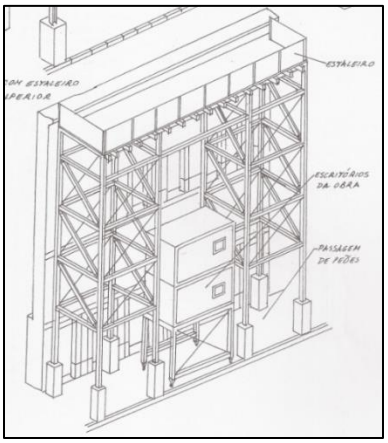


Figura 4.14 – Sistema em pórtico com passagem para peões e zonas e estaleiro (Mascarenhas, 2012)

Como desvantagens, este sistema apresenta uma elevada complexidade estrutural devido ao elevado número de perfis utilizados, sendo de difícil execução e por isso uma solução bastante morosa. Para além disso, implica um elevado investimento económico, que no entanto poderá ser amortizado com a reutilização noutras obras, rentabilizando assim o seu investimento (Cruz, 2008).

4.4.6. SISTEMAS COM APROVEITAMENTO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO

Em alguns casos, poderá recorrer-se aos elementos estruturais do próprio edifício para contenção de algumas fachadas. Poderão ser utilizadas gaiolas pombalinas (Figura 4.15) ou mesmo, vigas de pavimento (Figura 4.16), desde que apresentem bom estado de conservação. À medida que se vai demolindo o edifício, deixam-se os elementos estruturais de contenção, podendo-se reforçar a ligação destes com a fachada. No caso das gaiolas pombalinas, caso existam elementos em pior estado de conservação, estes poderão ser substituídos.

Trata-se obviamente de uma solução economicamente apetecível e amiga do ambiente, em que se utilizam os elementos estruturais do antigo edifício como suporte de construção de um edifício novo.

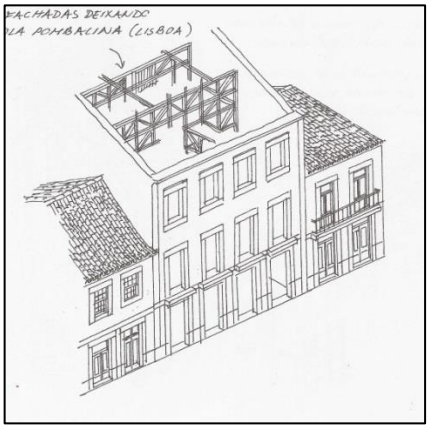


Figura 4.15 – Contenção de fachadas deixando parte da gaiola pombalina (Mascarenhas, 2012)

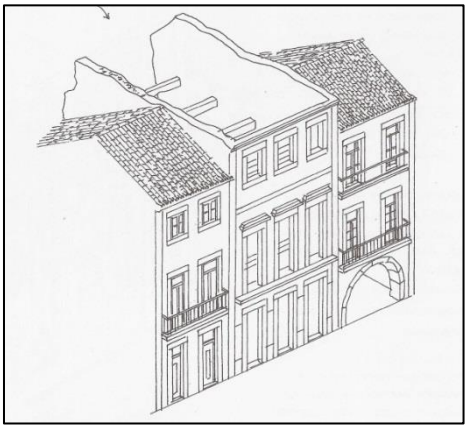


Figura 4.16 – Contenção de fachadas deixando as vigas do pavimento (Mascarenhas, 2012)

4.4.7. SISTEMAS MISTOS

Como foi visto até agora, cada sistema de contenção apresenta vantagens e desvantagens, assim como campos de aplicação diferentes. A ideia dos sistemas mistos, será a utilização de vários sistemas diferentes (Figura 4.17), de modo a potenciar as funções de cada um. São geralmente utilizados em contenções de grandes fachadas e proporcionam vantagens económicas e aceleração do processo de construção.



Figura 4.17 – Escoramento aéreo em simultâneo com torres no Largo do Intendente em Lisboa (Carldora, s.d.)

4.5. FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As fundações dos sistemas de contenção de fachadas podem variar consoante a geometria da estrutura adotada, a altura do edifício, o tipo de solo e a existência de serviços ou outras infraestruturas enterradas. Poderão ser materializadas através de sapatas isoladas (Figura 4.18) ou ligadas por vigas de fundação para minimizar deslocamentos relativos, sapatas corridas e maciços de betão. Em certos casos, poderá recorrer-se ao uso de estacas ou microestacas (Figuras 4.19), consoante as características do solo, os esforços transmitidos, existência de caves ou infraestruturas enterradas, recursos financeiros e prazos de execução. Em relação aos maciços, estes poderão ser isolados, contínuos ou ligados por vigas de fundação (Cruz, 2008).



Figura 4.18 - Fundações do sistema em pórtico na reabilitação do Aqueduto de Santa Clara em Vila do Conde (Carldora, s.d.)



Figura 4.19 - Fundações do sistema em pórtico no Hotel Porto Bay (Carldora, s.d.)

4.6. FIXAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO À FACHADA

4.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os fixadores constituem uma parte essencial das estruturas de contenção. A sua escolha dependerá essencialmente do tempo de vida da estrutura. No caso de estruturas permanentes, exigem-se ligadores

que apresentem um desempenho satisfatório, durabilidade e resistência ao fogo. No caso de estruturas temporárias, o seu desempenho continua a ser importante, mas a exigência ao nível da durabilidade não é tão elevada. O desempenho requer que o tipo de fixação escolhido seja adequado para o material da fachada, e que seja instalado de forma competente. A maioria dos problemas com fixações surge a partir de uma escolha inadequada do tipo de fixação para o material da fachada e/ou práticas de instalação pobre (Construction Construction Fixings, 2004).

A capacidade de fixação de cada fixador depende tanto do espaçamento entre outros fixadores e da distância a uma aresta livre adjacente. Quando maior for a profundidade do fixador, mais segura é a ligação. A instalação de fixadores com inclinação, irá fornecer um grau de ancoragem no material da fachada, que irá melhorar o desempenho da ligação. Irá portanto aumentar o fator de segurança para o número necessário de fixações, mas sem diminuição do número de ligações necessárias.

4.6.2. TIPOS DE FIXADORES

4.6.2.1. Fixador de paredes finas (Thin walled sleeve anchors)

São fixadores de expansão que são controlados pelo torque. O aperto da porca ativa o mecanismo de expansão e o poder de fixação do fixador dentro do material está diretamente relacionado com o torque de aperto utilizado. Podem ser utilizados em betão e em paredes de alvenaria, consoante o seu posicionamento dentro das mesmas. Não pode ser utilizado em paredes de tijolo. O seu processo de instalação, ilustrado na Figura 4.20, inicia-se com a furação na parede e em seguida limpa-se o furo soprando. Introduz-se o fixador, sem necessidade de recorrer à bucha química. Finaliza-se o processo, apertando a porca segundo as instruções do fabricante ou do projetista (Construction Construction Fixings, s.d.).

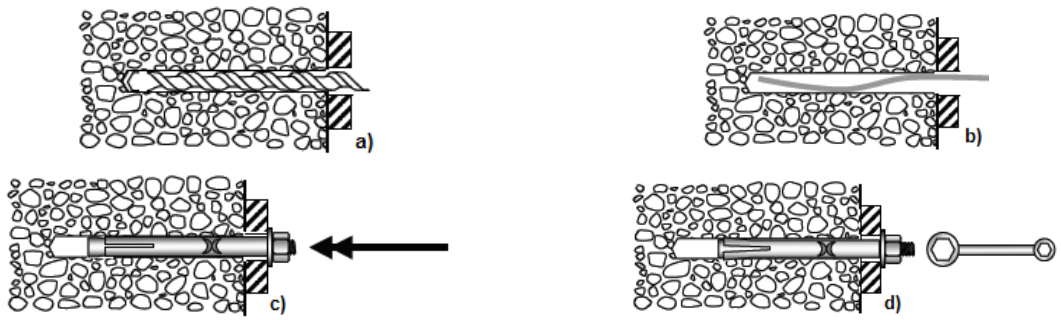


Figura 4.20 – Processo construtivo: a) furação na parede; b) limpeza do furo; c) introdução do fixador; d) aperto com a porca (Construction Construction Fixings, s.d.)

4.6.2.2. Fixadores químicos para alvenaria solida (Resin anchors in solid masonry)

Estes fixadores são adequados para as paredes de alvenaria de pedra com composição sólida, sem a presença de grandes vazios. Devido à utilização do material químico, funcionam satisfatoriamente em ambientes com temperaturas até ± 40º e apresentam uma resistência ao fogo ligeiramente menor em relação aos fixadores que não utilizam material químico. A sua fixação, ilustrada na Figura 4.21, inicia-se com a furação, recorrendo a uma torna. Limpa-se o furo e em seguida injeta-se bucha química, coloca-se a rosca, e ajusta-se a ligação com a porca (Construction Construction Fixings, 2004).

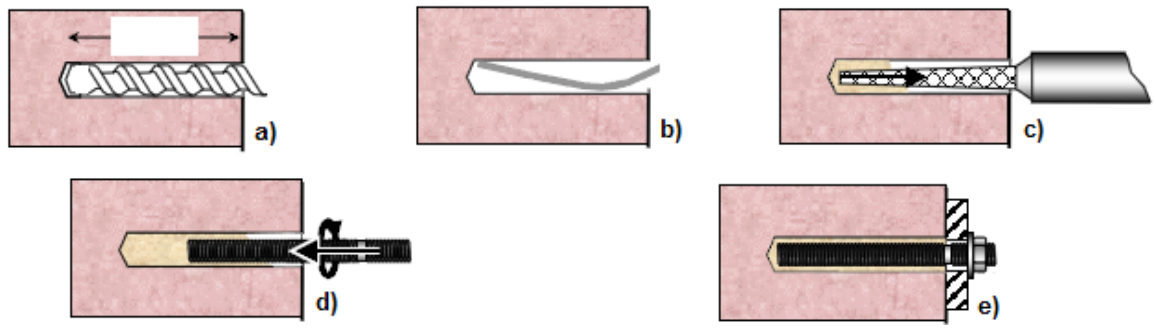


Figura 4.21 – Processo construtivo dos fixadores químicos: a) furação na parede; b) limpeza do furo; c) injeção da bucha química; d) introdução do fixador; e) aperto com a porca (Construction Construction Fixings, 2004)

4.6.2.3. Fixadores químicos para alvenaria com vazios (Resin anchors in hollow materials)

Os fixadores químicos para alvenaria com vazios são destinam-se às paredes de alvenaria fraca e com presença de vazios. Estes diferenciam-se dos restantes apresentados, pela utilização de uma camisa antes da introdução da bucha química, que contribui para a consolidação da alvenaria, ajuda na fixação e controla a quantidade de resina utilizada. O seu processo de instalação apresenta-se na Figura 4.22.

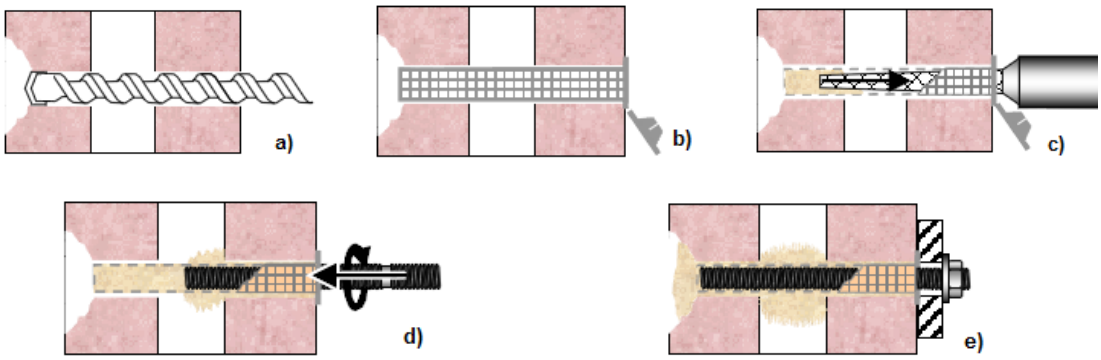


Figura 4.22 - Processo construtivo dos fixadores químicos para alvenaria com vazios: a) furação na parede; b) limpeza do furo e introdução da camisa; c) injeção da bucha química; d) introdução do fixador; e) aperto com a porca (Construction Construction Fixings, 2004)

4.6.2.4. Seleção dos fixadores

A prática corrente na contenção de fachadas de alvenaria parece dar mais utilização aos fixadores químicos como meios de fixação, apesar dos tipos descritos acima apresentarem características de interesse em casos particulares.

As características da fachada apresentam-se como um fator importante na escolha do tipo de fixador, sendo por isso importante, para além da inspeção visual, a utilização de técnicas de diagnóstico não destrutivas, como por exemplo os ensaios ultrassónicos (Branco et al., s.d.). Estes permitirão uma identificação do tipo de seção da parede, nomeadamente do número de paramentos, e da sua morfologia, identificando a presença de grandes vazios e de outros materiais distintos, como por exemplo a madeira, no caso de paredes de alvenaria mista.

Os requisitos de durabilidade, principalmente no caso de estruturas de contenção permanentes, devem ser tomados em conta. A escolha por fixadores constituídos por aço inoxidável são normalmente apropriados, pois evitam o aparecimento de manchas de ferrugem. O grau de aço inoxidável deverá estar de acordo com as condições de exposição da fachada.

4.7. REFORÇO DAS PAREDES RESISTENTES DE ALVENARIA

4.7.1. ENQUADRAMENTO

Nos edifícios em que se executa uma contenção de fachada apresentam geralmente paredes exteriores de elevada espessura compostas por alvenaria de pedra irregular. Como consequência das cargas verticais (natureza gravítica), cargas horizontais (impulsos de terras, ação do vento e especialmente os sismos) e a própria degradação dos materiais, as características mecânicas das alvenarias apresentam-se normalmente alteradas. Para além disso, podem existir deficiências ao nível da execução, quando não existem blocos de grandes dimensões, os perpianhos, que atravessam toda a espessura da parede, levando à sua fendilhação vertical, dividindo-a em dois planos. Esta proporciona e agrava problemas de infiltração, ajudando no processo de degradação destas paredes. As soluções de reforço e consolidação podem passar por em injeções, para reparação de fendas e vazios, substituição de material degradado, adição de elementos metálicos para ligação de elementos e adição de betão (Appleton, 2003).

Se existe a necessidade em manter uma fachada que apresenta um determinado valor patrimonial, há então que acautelar a sua segurança estrutural e, quando possível, manter a sua estética. Sendo assim, aparecem as técnicas de intervenção estrutural em paredes de alvenaria, que reforçam a sua segurança, e são escolhidas de acordo com os materiais existentes, estado de degradação e depois de identificadas as causas das anomalias. Estas técnicas são aplicadas depois de montada a estrutura de contenção, para em conjunto criarem condições de estabilidade durante a construção do novo edifício e em especial durante a execução de caves.

Das técnicas existentes para reforço das paredes de alvenaria mencionadas acima, optou-se por analisar apenas a solução adotada no caso de estudo desta dissertação, as lâminas de betão.

4.7.2. APLICAÇÃO DE LÂMINAS DE BETÃO

Esta técnica poderá ser aplicada em paredes que estão em bom estado geral, mas que apresentam degradação superficial (Roque e Lourenço, 2003) ou em intervenções mais profundas de paredes muito degradadas (Appleton, 2003). A diferença reside na espessura da lâmina de betão utilizada, que em casos de degradação superficial varia entre 0,02 e 0,03 m (Roque e Lourenço, 2003) e em situações mais críticas poderá chegar aos 0,30 m (Appleton, 2003).

Materializa-se através da colocação no interior da parede de uma malha de armadura fixada à parede através de pregagens e em seguida aplica-se o betão (Figura 4.23). Este poderá ser moldado (Figura 4.24) ou projetado (Figura 4.25), sendo que o segundo tem a vantagem de dispensar o uso de cofragens. Os materiais que poderão ser utilizados para a armadura são: malha electrossoldada, com varões de pequeno diâmetro, malhas de metal distendido, rede de fibra de vidro e fibras curtas, sintéticas ou aço (Roque e Lourenço, 2003).

Pelo exterior da parede não são utilizadas armaduras e a lâmina de betão apresenta-se geralmente mais fina, devido ao alinhamento com as paredes adjacentes e ao próprio projeto de arquitetura. Nestes casos, a assimetria das espessuras das lâminas de betão entre zona interior e exterior da parede coloca

em causa o confinamento pretendido, principalmente por razões ligadas à resistência aos sismos. Esta situação poderá ser ultrapassada através de um aumento significativo da lâmina interior, fazendo com que o reboco participe no reforço da parede, aumentando as suas características de resistência (Appleton, 2003). Para reforçar a coesão da estrutura, poderá ainda ligar-se as duas lâminas de betão recorrendo a grampos de fixação em furos preenchidos com argamassa de injeção (Figura 4.26).

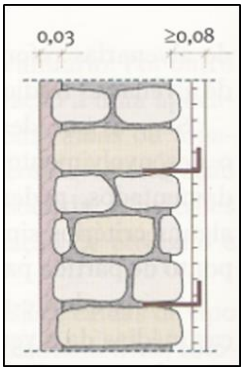


Figura 4.23 – Pormenor de fixação da malha de armadura à alvenaria (Appleton, 2003)



Figura 4.24 – Aplicação de lâmina interior de betão moldado (Appleton, 2003)

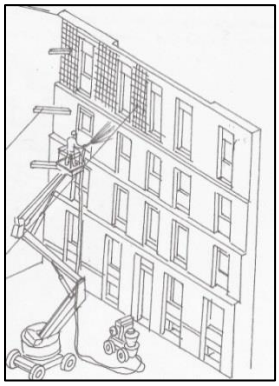


Figura 4.25 - Projeção de reboco na fachada (Mascarenhas, 2012)

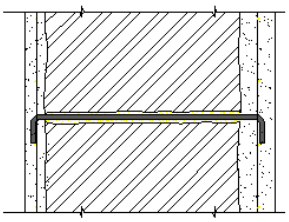


Figura 4.26 - Ligação das duas lâminas

5
CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM MEIO URBANO CONSOLIDADO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA AS ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS

Estruturas de contenção flexíveis são aquelas que permitem alterações na distribuição e grandeza das pressões do terreno, por apresentarem deformabilidade suficiente, modificando por consequência os esforços na própria estrutura (Matos Fernandes, 1983). São frequentemente designadas por cortina ou parede e as suas soluções passam frequentemente pelo betão armado, no caso das cortinas de estacas por exemplo, ou recorrendo a estruturas metálicas, como é o caso das cortinas estaca-prancha. Existem também soluções mais recentes como as colunas Jet Grouting, também utilizadas no reforço de fundações. Existe portanto uma grande panóplia de soluções, devido à grande aplicabilidade destas estruturas, havendo diferenciação nos elementos que as compõem, dos materiais e dos processos constritivos.

As estruturas de suporte flexíveis, em relação às condições de apoio, poderão ser autoportantes, mono-apoiadas ou multi-apoiadas. Numa cortina autoportante, a estabilidade da estrutura de suporte de terras face aos impulsos de terras induzidos pelo maciço suportado é garantida apenas pela parte enterrada da cortina. Em relação às cortinas mono e multi-apoiadas, estas podem ser escoradas e/ou ancoradas e ter um (no caso de mono-apoiada) ou vários níveis de apoio (no caso de multi-apoiadas), consoante as características do tereno e a altura da contenção. As estruturas que são ancoradas têm a vantagem de manterem o espaço livre no interior da escavação, não interferindo nos trabalhos de construção. As estruturas que são escoradas apresentam vantagens associadas à não transmissão de cargas verticais à parede de contenção mas, em contrapartida necessitam de desmantelamento das escoras após a construção da estrutura final dos pisos enterrados.

Devido à sua aptidão para realização de escavações profundas sem causar danos nas infraestruturas e estruturas vizinhas, mesmo em condições muito desfavoráveis, as estruturas de suporte flexíveis têm sido cada vez mais utilizadas, principalmente nos centros urbanos, densamente habitados. Para além disso, estas estruturas permitem incorporação da estrutura definitiva, desempenhando funções de fundação, impermeabilização e revestimento, tornando-se por isso economicamente vantajosas (Matos Fernandes, 1983).

5.1.1. DIAGRAMAS DE PRESSÕES DE TERRAS

Na tentativa de determinar os diagramas de pressões aparentes em paredes flexíveis escoradas, fizeram-se várias experiencias que consistiam basicamente na medição da força nas escoras, dividida pela sua área de influência (Figura 5.1). No entanto, chegou-se à conclusão que esses diagramas

assumiam diferentes valores em diferentes escoras, durante os trabalhos de escavação. A razão para esse fato, deve-se ao caracter faseado do processo construtivo, que proporciona diferentes configurações de pressões à medida que se vai escavando o terreno e aplicando os escoramentos. Tem-se portanto um problema de interação solo-estrutura, em que a determinação da pressão no contato entre solo e estrutura é o resultado de um processo de interação (Matos Fernandes, 1983).

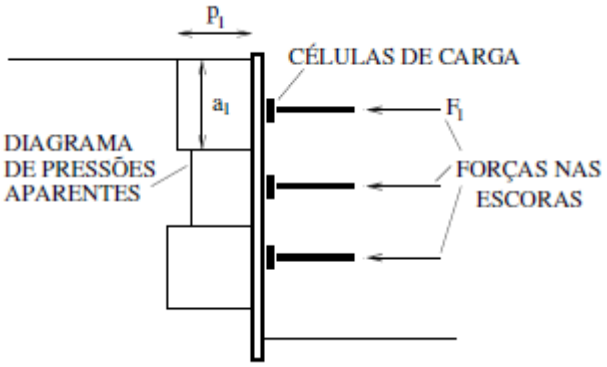


Figura 5.1 – Diagrama de pressões aparentes a partir das forças medidas nas escoras (Guerra, 2008)

Terzaghi e Peck, após várias experiências em estruturas de contenção escoradas, determinaram os diagramas de pressões aparentes, ilustrados na Figura 5.2, que pretendem constituir envolventes dos esforços nas escoras que podem ocorrer em escavações em solos do mesmo tipo, sem que se recorra às pressões que efetivamente exercem na parede (Matos Fernandes, 1983). Esses diagramas permitem então estimar a força em cada escora, que serão posteriormente multiplicados por fatores da ordem de 1,2 e 2, para o caso de solos arenosos e argilosos, respetivamente (Guerra, 2008).

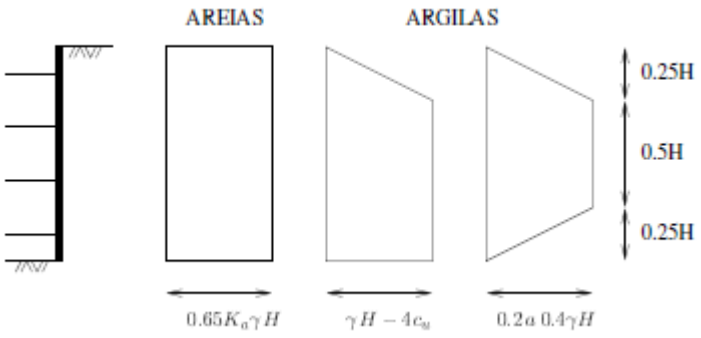


Figura 5.2 – Diagramas de Terzaghi e Peck (Guerra, 2008)

5.1.2. CORTINAS ANCORADAS

As ancoragens pré-esforçadas seladas no terreno poderão substituir as escoras, pela redução do tempo de construção e por deixarem livre a zona de escavação. No caso destas cortinas, o objetivo consiste na determinação da força de pré-esforço a aplicar nas ancoragens, que irá influenciar o comportamento da cortina e do terreno suportado, com deslocamentos compatíveis com o meio envolvente. No

entanto, essa força não é calculada com base no esforço máximo a que as ancoragens estão sujeitas, mas antes de forma a equilibrar os diagramas de Terzaghi e Peck, ou seja, com base nas configurações que a estrutura de contenção flexível apresenta ao longo das sucessivas fases de escavação (Guerra, 2007).

5.1.2.1. Funcionamento da cortina ancorada

Enquanto que, nas cortinas escoradas o equilíbrio é mantido essencialmente através da elevada rigidez axial das escoras, nas cortinas ancoradas tal não acontece. Estas cortinas são materializadas por elementos de apoio, as ancoragens, que apresentam rigidez inferior à das escoras (sem considerar a carga de pré-esforço aplicada) e que, segundo Guerra (2007), não é essa rigidez que a responsável pela limitação dos deslocamentos.

Analisa-se agora a contribuição da alteração do estado de tensão no funcionamento das cortinas ancoradas. A Figura 5.3 representa a evolução do estado de tensão num elemento de solo suportado por uma cortina ancorada, em que as abcissas correspondem aos deslocamentos e as ordenadas à tensão desviatória. As tensões σ_1 e σ_3 são principais e admite-se que se mantém principais durante a escavação e a aplicação do pré-esforço.

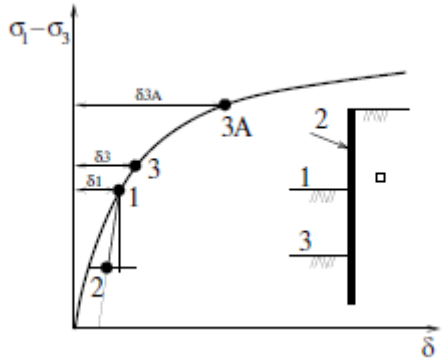


Figura 5.3 – Representação esquemáticas da evolução do estado de tensão num elemento de solo suportado por uma cortina ancorada (Guerra, 2007)

A primeira etapa corresponde à primeira fase de escavação, em que a tensão vertical, σ_1, se mantém constante, havendo no entanto uma diminuição da tensão horizontal, σ_3, levando assim a um incremento da tensão desviatória, $\sigma_1 - \sigma_3$, levando à evolução da tensão-deformação representada pela fase 1. Com a aplicação do pré-esforço, considera-se que apenas a tensão horizontal sofre alteração, levando a um aumento da tensão desviatória representado pela fase 2. Executando-se novamente uma escavação, irá causar novamente uma um acréscimo da tensão desviatória, havendo uma evolução da curva de tensão-deformação para a fase 3, que corresponde a uma deformação $\delta 3$. Caso não se tivesse realizado o pré-esforço, a curva de tensão-deformação evoluiria desde a fase 1 até à fase 3A, representada na Figura 5.3, levando assim a uma deformação final de $\delta 3A$, superior à $\delta 3$ e mais próxima da rotura. Sendo assim, conclui-se que a alteração do estado de tensão que o solo experimenta devido às ancoragens, irá contribuir para o bom funcionamento das cortinas ancoradas.

5.2. PAREDES DE BERLIM COMO ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS EM MEIO URBANO

5.2.1. ENQUADRAMENTO

As paredes de contenção *tipo Berlim definitiva* (Figura 5.4) derivam das paredes de contenção *tipo Berlim provisoria* ou tradicional (Figura 5.5), que tiveram a sua génese na Alemanha, tendo sido muito usadas no período que antecedeu a Segunda Guerra Mundial. As duas estruturas diferem essencialmente pelo fato da cortina provisória ser materializada com perfis metálicos e pranchas de madeira ao passo que a definitiva é materializada com um paramento de betão.



Figura 5.4 – Construção de paredes de contenção *tipo Berlim definitiva* ancorada (Pinto, 2008)



Figura 5.5 – Estrutura de *construção tipo Berlim provisoria* ancorada (Vila Pouca, 2013)

Como já foi referido, existem hoje em dia muitas soluções de estruturas de suporte a que se podem recorrer. No caso das obras de reconstrução em zonas históricas em que se prevê a manutenção da fachada, geralmente o único local de acesso ao recinto da obra passa pela mesma, estando o equipamento necessário à construção da estrutura de suporte limitado pela dimensão das aberturas da fachada, diminuindo assim as soluções possíveis. Neste contexto, as *paredes tipo Berlim* apresentam-se como preferenciais, uma vez que apresenta baixos níveis de vibração e ruído, necessita geralmente de trados para furação do terreno com dimensões compatíveis com as aberturas da fachada, apresenta um bom rendimento a nível de área útil, devido à baixa espessura da parede, e a nível económico torna-se vantajosa. É no entanto, uma solução que implica a descompressão do solo, uma vez que a escavação é feita antes da realização da contenção, sendo extremamente importante o cumprimento do seu faseamento construtivo.

5.2.2. PAREDES TIPO BERLIM PROVISORIAS

Os trabalhos para a construção destas estruturas iniciam-se com a colocação prévia dos perfis metálicos verticais H ou I, em furos realizados na periferia da área a escavar. Os perfis são colocados com os banzos paralelamente à parede e através da sua inercia à flexão absorvem as pressões do terreno. A disposição dos perfis facilita, sob o ponto de vista construtivo, a colocação entre eles das

pranchas de madeira (Figura 5.6), que lhes transmitem a totalidade das pressões do terreno do lado "ativo".

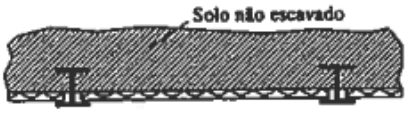


Figura 5.6 - Estrutura *tipo Berlim provisoria* com as pranchas de madeira no lado interior das abas dos perfis verticais (Guerra et al., 2003)

A escolha por perfis deste tipo poderá justificar-se pelo fato de possíveis momentos fletores serem mais prováveis naquela direção, devido às ações impostas pelo pré-esforço nas ancoragens e pelas pressões no terreno. No entanto, em situações de esforço normal predominante, torna-se mais adequada a utilização de perfis tubulares ou de forma semelhante (Guerra, 1999).

Depois de colocados os perfis, estes são selados através de uma calda de cimento ou betão, sendo depois iniciada a escavação das terras com gruas escavadoras, colocando-se as pranchas de madeira à medida que a escavação avança.

Relativamente aos elementos de fixação das paredes tipo Berlim, estas preveem uma viga de coroamento no topo dos perfis metálicos de modo a solidariza-los e assim trabalhem em conjunto quando solicitados à ação das pressões de terras. Ainda como elementos de fixação têm-se as ancoragens pré-esforçadas e os escoramentos. Estas podem ser executadas sobre vigas de distribuição colocadas entre os perfis metálicos verticais, ou diretamente sobre os perfis verticais.

Estas paredes permitem grandes avanços diários em termos de área construída e, quando associada às ancoragens pré-esforçadas, permitem a realização de escavações de grande profundidade. Em relação à passagem de água, as pranchas de madeira não oferecem qualquer obstáculo à água contida no tereno de tardoz, tornando-se inviáveis em escavações abaixo do posicionamento do nível freático. Esta situação que poderá ser resolvida recorrendo ao betão projetado ou a painéis de betão armado pré-fabricado. Não são também indicadas em solos arenosos sem coesão.

5.2.3. PAREDES TIPO BERLIM DEFINITIVAS

Nestas estruturas, os perfis verticais não contribuem para a rigidez à flexão, ao contrário do que acontece nas estruturas *tipo Berlim provisorias*, uma vez que essa função é conseguida pelo betão armado, que apresenta maior rigidez à flexão. Os perfis verticais, que ficam incorporados nas paredes de betão armado (Figura 5.7), transmitem então as cargas verticais que provêm do peso próprio da parede de betão e da forte componente vertical das forças das ancoragens, daí que o momento fletor não seja considerado no seu dimensionamento (Guerra, 1999).

Por serem cofradas no seu interior, as paredes *tipo Berlim definitivas*, propiciam um acabamento aceitável, para alguns tipos de ocupação dos pisos enterrados, e um bom aproveitamento da área de implantação do edifício. No entanto, e ao contrário do que acontece com as paredes *tipo Berlim provisorias*, o seu processo construtivo é muito moroso e apresenta fracos rendimentos diários em termos de área de parede. A longo prazo, não garantem estanquidade satisfatória (Pinto, 2008).

É habitual na execução deste tipo de paredes, bem como na execução das paredes *tipo Berlim provisórias*, a escavação atrás dos perfis (Figura 5.8), sendo este método no entanto criticado por se ter

verificado, num determinado caso, a ocorrência de assentamentos atrás da parede três vezes superiores aos que se verificaram quando se optou pelo método construtivo representado na Figura 5.6, em que não se realizou tal escavação. Para contrariar e reduzir, pelo menos em parte, os deslocamentos observados, é prática corrente o recurso a banquetas de solo não escavado (Figura 5.9) na zona dos painéis secundários, devido ao efeito de arco tridimensional que proporcionam (Guerra, 1999).

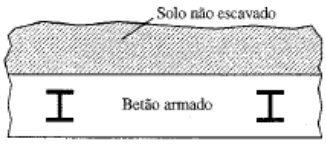


Figura 5.7 - Estrutura *tipo Berlim definitivo* com os perfis verticais incorporados na parede de betão armado (Guerra, 1999)



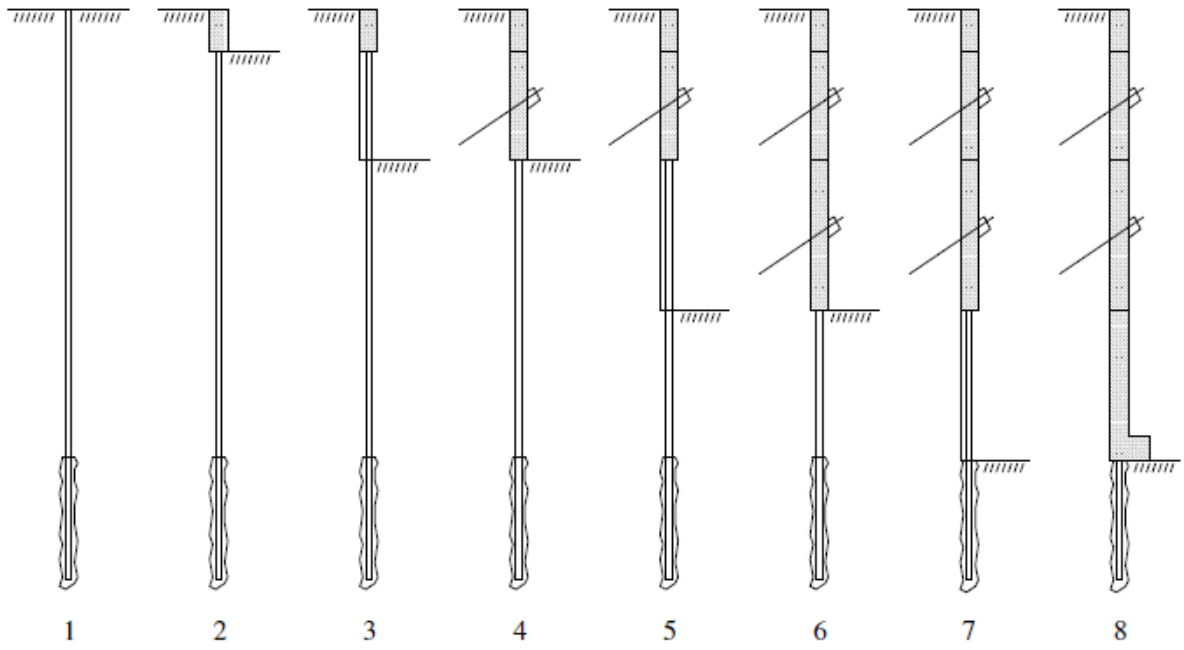
Figura 5.8 - Estrutura *tipo Berlim provisoria* com pranchas no bordo interior dos perfis por intermedio de espaçadores (Guerra, 1999)



Figura 5.9 – Recurso a banquetas de solo não escavado (Pinto, 2008)

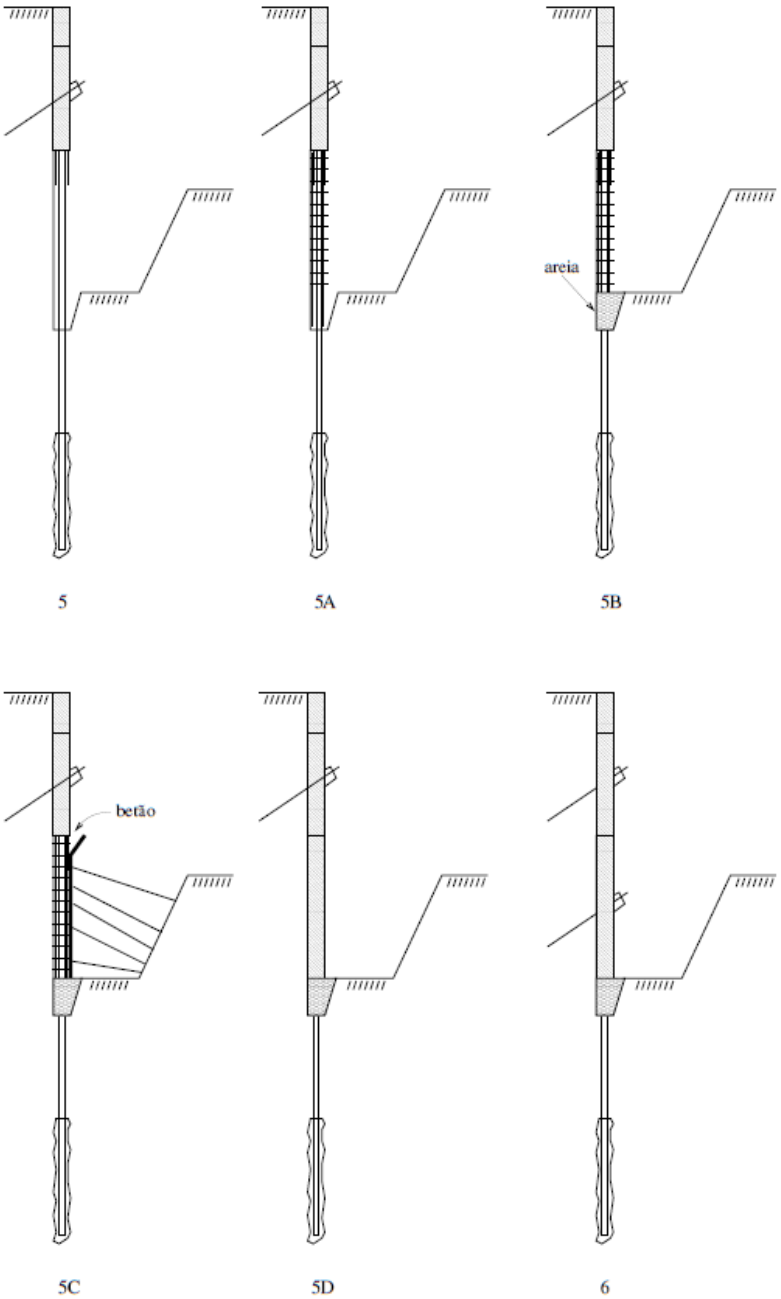
5.2.3.1. Faseamento construtivo

Esta solução de contenção é executada por níveis e em painéis alternados, como ilustrado na Figura 5.10. A Figura 5.11 mostra com maior detalhe as fases de construção 5 e 6. No entanto, as estruturas *tipo Berlim definitivas* podem apresentar no entanto algumas variações, como é o caso das paredes Coimbra, em que não se utilizam perfis verticais e em que as cargas verticais são transmitidas às banquetas de solo não escavado, e as paredes Paris, em que os elementos verticais são constituídos por elementos pré-fabricados de betão armado (Guerra, 1999).



Fase	Descrição
1	furação, instalação dos perfis e selagem
2	execução da viga de coroamento
3	escavação do 1º nível, por painéis alternados
4	execução, por painéis alternados, dos painéis do 1º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
5	escavação do 2º nível, por painéis alternados;
6	execução, por painéis alternados, dos painéis do 2º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
7	escavação do 3º nível, por painéis alternados;
8	execução, por painéis alternados, dos painéis do 3º nível.

Figura 5.10 – Esquema ilustrativo do processo de construção das paredes *tipo Berlim definitivas* (Guerra, 1999)



Fase	Descrição
5	escavação do 2º nível, por painéis alternados;
5A	montagem da armadura;
5B	colocação de almofada de areia na base do painel, para ligação da armadura ao painel do nível seguinte;
5C	instalação da cofragem e betonagem;
5D	retirada da cofragem após a presa do betão; execução do furo para a ancoragem e selagem dos cabos;
6	execução, por painéis alternados, dos painéis do 2º nível; realização e pré-esforço das ancoragens.

Figura 5.11 – Esquema ilustrativo detalhado das fases 5 e 6 (Guerra, 1999)

5.3. INFLUÊNCIA DAS ESCAVAÇÕES NAS CONSTRUÇÕES VIZINHAS

5.3.1. ENQUADRAMENTO

As escavações de face vertical, suportadas pelas estruturas de contenção flexíveis, quando realizadas em meio urbano oferecem cuidados redobrados, especialmente quando os edifícios vizinhos apresentam fragilidades estruturais associadas à sua idade de construção, ausência de pisos enterrados e fundações insuficientes.

Estas escavações provocam movimentos de rotação, translação, distorção e ainda possíveis danos, quando a capacidade de deformação dos edifícios se esgota. Quando esses deslocamentos são pequenos, ou quando existem rotações de corpo rígido, geralmente não existem danos capazes de colocar a segurança dos edifícios em risco, podendo afetar no entanto o seu funcionamento em serviço.

As distorções são provocadas pelos deslocamentos diferenciais que ocorrem no mesmo edifício. Os deslocamentos horizontais diferenciais dão origem a compressões ou extensões de distorção, enquanto os verticais originam distorções de flexão ou corte. Quando são feitas avaliações da resposta de edifícios a deformações do terreno devem ser separadas as parcelas associadas a movimentos de corpo rígido e às distorções, caso contrário é frequente serem feitas considerações demasiado conservativas, principalmente quando os edifícios analisados têm fundações que conseguem absorver esses tipos de deslocamentos (Carvalho, 2013).

5.3.2. ESTIMATIVA DE DANOS EM EDIFÍCIOS PROVOCADOS POR MOVIMENTOS DO TERRENO

Para uma avaliação da classe de danos num determinado edifício, devido aos movimentos provocados pela escavação de terreno, poderá recorrer-se ao cálculo da deformação angular e da distorção angular através das seguintes relações (1) e (2):

$$\varepsilon_h = \frac{\delta_H}{L} \qquad (1)$$

$$\beta = \frac{\delta_V}{L} \qquad (2)$$

Onde δ_H e δ_V correspondem aos deslocamentos máximos medidos no solo, após o final da escavação, e L é o comprimento, no sentido do interior da escavação, da estrutura de referência para a análise de dados. A relação do nível de danos com a distorção angular e a extensão horizontal pode ser estimada com base na Figura 5.12.

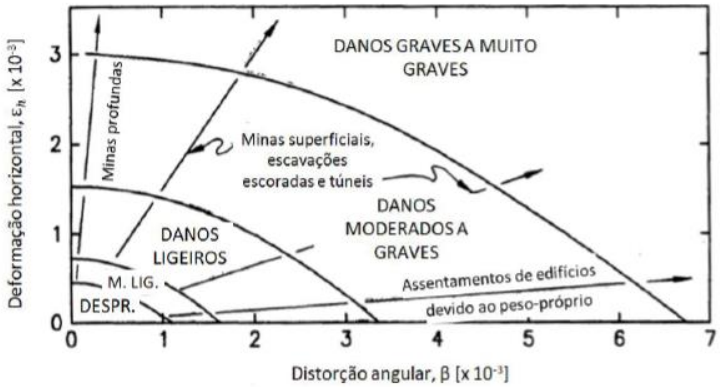


Figura 5.12 – Relação do nível de danos com a distorção angular e a extensão horizontal (Carvalho, 2013)

Estimada a classe de danos, poderá obter-se uma estimativa da abertura das fissuras através da Figura 5.13. Este método pode ser útil para uma avaliação inicial da resposta do edifício, tendo por base valores médios de movimentos do terreno, extensões e inclinações sofridas pelo mesmo para o método construtivo adotado e as características do solo interessado pela escavação (Carvalho, 2013).

Classe de danos	Descrição dos danos[1]	Abertura[2] aproximada de fendas (mm)
Desprezáveis	Fissuras	<0.1
Muito ligeiros	Fendas finas facilmente reparáveis. Possíveis fracturas ligeiras isoladas em edifícios. Fendas em alvenaria exterior visíveis a inspecção detalhada.	<1
Ligeiros	Fendas facilmente injectadas. Reparação provavelmente necessária. Fendas exteriores visíveis, refechamento necessário para protecção contra acção atmosférica. Portas e janelas podem empenar ligeiramente.	<5
Moderados	Fendas podem requerer avivamento e reparação. As fendas recorrentes devem ser remendadas com revestimento adequado. Injecções de selagem, e pode ser necessária a substituição de uma parte da alvenaria exterior. Portas e janelas empenam. Serviços podem ser interrompidos. Fragilidades contra a acção atmosférica.	5 a 15 ou várias fendas >3 mm
Graves	Reparação extensiva envolvendo remoção e substituição de secções de paredes, especialmente por cima de portas e janelas. Caixilhos de portas e janelas distorcidos, declive notável no chão. As paredes inclinam ou incham visivelmente, alguma perde de funções de suporte das vigas. Serviços interrompidos.	15 a 25 Também depende do número de fendas
Muito graves	Reparações importantes necessárias, envolvendo reconstrução parcial ou total. As vigas perdem o suporte, as paredes inclinam perigosamente e requerem escoramento. As janelas partem por distorção. Perigo de instabilidade	Geralmente> 25 Depende do número de fendas

[1]A localização dos danos no edifício ou na estrutura devem ser considerados quando se procede à classificação do grau de danos.
[2]A abertura de fendas é apenas um dos aspectos dos danos e não deverá ser usada somente como uma medida directa destes.
Nota: Modificado por Burland et al. (1977)

Figura 5.13 – Classificação de danos visíveis (Carvalho, 2013)

6
CASO DE ESTUDO – APARTAMENTOS TURÍSTICOS "HAPIMAG"

6.1. ENQUADRAMENTO DA OBRA

6.1.1. LOCALIZAÇÃO E ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Este capítulo destina-se à apresentação do caso estudo desta dissertação que se trata da obra de ampliação do edifício localizado na Rua de São José nº 41. Serão portanto enquadrados os trabalhos necessários à execução do empreendimento dos Apartamentos Turísticos, que o promotor "Hapimag" pretendeu edificar na freguesia de Santo António, concelho de Lisboa. A Figura 6.1 mostra a localização desta obra na cidade de Lisboa, que se situa junto ao final da Avenida da Liberdade, perto da zona dos Restauradores.



Figura 6.1 – Fotografia aérea da localização dos apartamentos turísticos (Earth, 2014)

Na tentativa de encontrar uma idade aproximada para o edifício, percebeu-se que o momento da sua construção não estaria muito distante do da Avenida, uma vez que esta funciona como eixo estruturante de toda a construção vizinha existente.

A Avenida da Liberdade, que teve a sua génese no Passeio Público, é o resultado da primeira estratégia urbanística, após o plano de reconstrução pombalina devido ao grande sismo de 1755, da extensão da cidade para norte, delineado no último quartel do século XIX. O projeto é inaugurado em 1886 e inclui os troços das Ruas Oriental e Ocidental do Passeio, desde a praça dos Restauradores até à Praça da Alegria, terminando da futura zona da Praça do Marquês de Pombal.

Sendo assim, pode-se estimar que a construção do edifício em estudo, remonta para o último quartel do século XIX, estando a sua construção inserida naquela que foi a construção pombalina, mas podendo apresentar algumas técnicas construtivas relacionadas com o aparecimento dos edifícios "gaioleiros", como pode ser observado na Figura 2.3 no Capítulo 2.

6.1.2. TIPO DE OBRAS A EXECUTAR

As obras de ampliação para a construção dos Apartamentos Turísticos implicaram a demolição do edifício existente, incluindo a sua cobertura, interior e fachada de tardoz, preservando no entanto a sua fachada principal (Figura 6.2). Devido às características da fachada, aos trabalhos de demolição e aos condicionalismos da obra, arquitetónicos e de vizinhança, bem como a própria estabilidade da fachada, houve necessidade de montar uma estrutura de contenção provisória que a equilibra-se face às ações horizontais e que fosse compatível com os trabalhos de escavação e contenção periférica.

A escavação no interior do edifício destina-se à construção de dois pisos enterrados (Figura 6.3), efetuada ao abrigo de uma contenção periférica, constituída por painéis em betão armado, apoiados provisoriamente em perfis metálicos verticais. Os painéis foram, na sua generalidade, ancorados e escorados provisoriamente. A contenção foi executada de acordo com a tecnologia denominada de "Berlim Definitivo", recomendada para o cenário geológico estimado, que se verá em pormenor mais adiante.



Figura 6.2 - Fachada principal a preservar

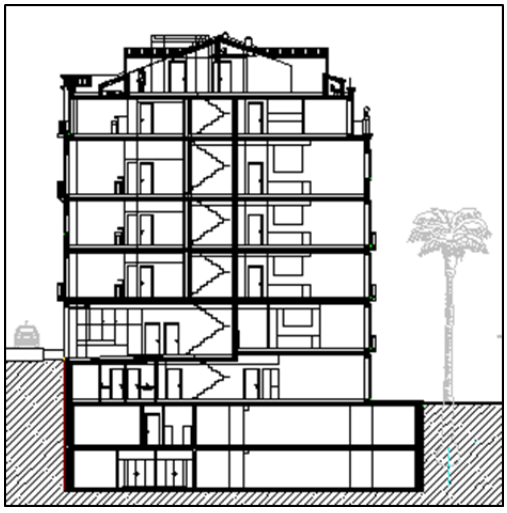


Figura 6.3 – Corte do edifício no projeto de arquitetura

O projeto de escavação e contenção periférica foi executado pela empresa "JetSJ Geotécnica, Lda", o projeto de estabilidade pela empresa "Englis, Gabinete de Engenharia Civil de Lisboa, Lda", e o

projeto de arquitetura pelo gabinete "Keller Arquitectos, Lda". Os trabalhos de monitorização da instrumentação colocada ficaram a cargo da empresa "GAUSS – Topografia e Monitorização Estrutural, S.A.".

6.1.3. CONSTITUIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício existente, com quatro pisos elevados, rés-do-chão e um piso abaixo da cota soleira, apresentava características construtivas típicas do que foi a construção pombalina.

Tinha geometria regular, sendo as paredes exteriores constituídas por alvenaria de pedra, e argamassa de cal e areia, com aproximadamente 75 centímetros, não havendo significativa variação da espessura em altura. A ligação das paredes de fachada com a estrutura interior em madeira, era feita por intermédio de peças metálicas, pregadas às vigas de madeira e chumbadas nas juntas da parede exterior (Figura 6.4). A fachada principal, que apresenta uma altura de 19.0 m, era constituída por nembos e continha um revestimento exterior em azulejos, que foram posteriormente retirados por se apresentarem demasiado danificados.

Existiam três tipos de paredes interiores: as paredes em frontal pombalino (Figura 6.5), as paredes em tabique (Figura 6.6) e nas zonas centrais havia ainda paredes em tabique com vime. As primeiras, também designadas por *gaiolas*, tinham aproximadamente 17 centímetros de espessura e eram formadas por uma treliça de madeira, em forma de cruz de S.^{to} André, preenchida com alvenaria de pedra irregular, miúda, argamassada e por último rebocada. As paredes em tabique, com espessura inferior (cerca de 11 centímetros), eram constituídas por tábuas costaneiras cobertas por um fasquiado de madeira rebocado em ambas as faces. Nas paredes em tabique com vime, o fasquiado de madeira era substituído pelo vime. A introdução destas paredes pretendia conferir uma capacidade resistente necessária para dissiparem a energia transmitida pelas ações horizontais, como é o caso dos sismos (Appleton, 2003).



Figura 6.4 – Peça metálica de ligação Parede interior em tabique



Figura 6.5 – Parede interior em frontal pombalino



Figura 6.6 - Parede interior em tabique

As fundações eram diretas, havendo um simples prolongamento das paredes resistentes até ao terreno, finalizando com sapatas em cabouco, com ligeiro alargamento.

Os pavimentos dos pisos elevados eram em madeira, constituídos por um sistema de vigas em paralelo, com ripado de madeira, revestido com tabuas de solho. Os tetos eram em estafe diretamente ligado às vigas.

A cobertura era inclinada, constituída por asnas simétricas de duas águas, onde apoiavam barrotes de madeira que serviam de suporte dos elementos de revestimento de cobertura.

6.2. CONDICIONALISMOS

6.2.1. NATUREZA ARQUITETÓNICA DA FACHADA

O edifício insere-se numa zona que, em junho de 2013, foi considerada como Conjunto de Interesse Publico pela Direção Geral do Património Cultural, apresentando por isso valor arquitetónico que, em conjunto com outros regulamentos (RMUEL, o PDML e o PUALZE), obriga à manutenção da fachada principal do edifício. A estrutura de contenção da fachada teria assim de respeitar, sempre que possível, as exigências contempladas no Projeto de Arquitetura, procurando a complementaridade e compatibilização com esta especialidade.

Com base nas visitas realizadas à obra previamente à realização do presente projeto, verificou-se que o último nível da fachada a preservar apresentava duas tipologias de parede distintas, em que a zona central possuía uma natureza semelhante à restante fachada e os troços laterais apresentam uma constituição muito ligeira, materializada por um ripado de madeira, revestido exteriormente por chapa metálica e no interior por reboco (Figura 6.7). Atendendo à fragilidade e precariedade deste tipo de construção, a mesma foi removida durante o processo de demolição.



Figura 6.7 - Vista do último piso da fachada a preservar (JetSJ, 2014)

6.2.2. CONDIÇÕES DE VIZINHANÇA

Os Apartamentos Turísticos encontram-se numa zona de Lisboa densamente urbanizada e consolidada. Devido à proximidade com as construções vizinhas, foi elaborado um plano de instrumentação e monitorização que será descrito com pormenor mais adiante. A Figura 6.8 pretende ilustrar a localização dos edifícios vizinhos desta obra:

- A – Edifício 41 da Rua de S. José que foi demolido;
- B – Edifício de 3 pisos elevados (mais cobertura) e com um piso enterrado, de construção em alvenaria de pedra, localizado no alçado noroeste;
- C – Dois edifícios de 3 pisos elevados (mais cobertura) e sem caves localizados no alçado nordeste. Estas construções, cujas estruturas aparentam ser em alvenaria, apresentam diversas patologias visíveis ao nível da fachada principal.

- D – Edifício de 4 pisos elevados (mais cobertura) e 6 pisos enterrados, executados ao abrigo de uma parede moldada, de construção em betão armado. Está localizado no alçado sudeste.

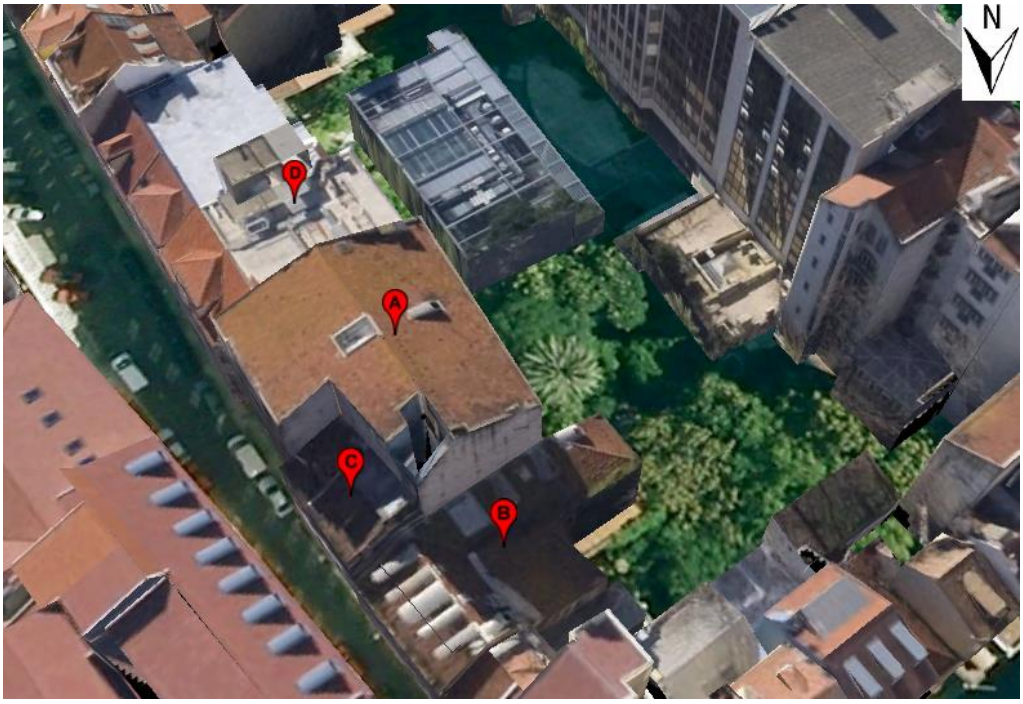


Figura 6.8 – Vista aérea do local da obra e do edifício em betão armado (Google Earth, 2014)

6.2.3. INFRAESTRUTURAS ENTERRADOS

Antes do início dos trabalhos procedeu-se ao levantamento das redes de serviços que podiam vir a interferir com os trabalhos a realizar, como serviços de água, esgotos, energia elétrica, gás e outros, de forma a garantir o seu bom funcionamento, durante e após a conclusão dos trabalhos. Durante a realização da obra as soluções propostas ao nível das infraestruturas não interferiram, nos alçados que confrontam o arruamento existente, com os serviços enterrados. Se tivesse havido interferência, teria de se proceder ao eventual desvio prévio dos mesmos.

6.2.4. CENÁRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

6.2.4.1. Ensaios In-Situ

Para além da análise dos elementos bibliográficos referentes às características geológicas da região, enquadrada por um reconhecimento de campo preliminar, foram realizadas 2 sondagens mecânicas pela empresa "Mota-Engil Engenharia" à rotação com amostragem contínua, durante as quais foram executados 16 ensaios de penetração dinâmica – SPT. No final da realização da sondagem S1, foi construído no interior do furo 1 piezómetro hidráulico de tubo aberto (Figura 6.9).

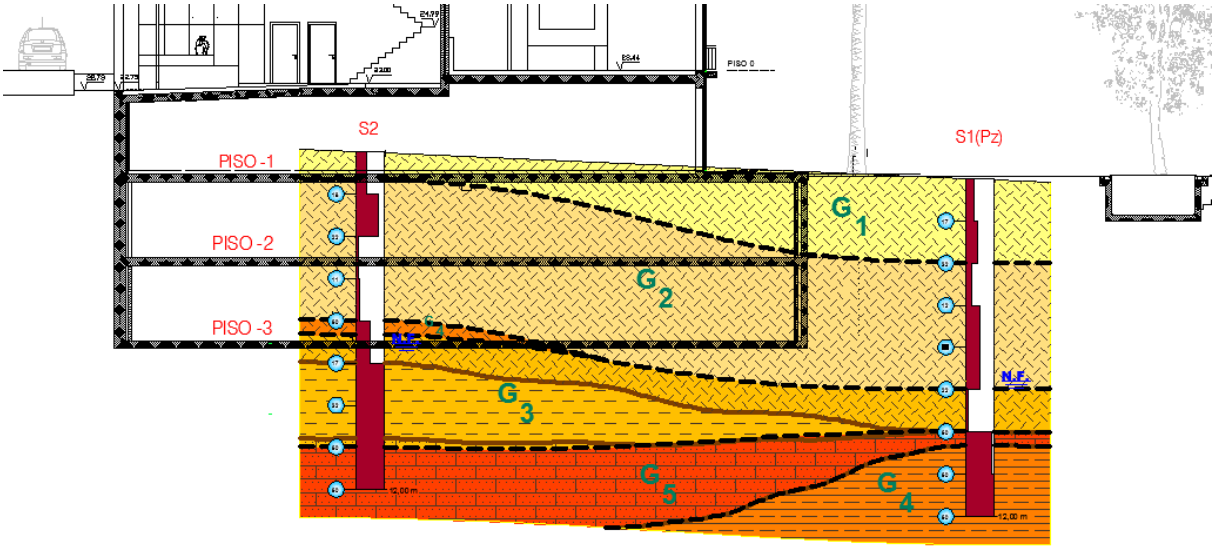


Figura 6.9 – Corte com indicação da localização das sondagens efetuadas (Oliveira, Cruz, e Cruz, 2014)

As amostras, recolhidas com o amostrador de Terzaghi foram, no final, acondicionadas em embalagens cilíndricas de plástico, devidamente referenciadas. Na realização dos ensaios foi utilizado um martelo do tipo "PILCON",cujo "ratio" de energia ERr, de acordo com a informação do fabricante, é cerca de 60%. Deste modo, para efeito de cálculo, pode-se considerar: $N_{60} = N_{SPT}$.

6.2.4.2. Cenário geológico - geotécnico

O dispositivo geológico permitiu identificar duas unidades principais em consonância com a carta geológica citada. Á superfície ocorriam depósitos recentes, designados de aterro, com 7,5 a 9 m de espessura máxima, e sob esta unidade as camadas Miocénicas da formação "Argilas e Calcários de Prazeres - MPr". As sondagens terminaram 3 a 4,5 m no interior do substrato Miocénico.

Nos aterros, predominavam as argilas e siltes, arenosas a topo e com cascalho disperso, duras a muito duras ($11 < N_{SPT} < 32$). Na formação Miocénica, ocorrem camadas de rocha branda muito compacta ($N_{SPT} > 60$), de cor clara, designadas de grés, calco-margosos e argilas-margosas, e também camadas de cor escura, argilo-siltosas muito duras ($17 < N_{SPT} < 32$).

Do ponto de vista hidrogeológico, os níveis da água antes do início dos trabalhos de escavação e contenção periférica estabilizavam aos 6,8 m e 7,2 m de profundidade. No entanto, devido à quantidade elevada de precipitação que se registou no mês de fevereiro, o posicionamento do nível freático não se manteve contante, como se verá mais adiante.

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante desta campanha de prospeção permitiu individualizar 5 horizontes geotécnicos, com base na caracterização macroscópica da amostragem e nos resultados dos ensaios SPT, que estão disponíveis no anexo A1. Em seguida, na Figura 6.10, identificam-se para cada um dos horizontes os correspondentes intervalos de referência dos principais parâmetros mecânicos.

Zonas Geotécnicas	Formações	Intervalos N_{SPT}	$\gamma^{(1)}$ (KN/m^3)	Cu (kPa)	$c'^{(1)}$ (kPa)	$\phi^{(1)}$ (º)	$E^{(2)}$ (MPa)	Tensão Adm. (kPa)
G_1	Aterro em solos arenosos medianamente compactos	$10 < N_{SPT} < 30$	18 – 19	--	--	32 – 35	20 – 40	--
G_2	Aterro em solos argilosos duros	$8 < N_{SPT} < 15$	17 – 18	50 – 75	--	--	10 – 20	--
G_3	Solos argilosos muito duros	$15 < N_{SPT} < 30$	18 - 19	75 – 100	--	--	20 – 40	200 – 300
G_4	Solos argilosos muito rijos	$N_{SPT} \geq 60$	21 - 22	200 – 300	--	--	80 – 150	500 – 600
G_5	Maciço rochoso	$N_{SPT} > 60$	22 – 24	--	10 – 30	38 – 40	500 – 1000	600 – 800

1- Valores estimados empiricamente, por correlação, a partir dos ensaios SPT
2- Valores estimados empiricamente, por correlação, a partir dos ensaios SPT, correspondentes a trajectórias de compressão;

Figura 6.10 – Caraterísticas das zonas geotécnicas identificadas (Oliveira, Cruz, e Cruz, 2014)

6.3. ACOMPANHAMENTO DA OBRA

O fato de ter acompanhado todo o processo construtivo, desde o início dos trabalhos de demolição até à construção do novo edifício, assumiu uma extrema importância no que diz respeito ao conhecimento das soluções adotadas, dos processos construtivos utilizados e dos problemas que surgem quando se aplicam na prática as metodologias definidas no projeto. Para além disso, foi muito interessante assistir aos trabalhos de demolição de um edifício de construção pombalina, dando a oportunidade de observar as técnicas construtivas utilizadas na altura.

Os trabalhos de demolição iniciaram-se em setembro de 2013, progredindo até dezembro, em simultâneo com a montagem da estrutura de contenção da fachada. Findos esses trabalhos, iniciaram-se as escavações e a contenção periférica no início de janeiro.

6.4. TRABALHOS DE DEMOLIÇÃO

A demolição do edifício foi manual, ou seja, com recurso a ferramentas manuais e martelos elétricos, dada a sua localização central em malha urbana. Demoliu-se todo o interior do edifício, inclusive a sua fachada de tardoz, mantendo-se apenas a fachada principal (Figura 6.11). Depois dos trabalhos preparatórios, desmantelamento, limpeza e remoção de matérias, foram efetuadas as demolições desde a cobertura até ao piso -1 de uma forma faseada, piso a piso, com recurso a uma plataforma elevatória de transporte de pessoas, andaimes de fachada e à própria estrutura dos pavimentos existentes. Como medida de reforço, foi montado um escoramento no piso imediatamente abaixo da zona de intervenção das demolições, numa faixa de aproximadamente 1 m ao longo das empenas laterais e, caso fosse necessário, estava previsto um reforço do pavimento com pranchas de madeira/metálicas.

Foram criados três dutos ou negativos verticais, devidamente delimitados, para descarga de entulho até ao piso 0, de acordo com a Figura 6.12. O saguão existente também foi utilizado para descarga vertical dos entulhos. As linhas de vida foram montadas ao longo do edifício, como mostra a Figura 6.13.

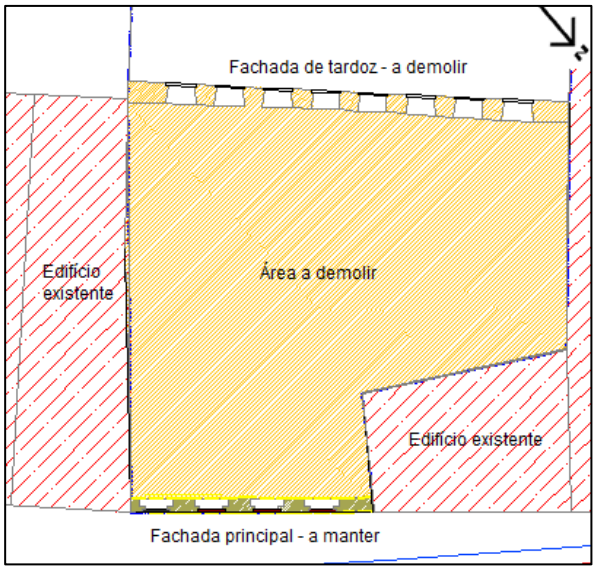


Figura 6.11 – Indicação das zonas que foram demolidas



Figura 6.12 – Localização dos três negativos no edifício a demolir (FutuRebuild, 2013)

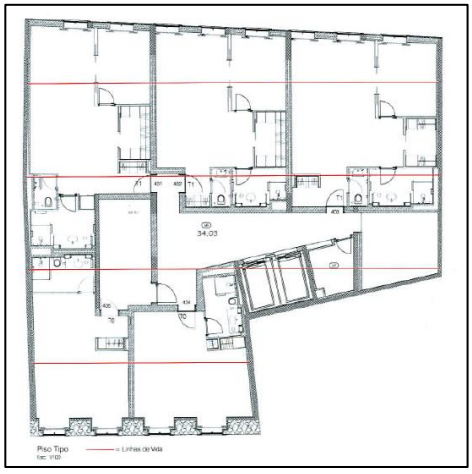


Figura 6.13 – Localização das três linhas de vida no edifício a demolir (FutuRebuild, 2013)

6.5. SOLUÇÃO EXECUTADA PARA A CONTENÇÃO DA FACHADA

6.5.1. GEOMETRIA DA ESTRUTURA

Para a contenção da parede da fachada a preservar, recorreu-se a um escoramento aéreo (flying shore) provisório, que foi montado durante os trabalhos de demolição, constituído por quatro níveis de travamento horizontais, formados por perfis metálicos em aço laminado. A estrutura era constituída por 4 níveis de travamento, cada um composto por dois conjuntos de escoras diagonais, travadas entre si, e ligadas à fachada a preservar (Figura 6.14).

Em cada nível foram colocadas vigas de distribuição horizontais, dispostas do lado exterior e interior da fachada, localizadas sensivelmente ao nível das lajes dos pisos do edifício vizinho. Estas vigas eram constituídas por perfis metálicos HEB180 e UNP 240, os quais ligavam à fachada através de buchas para alvenaria e solidarizados, entre si, através de perfis HEB120, que atravessam a fachada nas zonas dos vãos.

As escoras diagonais ligavam à viga horizontal interior, conferindo o travamento à fachada. A ancoragem dos escoramentos foi realizada na estrutura em betão armado do edifício vizinho, através de chapas metálicas e buchas para betão (Figura 6.15). Atendendo ao estado de conservação e ao tipo de construção do edifício vizinho em alvenaria, considerou-se o seu escoramento. Assim sendo, os escoramentos diagonais orientados para este edifício vizinho, foram definidos para propósito (Figura 6.16).

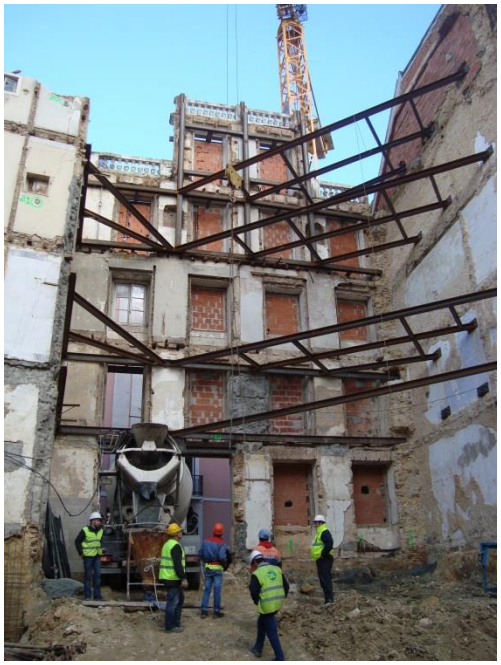


Figura 6.14 - Estrutura de contenção vista do interior do edifício



Figura 6.15 – Ancoragem dos escoramentos no edifício de betão armado



Figura 6.16 – Escoramento orientado para o edifício em alvenaria

Em fase definitiva, a nova estrutura das lajes dos pisos superiores é responsável pela estabilidade da parede da fachada, sendo a estrutura metálica desativada após conclusão da nova estrutura. De modo a conferir uma maior rigidez ao plano da fachada, limitando o desenvolvimento de eventuais tensões nos cantos dos vãos, procedeu-se ao tamponamento dos mesmos com alvenaria de tijolo.

6.5.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

6.5.2.1. Ações atuantes

As ações atuantes nas fachadas de alvenaria estão divididas em ações permanentes e ações variáveis. Como ação permanente tem-se o peso próprio da parede de alvenaria, 20 kN/m^3, que juntamente com a espessura da parede, aferida pelo levantamento topográfico, possibilita uma estimativa das cargas gravíticas da fachada.

O vento é uma ação variável e determina-se de acordo com a localização, altura e forma da estrutura a construir, tendo em conta a sua quantificação no Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). No Quadro 6.1 encontra-se a pressão devida ao vento, admitida no dimensionamento estrutural.

Quadro 6.1 – Pressão devida ao vento para dimensionamento estrutural (JetSJ, 2014)

Zona	Rugosidade	Pressão Dinâmica Característica (kN/m^2)
B	1	0,79

6.5.2.2. Modelo de cálculo

Na análise do comportamento dos elementos estruturais da contenção de fachada foram utilizados modelos de elementos finitos. A fachada foi modelada utilizando elementos do tipo "Shell", de acordo com as suas características geométricas. As características mecânicas deste elemento foram estimadas tendo sido utilizados valores tipicamente empregues para este tipo de estrutura.

A estrutura de contenção de fachada foi modelada por meio de elementos de viga contínua, aos quais foram aplicadas as ações determinadas anteriormente, possibilitando obter os esforços atuantes e deformações correspondentes.

Os efeitos produzidos pelas ações foram quantificados pressupondo o comportamento em regime elástico linear dos materiais envolvidos na construção.

6.5.2.3. Verificação da segurança

A verificação da segurança efetuada pode ser dividida em duas partes: uma primeira, em que se analisou o comportamento para estado limite último dos escoramentos de canto e das vigas de distribuição, e uma segunda parte, em que analisou o comportamento da fachada em serviço, ou seja, para estado limite de utilização, uma vez que o objetivo é a determinação dos deslocamentos, para depois poderem ser estabelecidos os critérios de alerta e de alarme da monitorização. Para estado limite último, considerou-se a combinação fundamental de ações, e para estado limite de utilização, a combinação rara de ações.

Em relação às vigas de distribuição, uma vez que estas situam-se perpendicularmente à ação do vento, estão sujeitas essencialmente a esforços de flexão e de corte, tendo por isso sido determinados os diagramas de momentos fletores e esforço transverso (Figuras 6.17 e 6.18), sendo o esforço axial neste caso desprezável. Em relação à verificação de segurança, foi analisada a interação flexão-corte, para avaliação da resistência da seção transversal.

Os escoramentos, estão sujeitos essencialmente a esforços de tração e compressão, devido à direção da ação do vento na fachada. Por essa razão, foi determinado o diagrama de esforço axial nestes elementos (Figura 6.19), com vista à verificação da resistência à tração e resistência à encurvadura.

Em relação aos deslocamentos obtidos pela modelação da fachada, estes foram superiores no topo da mesma, havendo um decréscimo progressivo até à cota de fundação, como se pode observar na Figura 6.20.

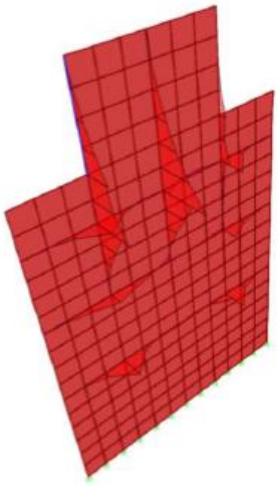


Figura 6.17 – Diagrama de momento fletor nas vigas de distribuição (JetSJ, 2014)

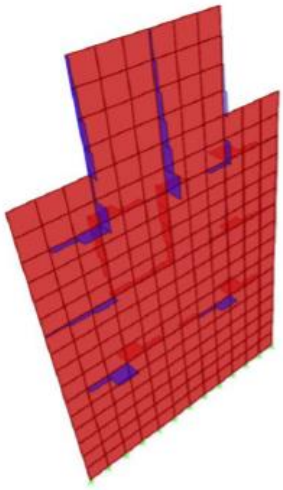


Figura 6.18 – Diagrama de esforço transverso nas vigas de distribuição (JetSJ, 2014)

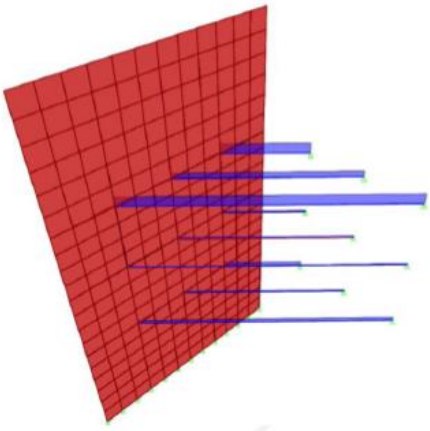


Figura 6.19 - Diagrama de esforço axial nos escoramentos de canto (JetSJ, 2014)

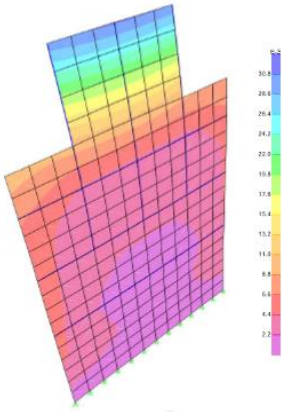


Figura 6.20 - Campo de deformações horizontais da fachada. Deformação máxima: 30 mm (JetSJ, 2014)

6.6. SOLUÇÃO EXECUTADA PARA A CONTENÇÃO PERIFÉRICA

6.6.1. PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA

A execução dos pisos enterrados no edifício localizado na Rua de S. José 41 foi efetuada ao abrigo de uma contenção periférica, constituída por painéis em betão armado, apoiados provisoriamente em perfis metálicos verticais do tipo HEB. Os painéis foram, na sua generalidade, ancorados, atirantados ou escorados provisoriamente. A contenção foi assim executada de acordo com a tecnologia denominada de "Berlim Definitivo", recomendada para o tipo de intervenções no cenário geológico estimado. O edifício localizado no alçado sudeste, sendo muito mais recente e com vários níveis de caves enterradas dispensa contenção periférica, ao contrário dos restantes alçados, sendo que apenas no alçado BC se efetuaram ancoragens em dois níveis.

Devido ao avançado estado de degradação do edifício vizinho situado a nordeste, nos alçados CD e DE, optou-se por uma solução de contenção e de recalçamento em que muro foi executado sob as paredes de alvenaria. No tardoz do recinto de escavação a escavação foi executada ao abrigo de

taludes, com inclinação de 1(v):3(h). A planta representativa da contenção periférica deste caso de estudo encontra-se representada na Figura 6.21.

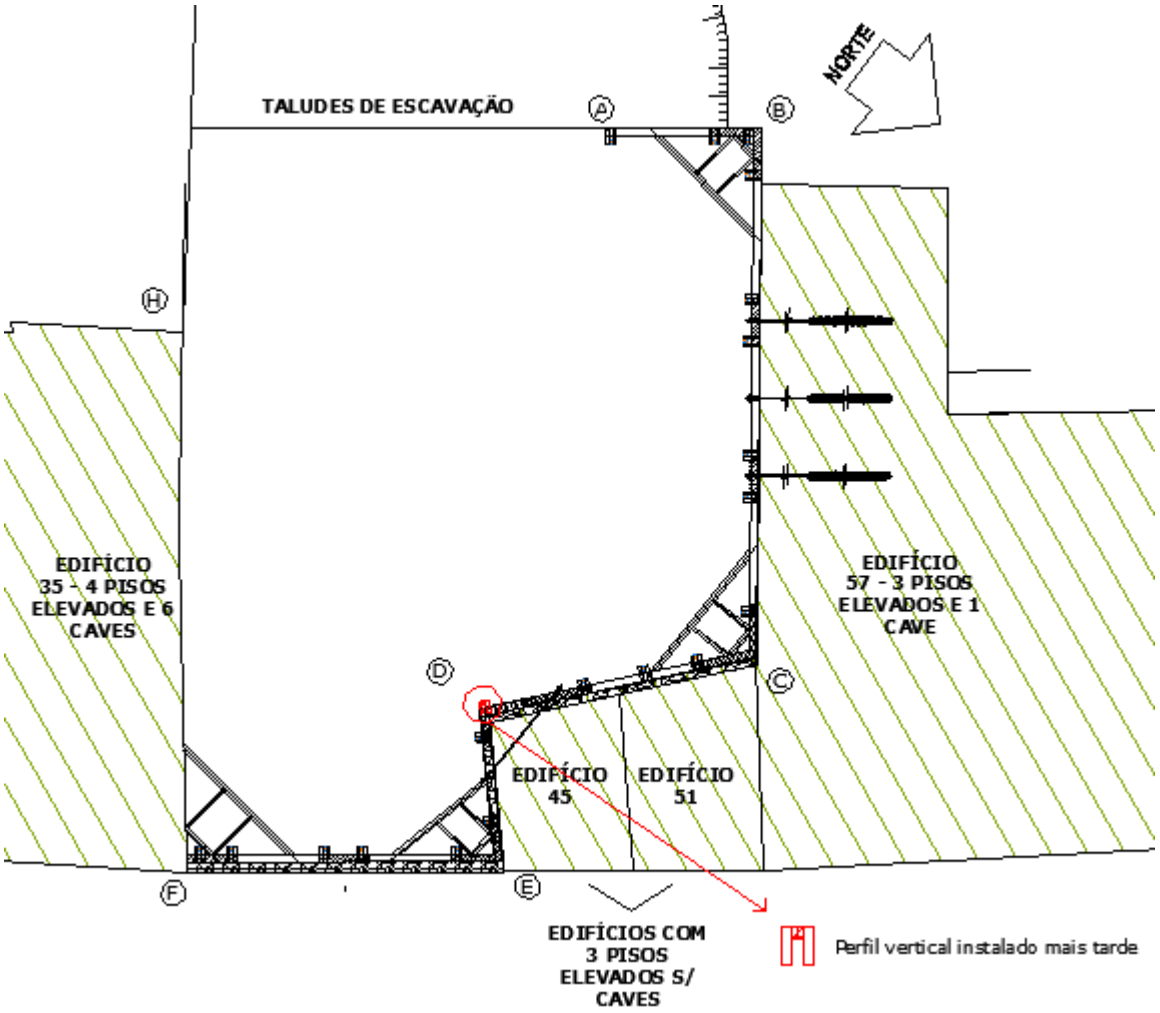


Figura 6.21 – Planta de localização das ancoragens, dos escoramentos, dos taludes de escavação e dos perfis verticais

A tecnologia de construção consistiu numa execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado que apoiavam provisoriamente por meio de cachorros metálicos em mico estacas verticais com perfil HEB140 (S275JR). Esses elementos foram colocados no interior de furos de $Ø_{min}$ = 10" (25 cm) e selados e injetados no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado abaixo da cota de fundação prevista para as sapatas/maciços de encabeçamento.

Os painéis foram betonados contra o paramento vertical aberto no terreno, garantindo-se a estabilidade da parede, face aos impulsos do terreno durante as operações de escavação, pela execução de ancoragens pré-esforçadas ou pela colocação de escoras metálicas provisórias. As ancoragens existentes apenas no alçado BC, tinham um afastamento médio de 3.0 m e eram constituídas por 5 cordões de 0.6”, de modo a acomodarem uma carga de blocagem máxima de 780 kN e um pré-esforço útil de 630 kN (Figura 6.22).

Devido ao avançado estado de degradação que os edifícios 45 e 51 apresentavam, optou-se por prolongar os painéis de betão armado no alçado BC, CD e DE, fazendo-se um escoramento de canto para estabilizar os deslocamentos daquelas empenas.

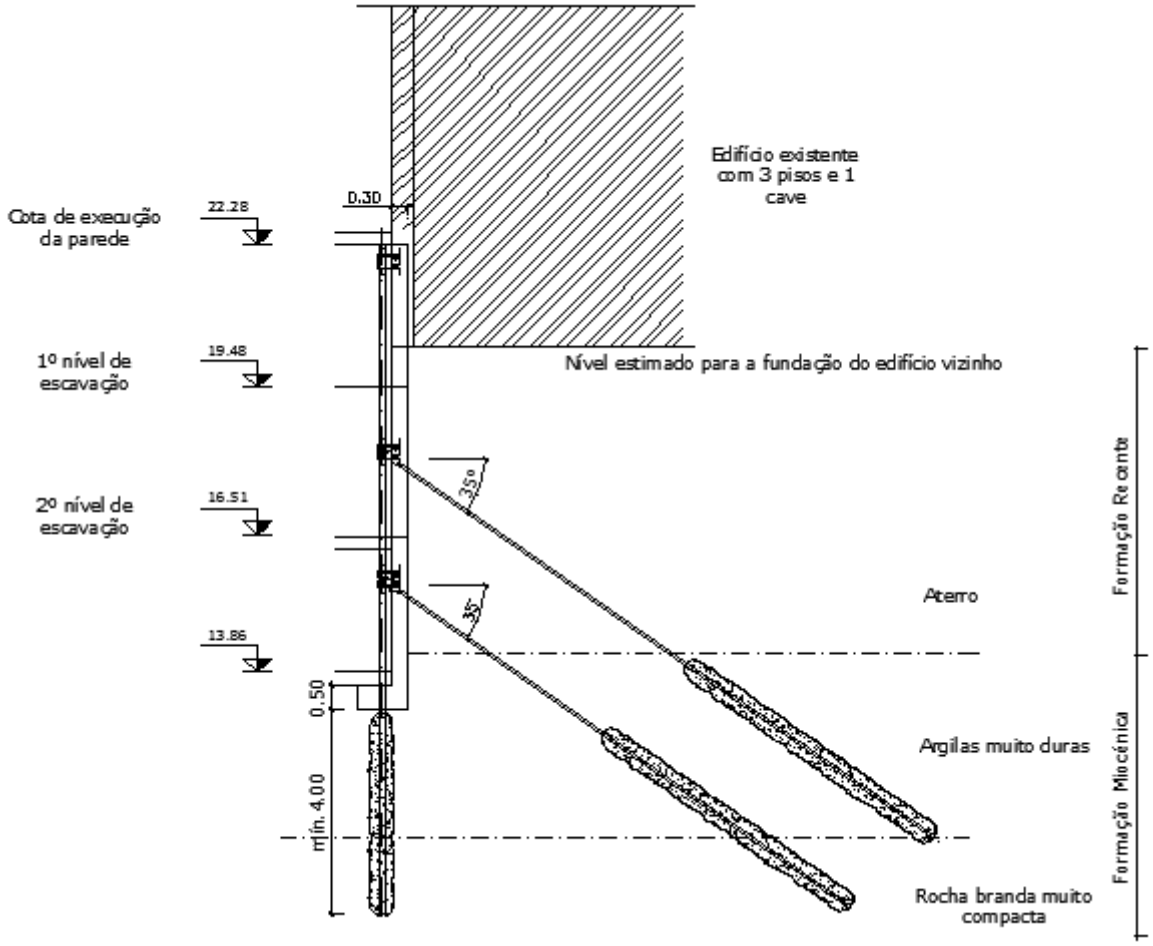


Figura 6.22 – Corte esquemático do alçado BC conforme executado em obra

As microestacas verticais estavam dispostas com afastamentos, em planta médios, de cerca de 3.0 m, localizando-se, em regra, em cada extremidade dos painéis primários. O seu comprimento total era variável em função da geometria dos alçados, sendo um comprimento mínimo do bolbo de selagem de 4.0 m.

Com o objetivo de evitar a possibilidade de intersecção destes elementos com instalações e estruturas existentes, assim como de permitir a realização do bolbo de selagem, materializado através do sistema IRS, em terrenos competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação, previu-se a realização de ancoragens com inclinações e comprimentos variáveis, sendo o comprimento de selagem, mínimo, de 6.0 m.

Na fase definitiva, a própria estrutura das lajes dos pisos enterrados serão responsáveis pela estabilidade da parede de contenção, sendo as ancoragens, tirantes ou escoras provisórias desativadas após conclusão da referida estrutura, e por essa razão, paredes de contenção em betão armado foram realizadas, em geral, com 0.30 m de espessura mínima.

6.6.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

De forma a minimizar a descompressão dos terrenos durante as operações de escavação, o cumprimento integral do faseamento construtivo (Figura 6.23) revela-se muito importante, tendo-se considerado que o intervalo de tempo entre a escavação e a betonagem de cada painel seria no máximo 12 horas. O intervalo de tempo entre a betonagem dos painéis e o tensionamento das ancoragens, ou instalação das escoras também deveria ser o menor possível.

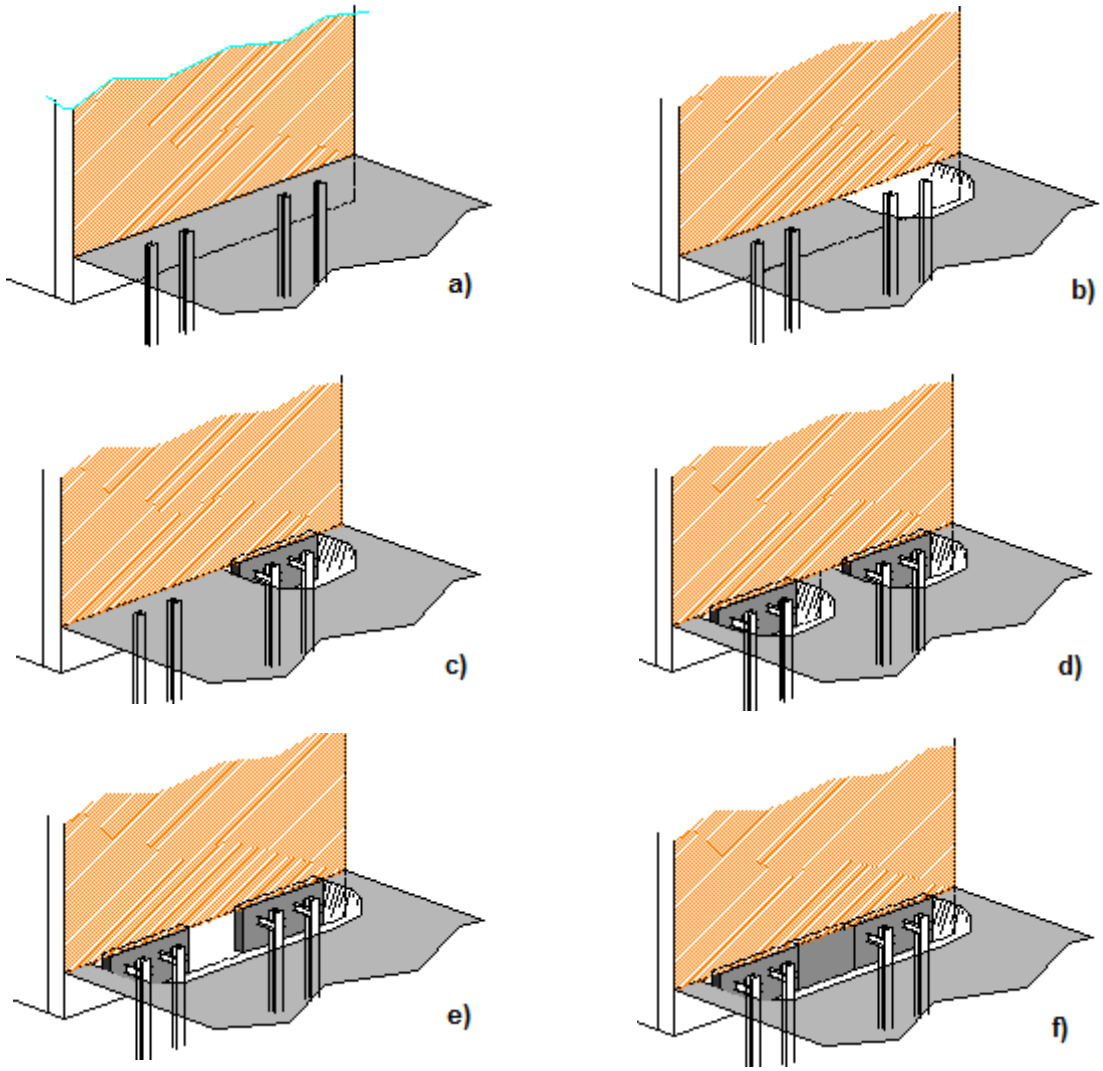


Figura 6.23 – Faseamento construtivo proposto

- Execução dos perfis verticais;
- Escavação localizada, com a largura dos painéis primários;
- Betonagem da viga com a largura correspondente aos painéis primários, devidamente ligada através de cachorros metálicos, aos perfis verticais;
- Repetição do processo descrito em c), para os restantes painéis primários;
- Execução da escavação localizada, para a realização dos troços de viga correspondente à largura dos painéis secundários.

6.7. CONDIÇÕES METEOROLÓGICAS DURANTE OS TRABALHOS DE ESCAVAÇÃO

6.7.1. QUANTIDADE DE PRECIPITAÇÃO

Os trabalhos de escavação iniciaram-se em fevereiro de 2014, um mês que apresentou valores de temperatura média próximos do valor normal e de precipitação muito superiores.

O valor médio da quantidade de precipitação no mês de fevereiro, 210 mm, foi duas vezes superior ao valor normal e corresponde ao valor total de precipitação mensal mais elevado dos últimos 35 anos para fevereiro, sendo classificado por isso como muito chuvoso (ipma, 2014). A Figura 6.24 pretende ilustrar o desvio positivo da quantidade de precipitação que houve no mês de fevereiro comparativamente aos restantes anos anteriores.

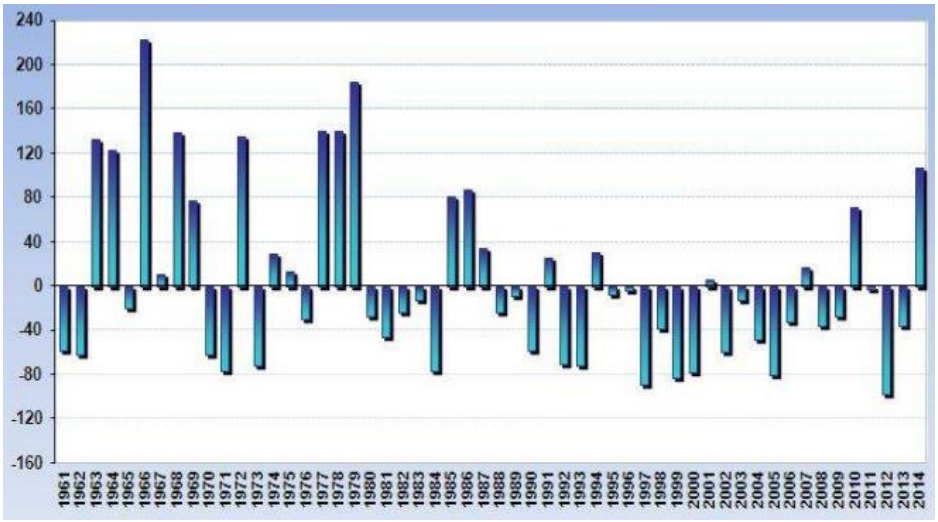


Figura 6.24 – Desvios da quantidade de precipitação em relação ao normal no período 1971-2000 para os meses de fevereiro (mm) (ipma, 2014)

6.7.2. VARIAÇÃO DO POSICIONAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO

Devido à quantidade de precipitação que se verificou no mês de fevereiro, os níveis registados no piezómetro durante a execução da contenção periférica, foram superiores aos referidos nos estudos geológico-geotécnicos realizados. Contudo, após os referidos períodos de pluviosidade, a profundidade do nível freático aparente evoluiu para os níveis registados nos estudos geológico-geotécnicos.

Uma vez que a profundidade de escavação rondava os 6,0 m, considerou-se que o caudal de água afluente ao interior da escavação seria, à partida, reduzido e compatível com a utilização de equipamentos de bombagem convencionais, o que resultaria num rebaixamento do nível freático, não condicionando o regime hidrogeológico, bem como, consequentemente, a segurança da obra e das estruturas e infraestruturas vizinhas. A evolução dos resultados a partir do mês de fevereiro está representada na Figura 6.25.

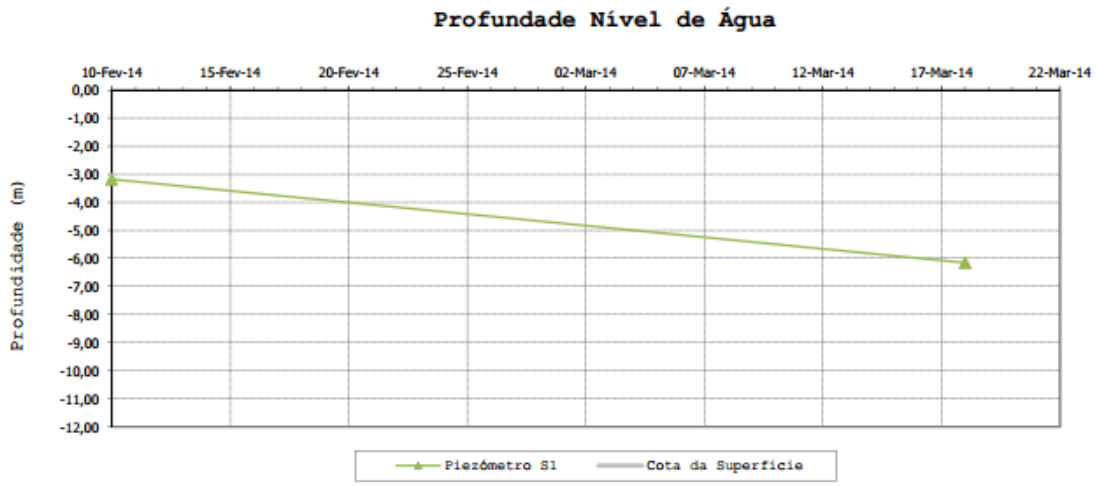


Figura 6.25 – Evolução do nível freático ao longo do tempo

6.8. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E MONOTORIZAÇÃO

6.8.1. APARELHOS DE MEDIÇÃO

Para monitorização desta obra, implementou-se um sistema de observação geodésica de estruturas, composto por alvos topográficos e marcas de nivelamento geométrico de precisão. No total, foram utilizados 31 alvos topográficos, que foram instalados de forma gradual com o avanço dos trabalhos de demolição do edifício, contenção da fachada, escavação e contenção periférica. Quando às marcas de nivelamento, foram instaladas 5 na fachada principal, tendo estas permanecido até ao final da obra.

A interpretação dos valores obtidos foi realizada de forma comparativa com a dos valores obtidos nas leituras anteriores pois, além da informação dada pelos valores absolutos, é importante uma análise das tendências da respetiva evolução.

6.8.1.1. Critérios de alerta e alarme para a contenção da fachada

Tendo por base o tipo e solução executada para a contenção da fachada a preservar, assim como as características da mesma e das estruturas vizinhas, foi possível estimar através da modelação realizada os seguintes critérios:

- Critério de alerta: deslocamentos máximos da ordem de 20 mm na direção horizontal, e de cerca de 15 mm na direção vertical;
- Critério de alarme: deslocamentos máximos da ordem de 40 mm na direção horizontal, e de cerca de 30 mm na direção vertical.

6.8.1.2. Critérios de alerta e alarme para a contenção periférica

Nas Figuras 6.26 e 6.27 encontram-se as três escalas de leitura com diferentes cores, onde os valores que se apresentem no nível 1 estão dentro do esperado e portanto são aceitáveis. Valores que se apresentem no nível 2, representam uma situação de alerta e requerem algum cuidado e atenção especial, devendo-se aumentar a frequência de leituras. Por último, o nível 3 constitui um critério de alarme, que poderá levar à implementação das medidas de reforço e/ou à paragem dos trabalhos, caso se revele necessário.

Nível 1	1 mm ≤ |δ| < 7 mm
Nível 2	7 mm ≤ |δ| < 10 mm
Nível 3	|δ| ≥ 10 mm

Figura 6.26 – Tabela de alertas planimétricos das observações trigonométricas (Gauss, 2014)

Nível 1	|δ| < 3 mm
Nível 2	3 mm ≤ |δ| < 5 mm
Nível 3	|δ| ≥ 5 mm

Figura 6.27 – Tabela de alertas altimétricos em nivelamentos geométricos (Gauss, 2014)

6.8.2. Frequência das leituras

Atendendo às características da obra, ficou estabelecido em fase de projeto uma frequência de leitura semanal, durante a execução dos trabalhos, até à construção das lajes dos pisos localizados acima das vigas de coroamento e até à desativação das ancoragens e tirantes / remoção de escoras. No entanto, uma vez que foram atingidos deslocamentos nas estruturas adjacentes, superiores aos valores máximos estabelecidos pelos critérios de alerta e alarme definidos em fase de projeto, a frequência de leitura aumentou para três leituras semanais.

6.8.3. Monitorização da obra

Depois de instalada a instrumentação inicial e estabelecidos os critérios máximos admissíveis, analisou-se então a evolução do comportamento da fachada principal e dos alçados dos edifícios vizinhos, onde foram instalados os alvos topográficos.

Os resultados da monitorização encontram-se divididos em três orientações diferentes:

- Deslocamentos planimétricos XX';
- Deslocamentos planimétricos YY';
- Deslocamentos altimétricos ZZ'.

Os deslocamentos planimétricos XX' são os deslocamentos horizontais que ocorrem paralelamente à orientação da fachada enquanto que, os deslocamentos YY' são os deslocamentos horizontais que ocorrem perpendicularmente à orientação da fachada. Os deslocamentos altimétricos ZZ' correspondem aos deslocamentos que ocorrem na vertical, traduzindo-se em assentamentos quando se apresentam negativos.

Os trabalhos realizados nesta obra tiveram a seguinte calendarização:

- Demolições: 11/09/2013 a 30/12/2013;
- Escavação e contenção periférica: 7/01/2014 a 30/06/2014;
- Construção do edifício: 18/03/2014 a 30/08/2014

6.8.3.1. Fase I

Na fase I, no início da demolição da obra, foram instalados 16 alvos topográficos (Figura 6.28) e 5 marcas de nivelamento que permitiram efetuar o controlo de eventuais deslocamentos X, Y e Z na fachada principal do edifício em demolição e nas fachadas principais dos edifícios adjacentes:

- Rua de S. José 35 (Edifício Libersil);
- Rua de S. José 45,47,49,51,53,57.



Figura 6.28 – Localização aproximada dos alvos topográficos instalados nas fachadas (Gauss, 2014)

O edifício da Rua de S. José 35, sendo muito mais recente e com vários níveis de caves enterradas, não suscitou o mesmo nível de preocupação que os restantes edifícios adjacentes, que eram de construção muito mais antiga e estavam em mau estado de conservação.

Na fase I foram também instaladas 3 referências principais de apoio às observações a efetuar, em locais considerados como fixos, estáveis e fora da zona de influência das obras em curso. A localização em planta dos alvos topográficos e das marcas de nivelamento, na fase I, estão representados nas Figuras 6.29 e 6.30.

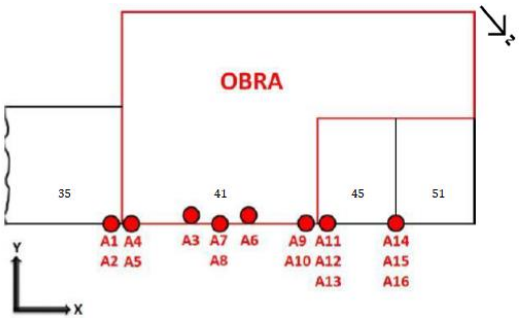


Figura 6.29 - Planta esquemática dos alvos topográficos instalados na fase I (Gauss, 2014)

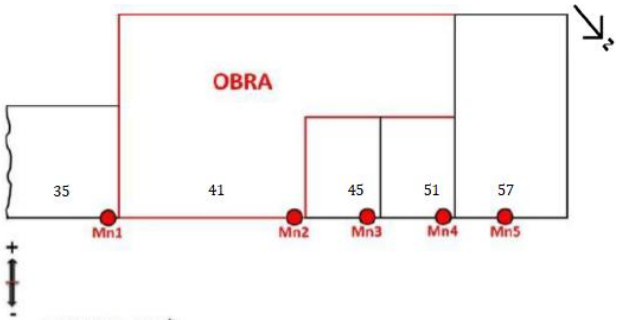


Figura 6.30 - Planta esquemática das marcas de nivelamento instaladas (Gauss, 2014)

6.8.3.2. Fase II

Mais tarde, numa fase II, quando se terminaram os trabalhos de demolição do interior do edifício, foram instalados mais alvos topográficos e marcas de nivelamento nas empenas norte e nordeste, onde por razões de segurança, permaneceram as paredes antigas do próprio edifício (Figura 6.31).

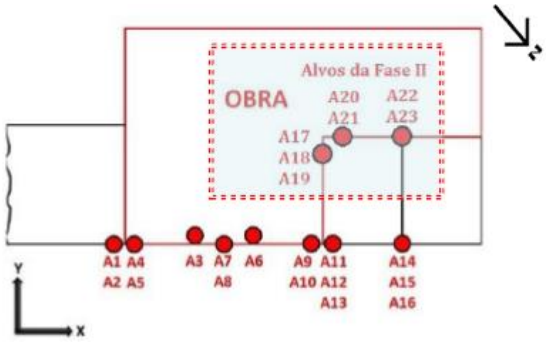


Figura 6.31 – Planta esquemática da localização dos novos alvos topográficos na fase II (Gauss, 2014)

6.8.3.3. Fase III

A pedido da Câmara Municipal de Lisboa, foram instalados e "zerados" no dia 04/02/2014, mais 4 alvos topográficos (2+2) na empena noroeste do edifício nº 57 da Rua de S. José, como indicado na Figura 6.32.

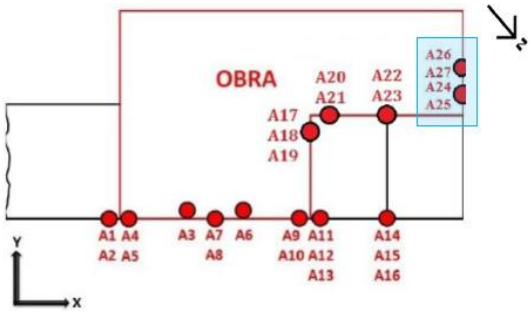


Figura 6.32 – Planta esquemática da localização dos novos alvos topográficos na fase III (Gauss, 2014)

6.8.3.4. Fase IV

A pedido da Direção de Obra, foram instalados e "zerados" no dia 13/03/2014, mais 4 alvos topográficos nos muros de betão e de contenção entretanto construídos e no canto Poente do edifício da Libersil, como indicado na Figura 6.33, constituindo a Fase IV.

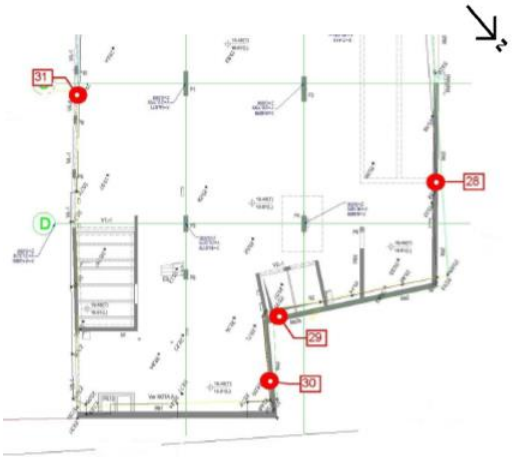


Figura 6.33 - Planta referente à localização dos alvos topográficos na fase IV (Gauss, 2014)

6.8.3.5. Agrupamento dos alvos em seções

Para facilitar a leitura dos comentários, nomeadamente quanto ao número dos alvos das várias fases de instalação, agruparam-se os alvos em seções, como mostra a Figura 6.34.

Os alvos A20a e A20b tinham a mesma localização, mas uma vez que o alvo A20a caiu, procedeu-se à sua substituição, passando a denominar-se A20b. Os alvos A7, A25 e A27 também foram retirados pouco tempo depois de terem sido instalados, não havendo por isso resultados da evolução dos mesmos.

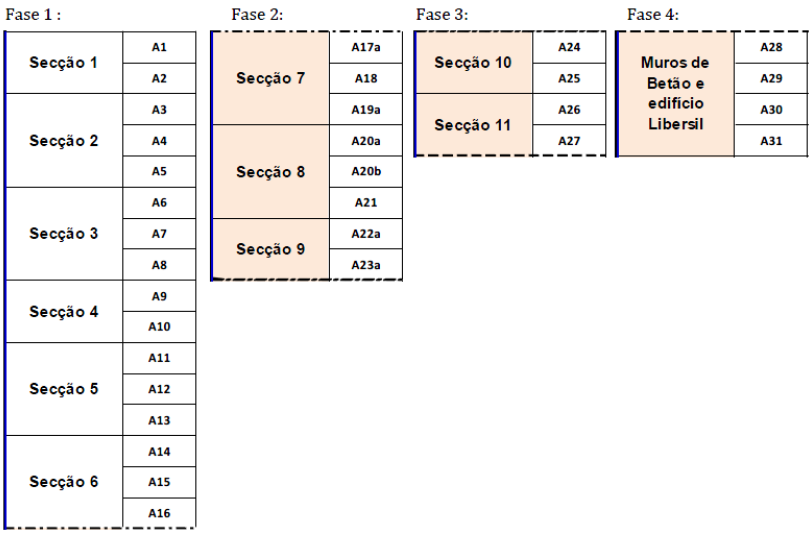


Figura 6.34 - Agrupamento dos alvos em seções (Gauss, 2014)

6.8.4. DESLOCAMENTOS PLANIMÉTRICOS E ALTIMÉTRICOS REGISTADOS

A evolução do comportamento da fachada principal e dos alçados dos edifícios vizinhos está representada nas figuras seguintes. Uma vez que a análise dos deslocamentos de todas as seções se tornaria demasiado extenso, optou-se por analisar apenas as seções 3, 8, 10 e 11 uma vez que conseguem traduzir de forma geral os deslocamentos da fachada e das empenas dos edifícios 45, 51 e 57.

As linhas amarelas e vermelhas traçadas em alguns gráficos pretendem ilustrar o deslocamento correspondente aos critérios de alerta e de alarme respetivamente. O posicionamento em altura dos alvos topográficos está representado na legenda de cada figura, assim como também estão representados a azul os escoramentos realizados durante a obra.

6.8.4.1. Evolução dos deslocamentos das empenas dos edifícios 45 e 51

Pela observação da Figura 6.35, é notório o crescimento dos deslocamentos em XX' no sentido do interior da escavação à medida que se executavam as escavações junto ao alçado DE, ultrapassando durante a execução da viga de coroamento os 10 mm, valor que correspondia ao deslocamento máximo previsto no critério de alarme. Os escoramentos executados foram os responsáveis pelo controlo do crescimento dos deslocamentos.

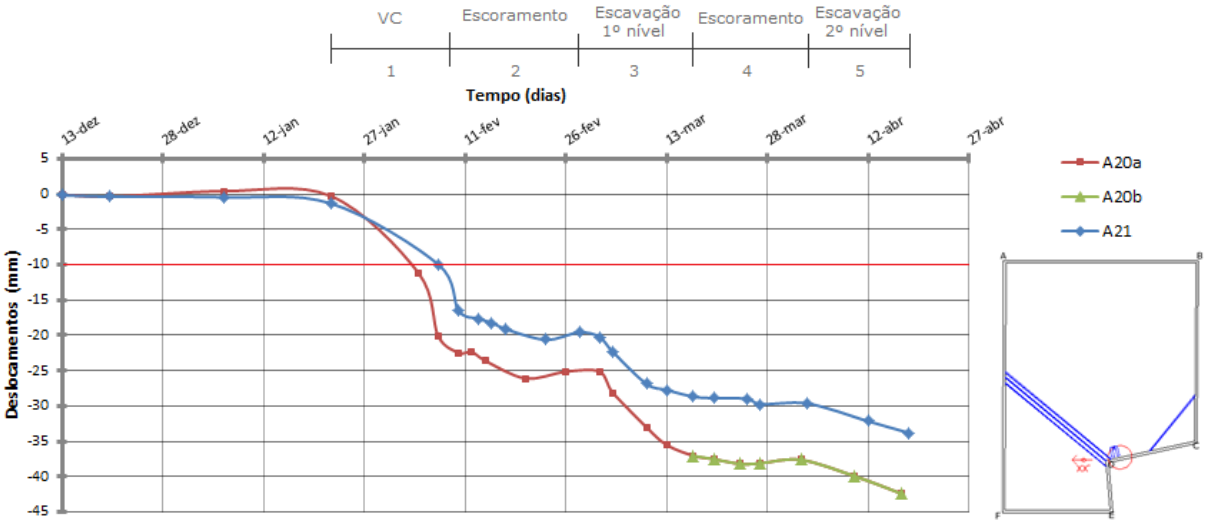


Figura 6.35 - Deslocamentos planimétricos XX' na seção 8

- Etapa 1 - Execução da viga de coroamento no alçado DE;
- Etapa 2 – Escoramentos no canto C e interrupção dos trabalhos de escavação devido à subida do nível freático;
- Etapa 3 – Escavação do 1º nível do alçado DE;
- Etapa 4 – Reforço escoramento vertical e escoramento aéreo no canto D;
- Etapa 5 – Escavação do 2º nível do alçado DE.

Da mesma forma que em XX', os deslocamentos em YY´ evoluíram no sentido do interior da escavação e aumentavam à medida que se procedia aos trabalhos de escavação no alçado CD, tendo-se ultrapassado o critério de alarme com a escavação do 1º nível (Figura 6.36). Apenas o alvo A21 registou um crescimento no sentido do exterior da escavação, devido à escavação inicial realizada até ao nível das fundações dos edifícios 45 e 51, passando a ocorrer, com o avanço em profundidade, no sentido do interior da escavação.

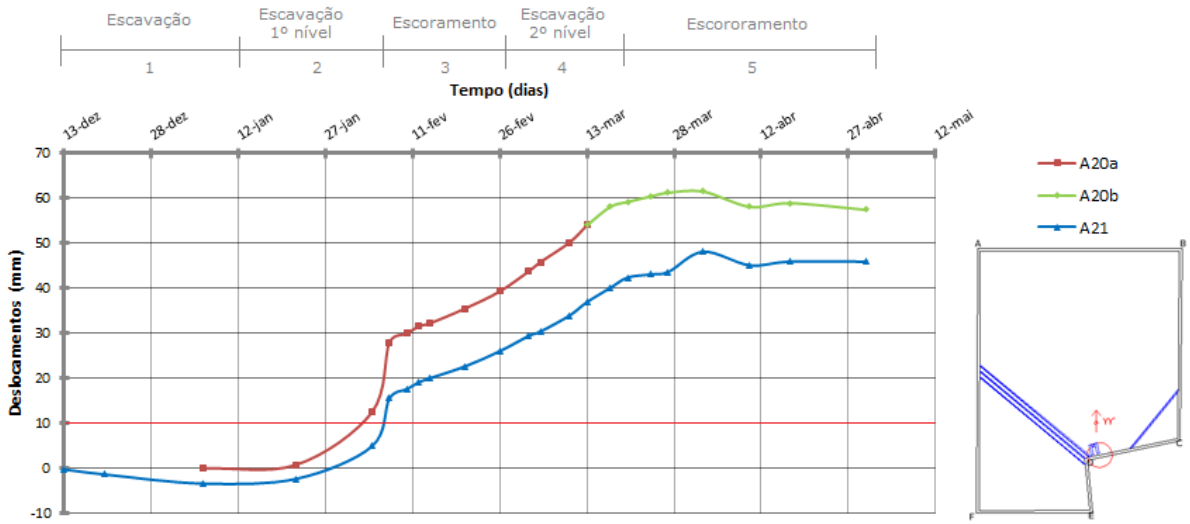


Figura 6.36 - Deslocamentos planimétricos YY' na seção 8

- Etapa 1 – Escavação até ao nível das fundações dos edifícios 45 e 51;
- Etapa 2 – Escavação 1º nível do alçado CD;
- Etapa 3 – Escoramentos no canto C e interrupção dos trabalhos de escavação devido à subida do nível freático;
- Etapa 4 – Escavação do 2º nível do alçado CD;
- Etapa 5 – Escoramento vertical e escoramento aéreo no canto D;

Em relação aos deslocamentos altimétricos, representados na Figura 6.37, verificaram-se assentamentos nos referidos alçados devido aos trabalhos de escavação, apesar de durante os trabalhos de demolição ter havido movimentação ascendente, devido ao alívio do peso pela retirada do interior do edifício. O critério de alarme foi ultrapassado desde logo com a execução da viga de coroamento no alçado DE.

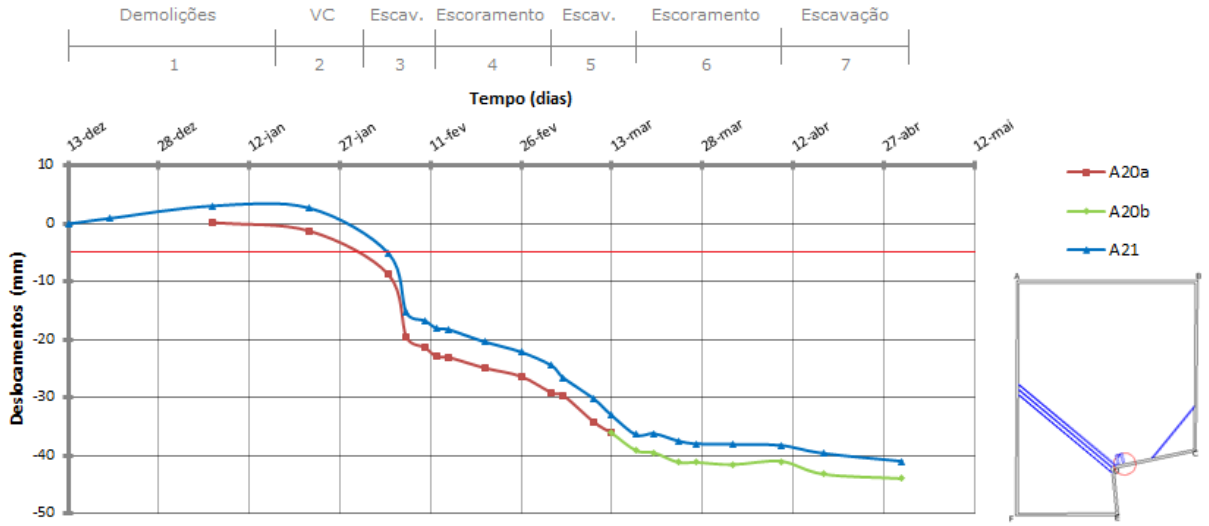


Figura 6.37 - Deslocamentos altimétricos ZZ' na seção 8

- Etapa 1 - Demolição do interior do edifício junto ao alçado CD;
- Etapa 2 - Execução da viga de coroamento no alçado DE;
- Etapa 3 - Escavação do 1º e 2º nível do alçado CD;
- Etapa 4 - Escoramentos no canto C e interrupção dos trabalhos de escavação devido à subida do nível freático;
- Etapa 5 - Escavação do 2º e 3º nível do alçado CD e 1º nível do alçado DE;
- Etapa 6 - Escavação e introdução do perfil vertical e escoramento aéreo no canto D;
- Etapa 7 - Escavação 2º nível alçado DE.

6.8.4.2. Evolução dos deslocamentos fachada

Na direção XX', os deslocamentos da fachada, a partir dos trabalhos de demolição, evoluíram no sentido do edifício 35, uma vez que era neste que a fachada estava apoiada. Com o início dos trabalhos de escavação junto ao alçado CD no início de janeiro, os deslocamentos começaram a evoluir no sentido dos edifícios 45 e 51, não se tendo verificado valores acima dos estabelecidos pelos critérios de alerta e alarme (Figura 6.38).

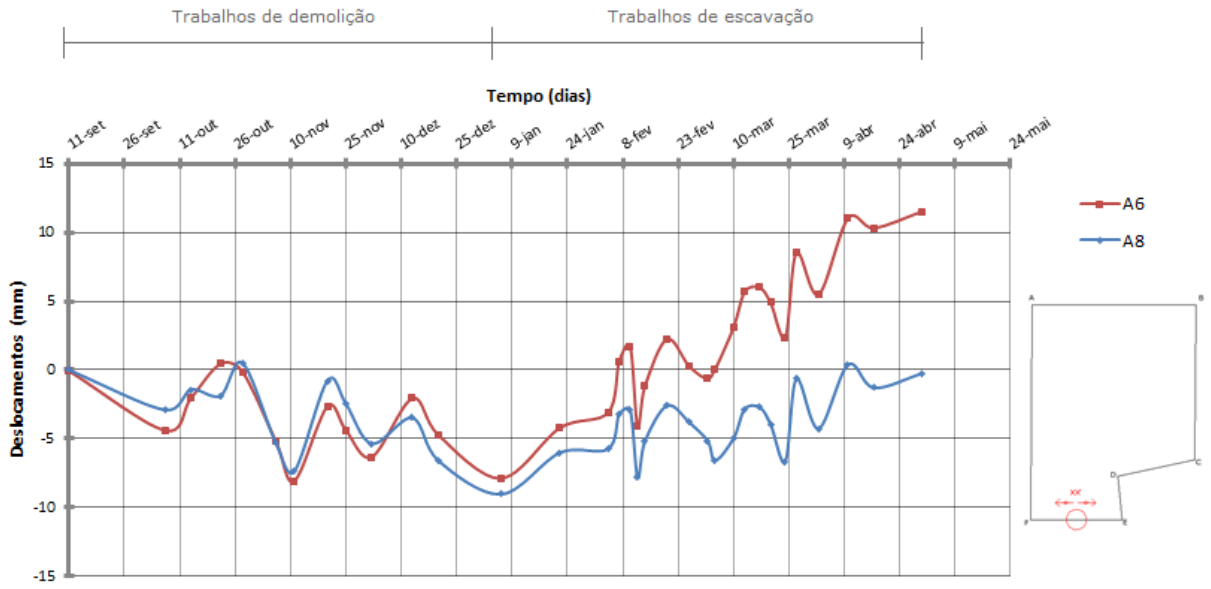


Figura 6.38 – Deslocamentos planimétricos XX' na seção 3

Em relação à direção YY´, a diferença de deslocamentos observada na Figura 6.39 surge devido ao posicionamento de cada alvo na fachada (o alvo A6 encontrava-se no 4º piso e o alvo A8 no 1º piso).

O crescimento acentuado dos deslocamentos no alvo A6 deveu-se ao fato de apenas terem sido instalados escoramentos de canto na estrutura de contenção da fachada ao nível do 3º piso, devido à localização da mesma em relação aos dois edifícios vizinhos.

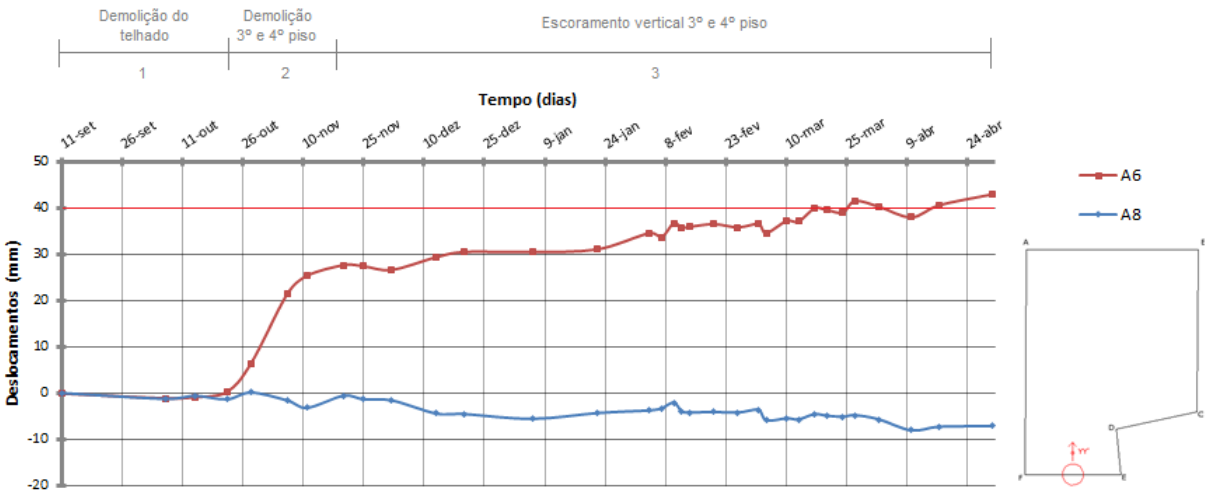


Figura 6.39 - Deslocamentos planimétricos YY' na seção 3

- Etapa 1 – Demolição do telhado;
- Etapa 2 - Inicio das demolições do último e penúltimo piso do edifício;
- Etapa 3 – Instalação do escoramento vertical de contenção do último piso.

Para a entrada da escavadora e dos camiões dentro da obra, foi necessária a abertura de um vão no R/C da fachada, situação que proporcionou o aumento dos assentamentos na mesma no final do mês de

novembro (Figura 6.40). O início das escavações na zona noroeste da obra, juntamente com a execução da viga de coroamento no alçado EF, levou a um aumento dos assentamentos, tendo sido ultrapassado o critério de alerta no mês de abril. De referir que, as seções da fachada que se localizavam mais para norte, nomeadamente as seções 4 e 5, apresentaram assentamentos progressivamente superiores em comparação com as seções 1 e 2, devido essencialmente às localizações das mesmas relativamente à zona de escavação da obra.

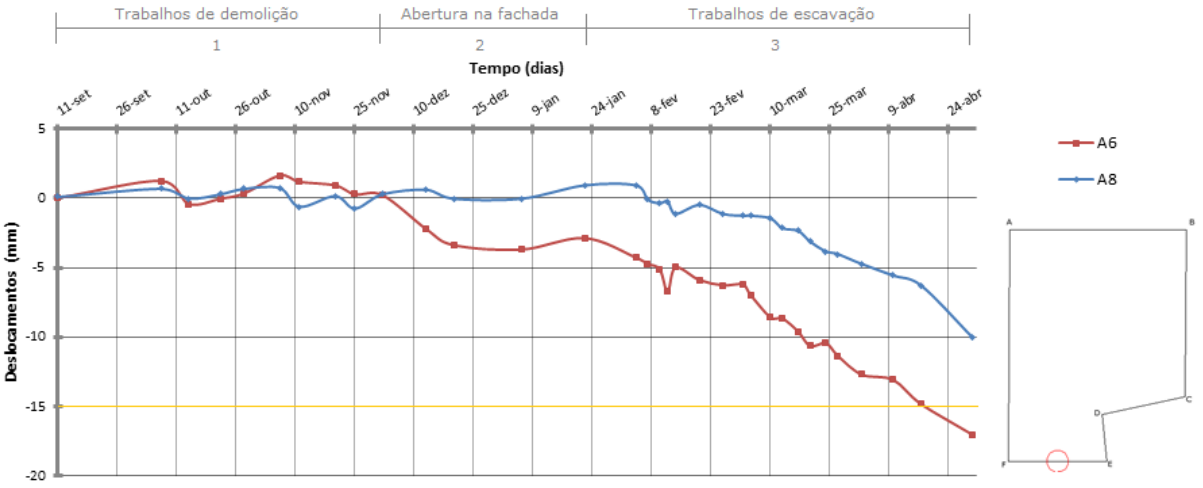


Figura 6.40 - Deslocamentos altimétricos ZZ' na seção 3

- Etapa 1 – Trabalhos de demolição;
- Etapa 2 – Abertura de um vão no R/C da fachada para entrada e saída de máquinas;
- Etapa 3 – Trabalhos de escavação.

6.8.4.3. Evolução dos deslocamentos da empena do edifício 57

Os deslocamentos em XX' e em YY' da empena do edifício 57 evoluíram a partir do dia 04/02/2014 no sentido do interior da escavação e apresentaram uma evolução dos deslocamentos muito semelhante, pelo que se optou por fazer a representação em apenas uma figura.

Os deslocamentos planimétricos nestas seções apresentam-se em conformidade com os deslocamentos planimétricos dos alçados CD e DE, uma vez que se verificou um aumento dos deslocamentos quando se realizaram as escavações e uma estabilização dos mesmos quando se realizaram os escoramentos. Em ambos os alvos foi ultrapassado o critério de alarme (Figura 6.41).

De salientar o fato do crescimento dos deslocamentos em ambos os alvos apresentarem o mesmo andamento, sendo que no alvo A24 os deslocamentos estabilizaram nos 20 mm aproximadamente e no alvo A26 estabilizaram nos 30/35 mm, evidenciando o contributo positivo dos escoramentos realizados no canto C e por outro lado, a pouca eficácia das ancoragens que estavam localizadas no alinhamento (em profundidade) com o alvo A26.

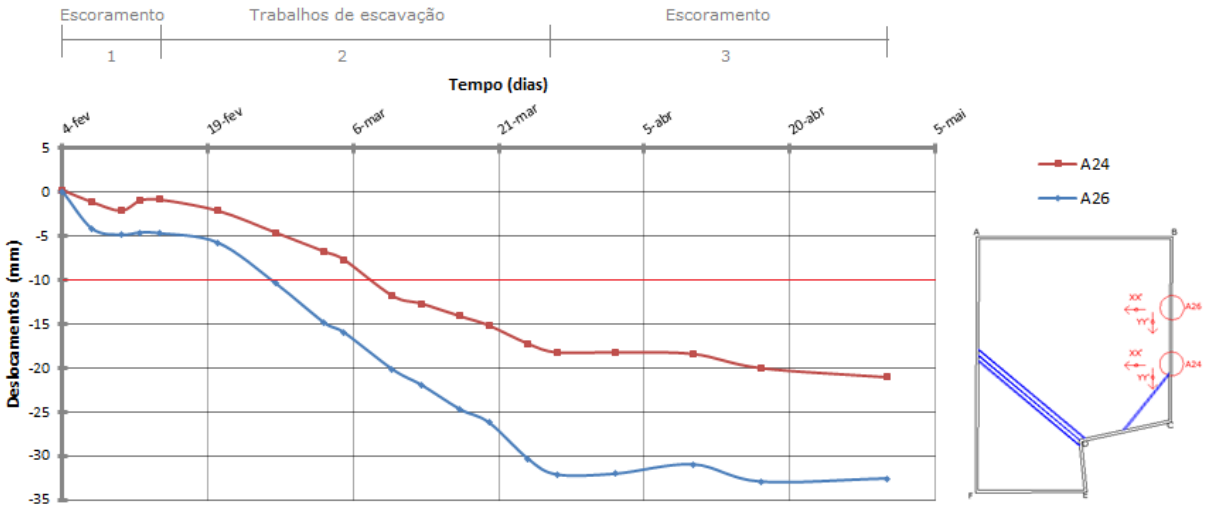


Figura 6.41 - Deslocamentos planimétricos XX' e YY' nas seções 10 (A24) e 11 (A26)

- Etapa 1 – Execução dos escoramentos no canto C e interrupção dos trabalhos de escavação devido à subida do nível freático;
- Etapa 2 – Inicio dos trabalhos de escavação do alçado BC;
- Etapa 3 – Execução do escoramento aéreo no canto D.

Os deslocamentos em ZZ' (Figura 6.42) também revelaram assentamentos nestas seções com os trabalhos de escavação. Os escoramentos realizados permitiram uma diminuição do crescimento dos mesmos, tendo-se no entanto ultrapassado o critério de alarme estabelecido (5 mm).

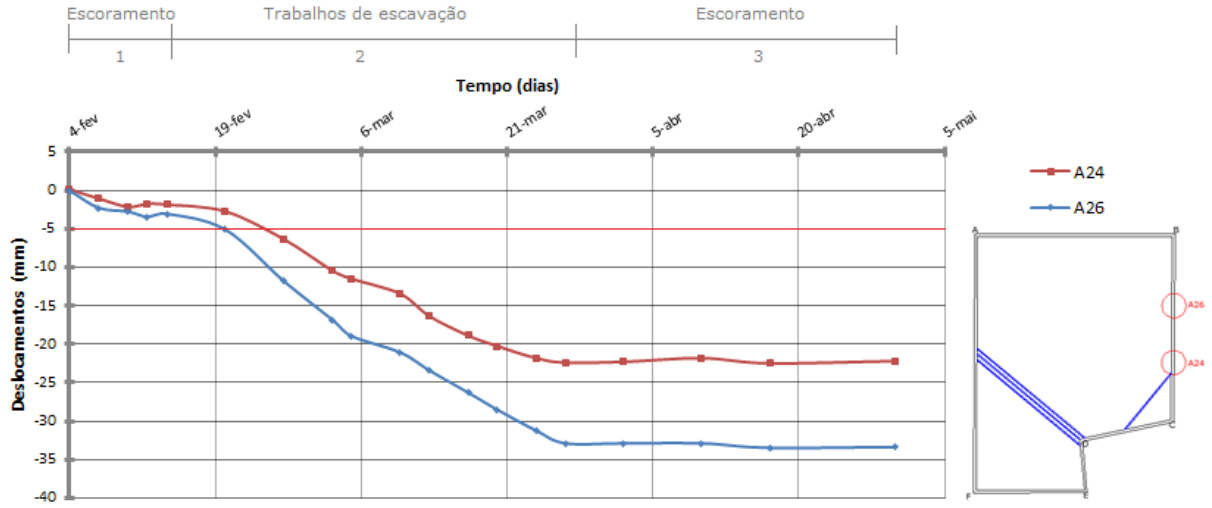


Figura 6.42 - Deslocamentos altimétricos ZZ' nas seções 10 e 11

- Etapa 1 – Execução dos escoramentos no canto C e interrupção dos trabalhos de escavação devido à subida do nível freático;
- Etapa 2 – Inicio dos trabalhos de escavação do 2º nível do alçado BC;
- Etapa 3 – Execução do escoramento aéreo no canto D.

6.8.5. MEDIDAS DE REFORÇO REALIZADAS

As medidas de reforço, como já analisado, permitiram o controlo do crescimento dos deslocamentos, sobretudo nas empenas nos edifícios vizinhos, uma vez que os deslocamentos planimétricos e altimétricos observados na fachada não obrigaram à realização de medidas de reforço. Para além dos escoramentos realizados, foram ainda construídas paredes de betão armado junto às empenas dos edifícios 45 e 51. As figuras seguintes pretendem ilustrar as medidas de reforço realizadas.



Figura 6.43 – Escoramento horizontal no canto C como prolongamento da estrutura de contenção da fachada



Figura 6.44 – Escoramento de reforço realizado no canto C



Figura 6.45 – Escoramento vertical no cando D



Figura 6.46 – Escoramento aéreo do canto D

6.8.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Após a apresentação dos deslocamentos planimétricos e altimétricos das seções referidas, pode-se concluir que, à exceção da seção da fachada, todos as restantes seções apresentaram deslocamentos acima dos critérios alarme.

Tal situação deveu-se essencialmente a dois aspetos: incumprimento do faseamento construtivo da contenção periférica e devido às condições meteorológicas adversas, que proporcionaram níveis de humidade elevados.

Em relação ao faseamento construtivo, este não foi cumprido uma vez que, em determinados locais, não se respeitou a ordem de escavação dos painéis primários e dos painéis secundários, propiciando

assim o deslocamento do solo nos painéis escavados. Por outro lado, e devido à gestão de equipamento e de pessoal em obra, o pré-esforço das ancoragens foi aplicado ao mesmo tempo em cada nível de ancoragens era executado, ou seja, em três ancoragens de cada vez, ao invés de ser aplicado 1 ou 2 dias após a execução de cada painel.

A elevada pluviosidade que se verificou durante a realização dos trabalhos de escavação também poderá ter sido responsável pelos elevados deslocamentos, uma vez que o solo, ao ser escavado e estando num ambiente de elevada humidade, tende a comportar-se de maneira diferente, para além de que, a maior parte da escavação foi feita sobre aterros de fracas qualidades geomecânicas. Neste enquadramento, há que realçar o fato de não ter sido realizado nenhum tratamento prévio dos materiais de aterro que se encontravam mais descomprimidos. Para além disso, a variação do nível freático, em consequência do excesso de água que se verificou no interior do recinto de escavação, também poderá ter afetado as estruturas e infraestruturas vizinhas,

7
MODELAÇÃO NUMÉRICA

7.1. ENQUADRAMENTO

O presente Capítulo destina-se à apresentação da modelação numérica da seção 11 localizada no alçado BC (Figuras 7.1 e 7.2) cuja instrumentação já foi analisada. Opou-se por escolher esta seção por ser uma seção central do referido alçado e por conter ancoragens, tornando este estudo mais completo e interessante. Para além disso, foi uma seção que apresentou deslocamentos elevados, apesar de só ter começado a ser monitorizada a partir do mês de fevereiro.

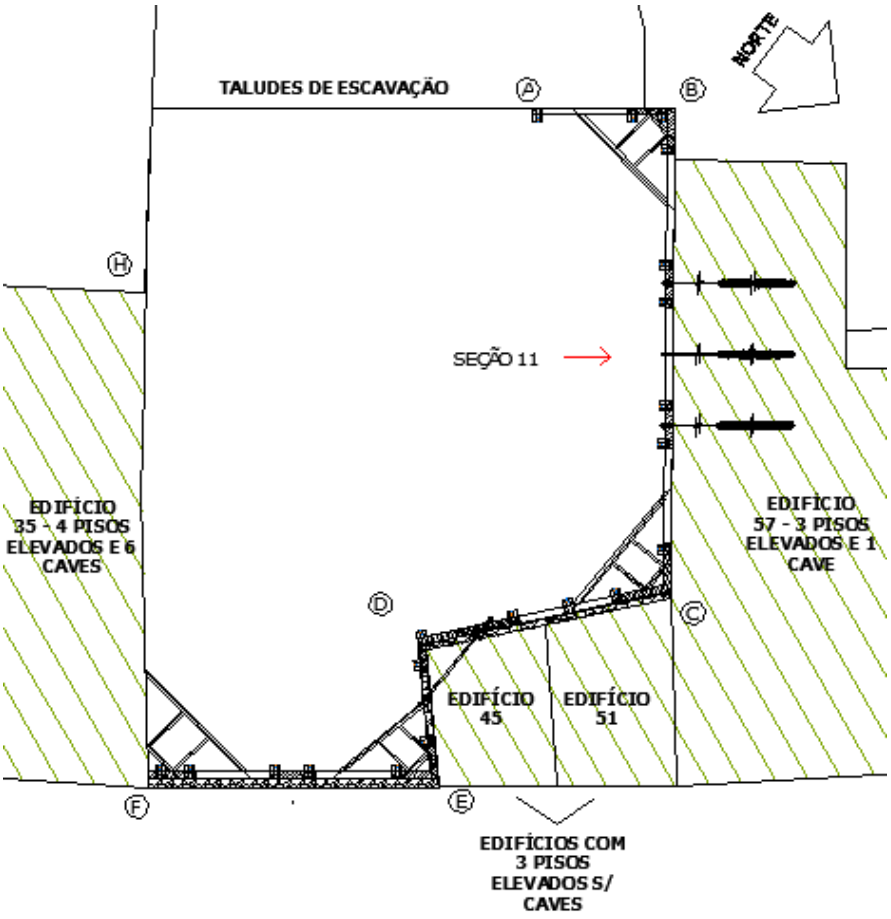


Figura 7.1 – Planta do recinto de escavação com indicação da localização da seção 11

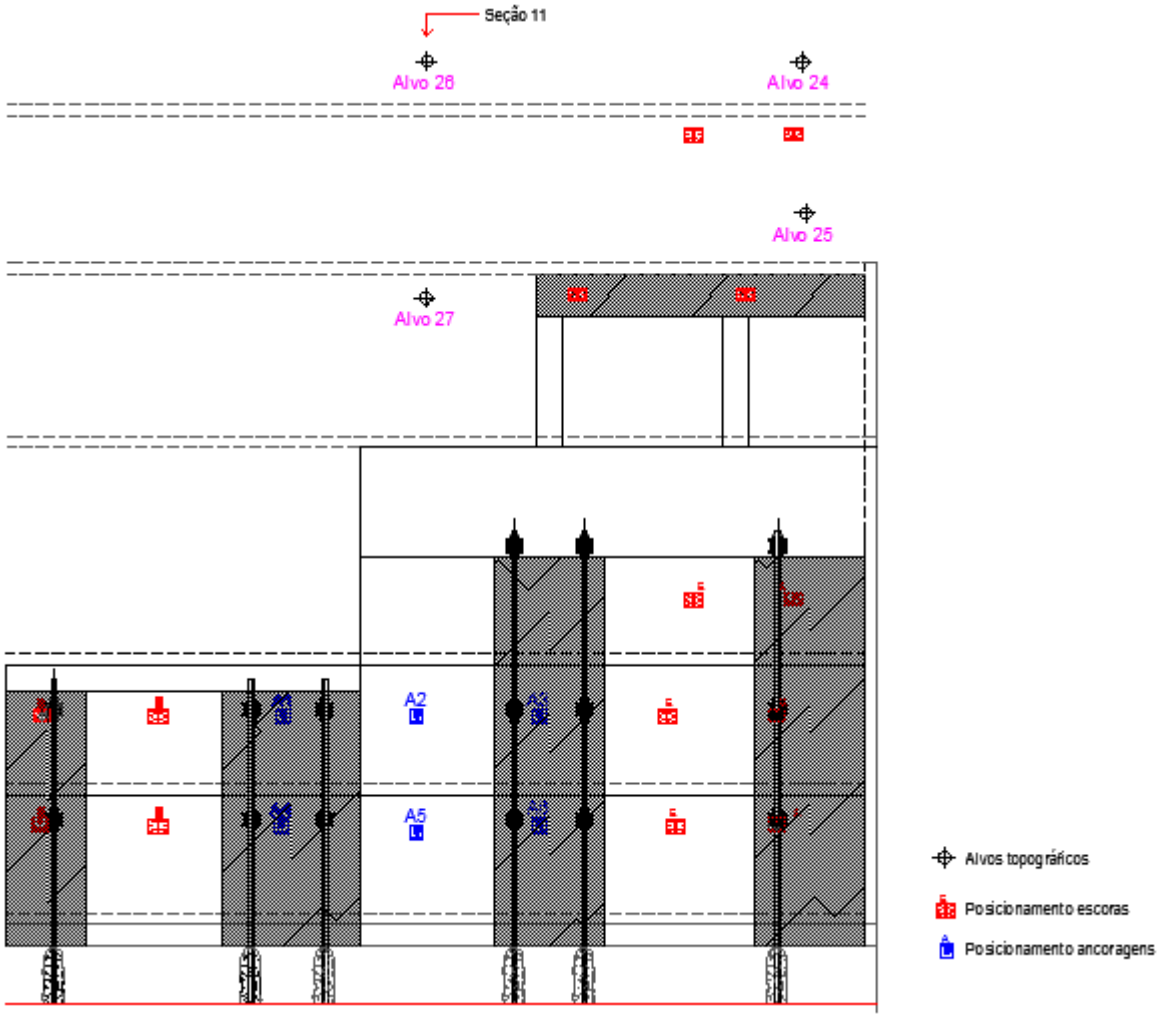


Figura 7.2 - Alçado BC

Esta modelação tem como objetivo a comparação dos valores dos deslocamentos obtidos por um programa de cálculo numérico, o *Plaxis 2D*, versão 8.2, com os deslocamentos registados em obra.

A estrutura de suporte é materializada por uma estrutura de contenção *tipo Berlim definitiva*, que alcança uma profundidade máxima de 6,5 m e apresenta dois níveis de ancoragens como ilustrado na Figura 7.3. Nas cortinas ancoradas, é usual a consideração de um estado plano de deformação, que permite a utilização de um modelo bidimensional tornando a análise mais simples e computacionalmente mais rápida. No entanto, a existência de apenas 3 ancoragens no centro do alçado BC e a aplicação de medidas de reforço realizadas nos vários alçados, tornam este estudo altamente tridimensional. Apesar das limitações do *Plaxis 2D*, tentou-se contornar o aspeto da tridimensionalidade alterando alguns parâmetros, como se verá mais adiante.

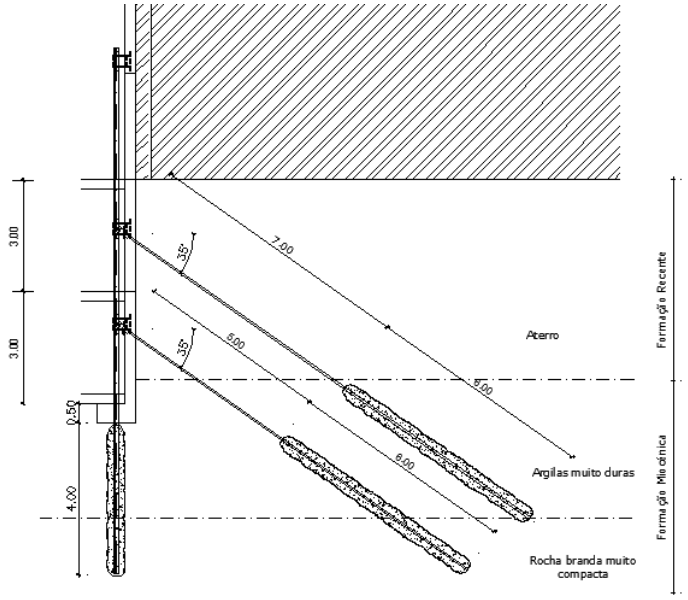


Figura 7.3 – Corte no alçado BC na zona da seção 11

7.2. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO

7.2.1. GEOMETRIA

Na análise foi assumida uma seção tipo perpendicular ao plano da estrutura, e as suas características foram definidas por metro linear. Foi também utilizada uma malha de elementos finitos, com elementos de geometria triangular de 15 nós.

Em relação ao cenário geológico-geotécnico, considerou-se a informação recolhida através dos ensaios in-situ, já analisada em 6.2.4.2, estando representados os três tipos de solo, com os respetivos parâmetros mecânicos no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Valores estimados para os parâmetros geomecânicos das formações das formações interessadas

Tipos de terreno em profundidade	Espessura (m)	Peso volúmico, $\gamma\ (kN/m^3)$	Ângulo de atrito efetivo, $\phi'(°)$	Coesão efetiva, $c'\ (kPa)$	Módulo de deformabilidade, $E\ (MPa)$
Aterros	7,5	18	26	-	10
Argilas muito duras	2,5	20	32	10	22
Rocha branda muito compacta	-	21	36	25	50

Consideraram-se também no modelo duas camadas superiores de aterros, uma com 1 m de espessura que se inicia ao nível do rés-do-chão do edifício 57 e termina ao nível das fundações do mesmo, seguida de outra com 7,5 m que termina com o início da camada de argilas muito duras com 3,0 m de espessura. Optou-se por separar as duas camadas de aterro uma vez que a escavação das mesmas ocorreu em fases diferentes da obra.

Em relação às sobrecargas, optou-se por considerar a geometria do edifício 57 uma vez que os alvos topográficos da seção 11, utilizados na monitorização, estavam colocados na empena sudeste do mesmo. Como se viu no ponto 6.2.2, este edifício apresenta 3 pisos elevados (mais cobertura) e com um piso enterrado, de construção em alvenaria de pedra. No mesmo alinhamento, considerou-se a existência de uma sobrecarga, com o objetivo de simular os restantes edifícios de 3 pisos sem caves. Na Figura 7.4 encontra-se representada a geometria do modelo de cálculo, que comtempla todos os elementos acima mencionados.

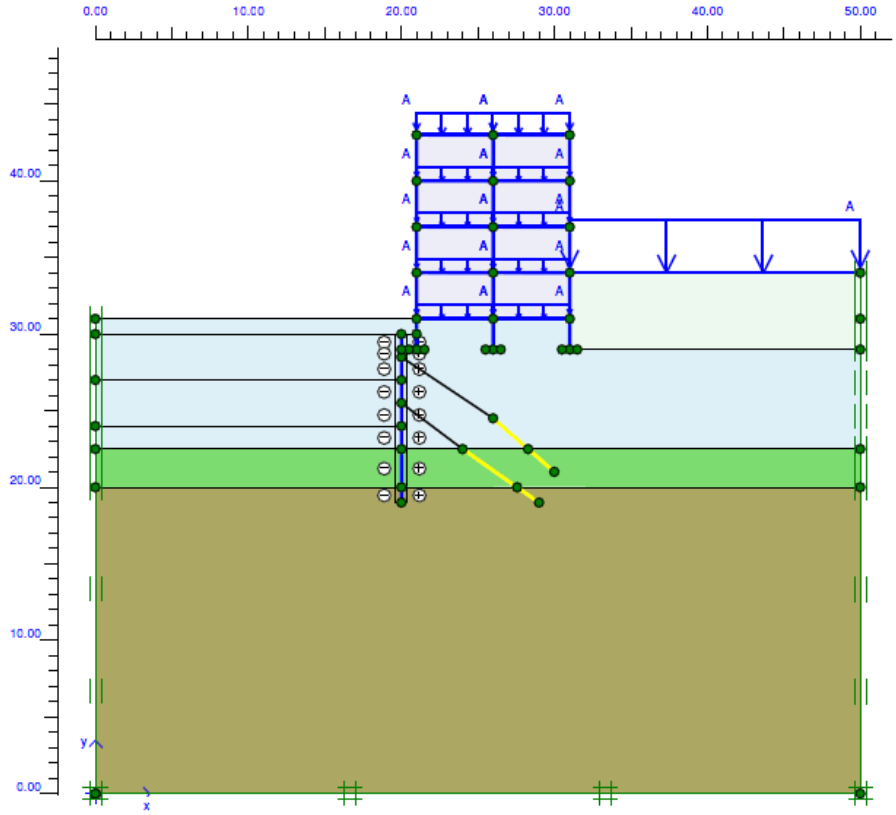


Figura 7.4 – Ilustração da modelação numérica no *Plaxis 2D* (valores em metros)

7.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO TERRENO

Para a caracterização do terreno começou-se pela definição do modelo constitutivo do solo, tendo sido adotado o modelo *Hardening Soil*.

Ao contrário do modelo elástico perfeitamente plástico de *Mohr Coulomb*, o modelo *Hardening Soil*, é um modelo elastoplástico que considera o endurecimento do solo, simulando o aumento da rigidez dos estratos com o aumento da pressão, uma vez que na sua definição apresenta uma relação tensão-deformação do tipo hiperbólica. Este modelo permite assim uma representação do comportamento do solo muito mais próxima da realidade, principalmente na simulação dos ciclos de carga e recarga impostos pelas fases de escavação e aplicação de pré-esforço nas ancoragens (Raposo, 2008).

Este modelo considera ainda três módulos de deformabilidade para a definição do solo e considera a sua dilatância. No Quadro 7.2 encontram-se os parâmetros geotécnicos estimados para o modelo utilizado.

Quadro 7.2 – Caracterização do solo com base no modelo *Hardening Soil*

Parâmetros	Cenário Geotécnico		
	Aterros	Argilas muito duras	Rocha branda muito compacta
$\gamma_{unsat}\ (kN/m^3)$	18	20	21
$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	20	22	23
$E_{50}^{ref}\ (kN/m^2)$	10 000	22 000	50 000
$E_{oed}^{ref}\ (kN/m^2)$	10 000	22 000	50 000
$E_{ur}^{ref}\ (kN/m^2)$	30 000	66 000	150 000
$c'(kN/m^2)$	0	10	25
$\phi'(°)$	26	32	36
$m\ (-)$	0,5	0,5	0,5
$\psi\ (°)$	0	0	0
R_f	0,9	0,9	0,9
K_0	0,562	0,470	0,412

Em relação ao valor do parâmetro R_f, optou-se por atribuir 0,9 em vez de 1,0 (valor atribuído por defeito pelo programa), uma vez que, e apesar de a parede de Berlim definitiva ter sido moldada contra o terreno, poderão existir deficiências ao nível da sua execução, deixando de existir uma ligação entre a parede e o terreno tão eficaz. Esta alteração pretende assim aproximar o modelo das condições reais.

7.2.3. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

A parede Berlim do presente caso de estudo apresentava 0,30 m de espessura e o betão utilizado foi o C30/37, que apresenta um módulo de elasticidade de 33 GPa. Em relação às microestacas, localizadas no fundo da parede de Berlim, apenas há a considerar a rigidez dos perfis metálicos do tipo HEB 140. Assumiu-se que a largura de influência de cada microestacas era de 3,0 m em termos médios. No Quadro 7.3 encontram-se os cálculos da rigidez axial e da rigidez de flexão por metro linear bem como o peso volúmico.

Quadro 7.3 – Caracterização da parede de Berlim e das microestacas

Propriedades	Parede Berlim	Microestacas
$EA\ (kN/m)$	$9{,}9 \times 10^{6}$	301 000
$EI\ (kNm^2/m)$	74250	1056,30
$w(\ kN/m/m)$	7,50	0,33

Em relação ao bolbo de selagem foi modelado considerando uma calda de cimento de 25 GPa, equivalente ao módulo de elasticidade de um betão de fraca resistência, e com um diâmetro de 200 mm, umas vez que foi este o diâmetro de furação efetuado.

A carga de pré-esforço das ancoragens, o $P_{útil}$, foi determinado considerando a carga definida em projeto ($P_{útil}$ = 630 kN) a dividir pela distância entre ancoragens, que neste caso valia 3,0 m. Para o cálculo da área de armadura de pré-esforço, consideraram-se os 5 cordões de 0,6'' cada um com diâmetro nominal de $1{,}4 \times 10^{-4}\ m^2$. Os valores utilizados para a definição do comprimento livre e do bolbo de selagem encontram-se no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Caracterização dos elementos das ancoragens

	Comprimento livre	Bolbo de selagem
$E\ (MPa)$	195 000	25 000
A (m^2)	7×10^{-4}	$7{,}85 \times 10^{-3}$
$EA\ (kN/m)$	136 500	196 250
$P_{útil}(kN)$	210	210

7.2.4. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO 57

Para caraterizar os materiais do edifício 57, recorreu-se ao RIT, elaborado pela empresa "GAUSS – Topografia e Monitorização Estrutural, S.A.". O Quadro 7.5 contém os aspetos essenciais existentes na descrição geral do edifício.

Quadro 7.5 - Descrição geral do edifício 57

Características da construção	Descrição
Elementos verticais resistentes	Alvenaria
Separação dos pisos	Madeira
Fundações	Diretas
Intervenções de restruturação	Não há conhecimento
Cobertura	Telha tradicional
Estado de conservação	Mau
Sinais de assentamento na mediação do edifício	Não existem
Fissuras no alçado	Rachadelas e fissuras

Devido à proximidade deste edifício relativamente ao edifício 41 que fora demolido, e uma vez que não existiam informações acerca das características dos materiais do edifício 57, optou-se por considerar que estes seriam equivalentes aos utilizados na construção pombalina. Sendo assim, considerou-se que a empena do edifício 57 seria em alvenaria de Taipal e que o pavimento seria em madeira (Pena, 2008). No Quadro 7.6 estão presentes os materiais que constituem os elementos construtivos da superestrutura.

Quadro 7.6 – Características mecânicas médias dos Edifícios Pombalinos (Adaptado Simões, 2010)

Elementos construtivos	Materiais	Peso volúmico, γ (kN/m^3)	Módulo elasticidade, *E* (MPa)	Coeficiente Poisson, v
Empenas	Alvenaria de Taipal	22	1000	0,2
Pisos	Madeira	7	8000	
Cobertura	Telhas em barro e estrutura em madeira	-	-	

Em relação à cobertura, considerou-se que era de duas águas, com telha em barro e estrutura em madeira, constituída por asnas, madres, varas e ripas. Segundo Pena (2008), o peso próprio a

considerar neste tipo de coberturas poderá ser de 4,40 kN/m^2. Por simplificação, e uma vez que a estrutura do piso da cobertura destes edifícios se assemelhava à dos restantes, considerou-se que a rigidez axial e de flexão da cobertura seriam iguais às consideradas para os pisos.

Uma vez que a espessura da fachada principal do edifício 41 tinha aproximadamente 0,75 m, e tratando se de uma empena, normalmente de espessura inferior, considerou-se que esta apresentava 0,70 m. Entendeu-se que este seria um valor plausível, uma vez que também foi adotado em Valluzzi, Cóias, e Munari (s.d.).

Segundo Appleton (2003) o afastamento entre os vigamentos principais pode variar entre 0,20 e 0,40 m. Com base nesse afastamento, e considerando a relação esquematizada na Figura 7.5, considerou-se $a = 0{,}10\ m$, sendo o afastamento igual a 0,20 m. Em relação à altura dos vigamentos, considerou-se que esta seria igual ao dobro da base, ou seja, igual a 0,20 m.

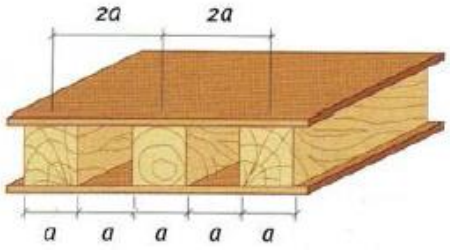


Figura 7.5 – Esquema estrutural de um pavimento de madeira (Appleton, 2003)

Em relação às fundações, considerou-se um prolongamento das pareces de empena do edifício, com um alargamento na cota final de fundação. Por simplificação, admitiu-se uma rigidez de flexão e rigidez axial muito elevadas e não se considerou o seu peso, uma vez que não se pretende o estudo das deformações associadas.

Com base na caracterização efetuada, assim como nas simplificações efetuadas para o caso da cobertura, foi possível determinar a rigidez axial, a rigidez de flexão e o peso próprio dos vários elementos (Quadro 7.7).

Quadro 7.7 - Propriedades dos elementos da superestrutura

Propriedades	Alvenaria de Taipal	Pavimento em madeira	Cobertura	Fundações
$EA\ (kN/m)$	700 000	800 000	800 000	$9{,}0 \times 10^9$
$EI\ (kNm^2/m)$	28583,33	2666,67	2666,67	$9{,}0 \times 10^9$
$w(\ kN/m/m)$	15,4	0,7	0	0

Na definição das sobrecargas a considerar na modelação, seguiu-se o regulamentado no Eurocódigo 1, parte 1-1 (ações gerais), cujos valores encontram-se no Quadro 7.8 (EC1, 2009).

Quadro 7.8 – Quantificação de sobrecargas (EC1, 2009)

Elementos	Sobrecarga (kN/m^2)
Pisos	3,0
Cobertura	0,4

Os restantes edifícios foram simulados através da aplicação de uma sobrecarga diretamente no terreno. Em relação à sua quantificação, considerou-se que também seriam edifícios com a mesma idade de construção que o edifício 57 e por isso com as mesmas características geométricas e mecânicas, admitindo-se por essa razão 4 kN/m^2 por piso, fazendo no total uma sobrecarga de 12 kN/m^2 (3 pisos).

7.3. VARIAÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO

Segundo a informação fornecida pelo piezómetro instalado na sondagem S1, o nível freático encontrava-se aproximadamente a 7,0 m de profundidade na zona da seção 11 antes dos trabalhos de escavação e contenção. Uma vez que o nível freático variou de forma significativa e a profundidades inferiores ao fundo da escavação, considerou-se a variação do mesmo ao longo das várias fases de construção no *Plaxis*. O Quadro 7.9 resume a variação da posição do nível freático ao longo das várias fases do processo construtivo.

Quadro 7.9 – Variação da posição do nível freático ao longo do processo construtivo

Evolução do processo construtivo	Profundidade nível freático (m)
Condições iniciais	7,0
Escavação do 1º nível	4,0
Execução do 1º nível de ancoragens	4,5
Escavação do 2º nível	5,2
Execução do 2º nível de ancoragens	5,8

7.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo adotado corresponde ao faseamento realizado em obra. Esta etapa, de cálculo do programa, permite além de uma simulação mais fidedigna, a monitorização dos esforços e deslocamentos em cada fase. Apresenta-se assim no Quadro 7.10 o faseamento construtivo modelado da seção 11.

Quadro 7.10 – Faseamento construtivo

Fases	Faseamento construtivo da seção 11
Fase 0	*Initial Phase*
Fase 1	*Gravity Loading*
Fase 2	Sobrecargas
Fase 3	Instalação dos perfis metálicos
Fase 4	Escavação de aterro acima da cota de fundação do edifício 57
Fase 5	Escavação do 1º nível
Fase 6	Execução e tensionamento do 1º nível das ancoragens
Fase 7	Escavação do 2º nível
Fase 8	Execução e tensionamento do 2º nível das ancoragens

A fase 0 corresponde à *Initial Fase* definida por defeito pelo programa, onde se dão todos os deslocamentos devido ao peso do solo, sobrecargas e às condições iniciais. A fase 1 corresponde à geração de tensões iniciais do solo, uma vez que estas não foram geradas na fase da definição da geometria pelo método do K0. Assim cria-se uma fase, neste caso denominada por *Gravity Loading* em que no separador *Parameters* se definiu o *loading input* para total *multipliers*.

Na fase 2 ativaram-se as sobrecargas a tardoz da contenção. Ainda nesta fase, ativou-se o comando *Reset displacements to zero*, para "zerar" os deslocamentos provocados pelas fases iniciais. Desta forma a partir desta fase, todos os deslocamentos serão provocados pelas seguintes fases.

Na fase 3, ativou-se o elemento *Plate* correspondente aos perfis metálicos HEB140 da contenção de Berlim. A partir da fase 4 iniciaram-se as escavações, que consistiam em "desativar" as camadas de solo já delimitadas na fase da definição da geometria. No caso da primeira escavação, que correspondeu à retirada do solo de aterro que se localizava acima da cota de fundação do edifício 57, ativou-se outra vez o comando *Reset displacements to zero*, uma vez que os alvos topográficos foram instalados apenas na fase seguinte de escavação.

A escavação no programa não tem em conta o fato de os painéis serem escavados de forma alternada (painéis primários e secundários), tirando partido do efeito de arco criado que permite que a escavação ocorra sem descompressão do terreno. Para contornar este problema e de forma a introduzir o aspeto tridimensional deste caso de estudo, utilizaram-se valores de ∑-Mstage inferiores a 1 mas superiores a 0,5. O valor 0,5 é normalmente utilizado em cortinas ancoradas, em que tira partido do efeito de arco. No entanto, e para além da tridimensionalidade referida, durante escavação do primeiro nível, ocorreu em simultâneo a escavação de um painel vizinho muito antes de este ser betonado, devido em parte às condições meteorológicas adversas. Para além disso, o tensionamento das ancoragens ocorreu em simultâneo, agravando ainda mais o problema da tridimensionalidade e evidenciando a prática de um incorreto faseamento construtivo. No segundo nível de escavação, respeitou-se a escavação dos

painéis primários e secundários, tendo-se realizado na mesma o tensionamento das ancoragens de uma só vez. Pelas situações descritas, optou-se por utilizar os valores 0,7 e 0,6 para o parâmetro ∑-Mstage na primeira escavação e para a segunda escavação, respetivamente.

Após cada escavação, procedia-se à alteração do material do elemento *Plate* para as características dos painéis de betão armado que constituíam a parede de Berlim. Depois de alteradas as características da parede de contenção num determinado nível, procedia-se ao tensionamento das ancoragens com a carga de pré-esforço já mencionada.

Os procedimentos referentes às escavações, alterações do elemento *Plate* e o tensionamento das ancoragens foram repetidos para as restantes fases, até se atingir o final da escavação.

7.5. RESULTADOS DA MODELAÇÃO

7.5.1. DESLOCAMENTOS OBTIDOS PELA MODELAÇÃO

Na Figura 7.6 encontra-se representada a configuração deformada da malha de elementos finitos no final da escavação.

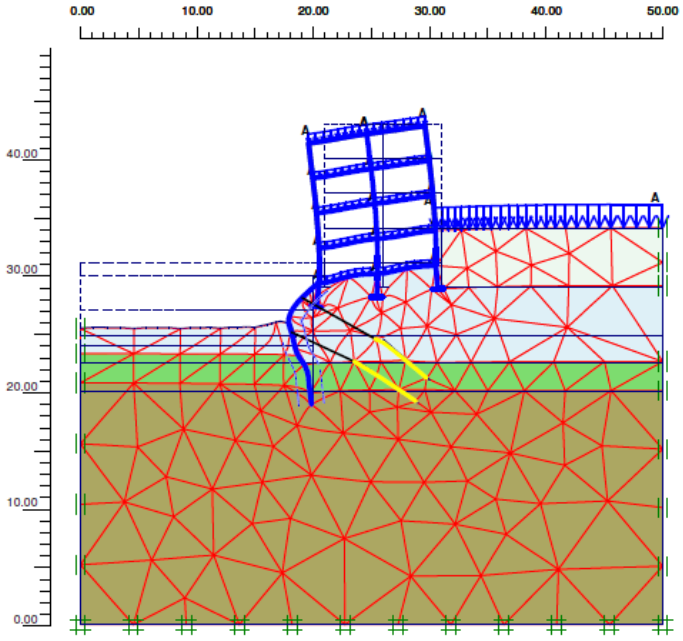


Figura 7.6 – Configuração deformada da malha de elementos finitos, após o fim da escavação

Na Figura 7.7 pode verificar-se que os deslocamentos horizontais máximos no terreno, após o fim da escavação, ocorrem atrás da parede, na zona entre a primeira e a segunda ancoragem. Estes evoluem no sentido do interior da escavação e apresentam deslocamentos máximos da ordem dos 48 mm.

Em relação aos deslocamentos verticais máximos, estes ocorrem no topo da parede, junto à fundação do edifício 57 e em simultâneo na base da escavação, verificando-se um empolamento no terreno devido à retirada de solo (Figura 7.8).

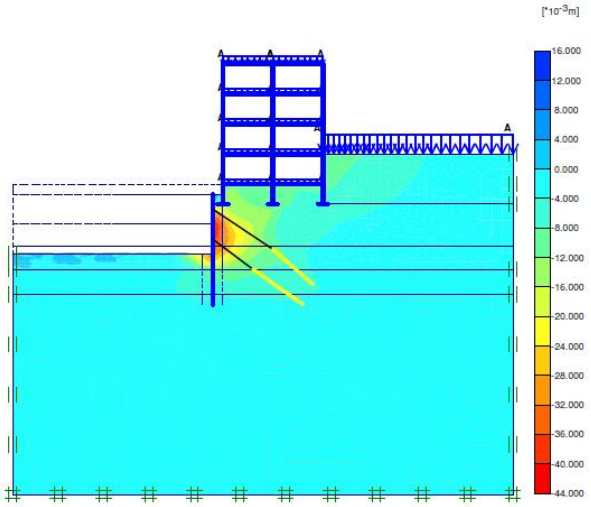


Figura 7.7 - Deslocamentos horizontais no solo no final da escavação (deslocamento máximo 42,2 mm)

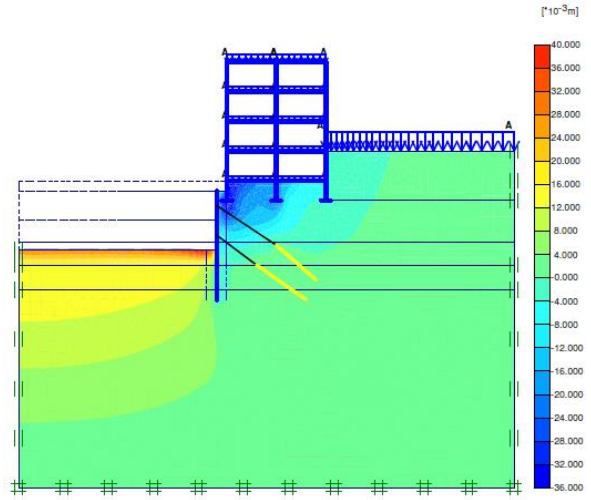


Figura 7.8 - Deslocamentos verticais no solo (deslocamento máximo 39,7 mm)

Analisados os deslocamentos no solo, foram medidos os deslocamentos horizontais e verticais na empena do edifício 57. Estes têm em conta os deslocamentos já existentes no solo, provocados pelas escavações e tensionamento das ancoragens.

De acordo a Figura 7.9, as deformações horizontais máximas ocorreram no topo da empena, no sentido do interior da escavação, atingindo-se os 31,7 mm. Quanto aos deslocamentos verticais, estes não variaram significativamente em altura, tendo atingido um máximo de aproximadamente 39,2 mm, aproximadamente, na zona das fundações (Figura 7.10). Os deslocamentos totais, representados na Figura 7.11, evidenciam claramente o contributo significativo dos deslocamentos verticais na deformação da empena.

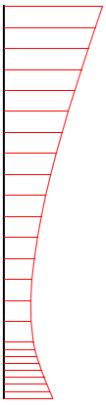


Figura 7.9 – Deslocamentos horizontais na empena do edifício 57 (máximo = 28,9 mm)

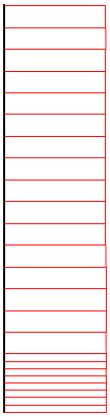


Figura 7.10 - Deslocamento verticais na empena do edifício 57 (máximo = 33,9 mm)



Figura 7.11 - Deslocamentos totais (máximo = 44,1 mm)

7.5.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DA MODELAÇÃO E OS RESULTADOS REAIS

Depois de analisados os deslocamentos obtidos pela modelação, procedeu-se a uma comparação com os deslocamentos verificados em obra. Na seção estudada, o alvo topográfico mais perto do topo da empena era o A26, tendo por isso sido analisados os deslocamentos resultantes da monitorização deste alvo, nas diferentes fases do processo construtivo. Os resultados apresentam-se nas Figura 7.12 e 7.13.

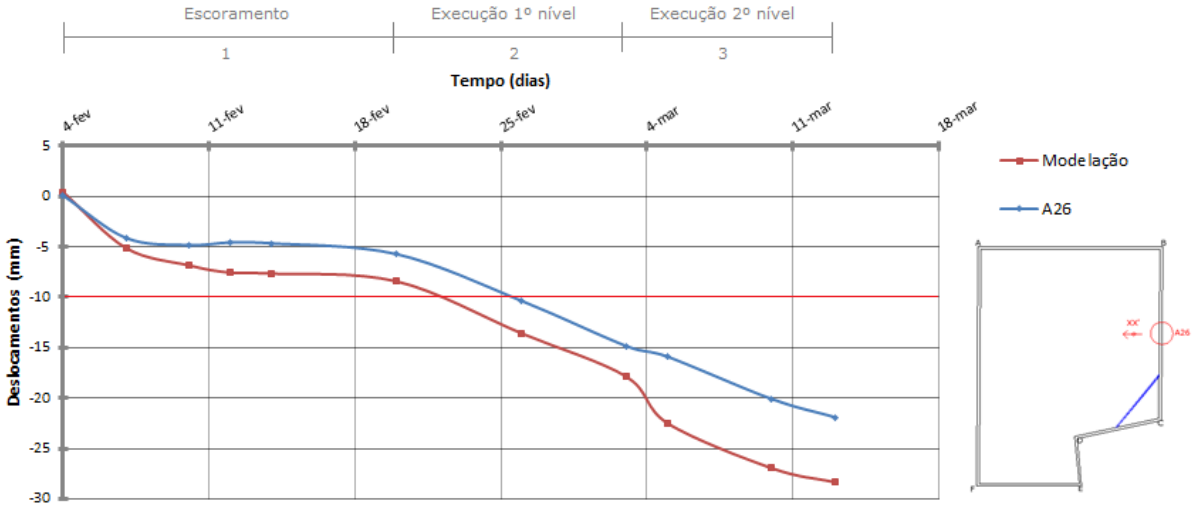


Figura 7.12 – Comparação dos deslocamentos na direção XX' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação

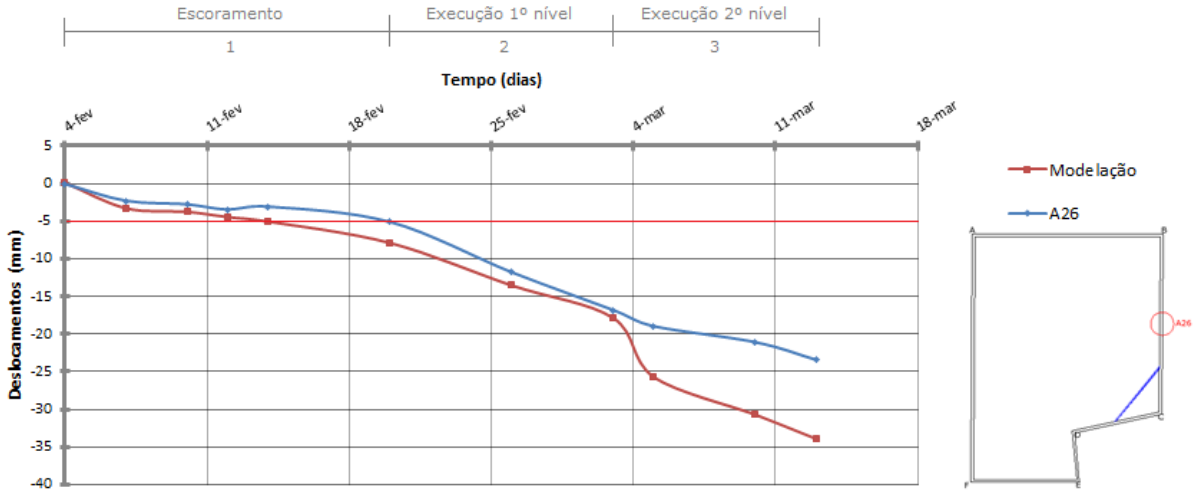


Figura 7.13 - Comparação dos deslocamentos na direção ZZ' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação

- Etapa 1 – Execução dos escoramentos no canto C e interrupção dos trabalhos de escavação devido à subida do nível freático;
- Etapa 2 – Escavação e betonagem do 1º nível e tensionamento da ancoragem;
- Etapa 3 – Escavação e betonagem do 2º nível e tensionamento da ancoragem;

Na direção XX', os resultados da modelação e do alvo A26 apresentam o mesmo andamento, havendo no entanto, um crescimento mais acentuado dos deslocamentos obtidos pela modelação, no momento da escavação do 2º nível.

Na direção ZZ', observa-se que no momento da escavação do 1º nível, os deslocamentos obtidos pela modelação acompanham a evolução dos deslocamentos reais. Já no 2º nível, verifica-se um crescimento dos deslocamentos mais acentuado no momento da escavação, sendo que posteriormente a evolução dos mesmos segue a mesma linha de tendência dos deslocamentos reais.

Numa primeira análise sobre os resultados obtidos, e atendendo a todas as considerações feitas no que toca à geometria e materiais do edifício 57, considera-se que os resultados são satisfatórios, uma vez que não diferem muito dos resultados obtidos pela monitorização., havendo sempre uma diferença que poderá estar relacionada com vários fatores.

Em primeiro lugar, refere-se o contributo das medidas de reforço aplicadas nesta obra, nomeadamente dos escoramentos realizados. Nos resultados da monitorização das seções 10 e 11 foi possível observar o contributo positivo dos mesmos, tendo sido o seu efeito positivo evidenciado na diferença de deslocamentos entre as referidas seções. A seção 11 neste caso, apresentou então deslocamentos superiores devido à relação de proximidade com as ancoragens e ainda devido à posição desta com os referidos escoramentos.

Por fim, deverá ter-se em conta o caracter conservativo do programa de modelação, e ainda a incerteza associada aos parâmetros geotécnico, destacando-se ainda neste contexto a importância do plano de instrumentação e monitorização.

7.5.2.1. Análise de danos no edifício 57

Perante os deslocamentos registados, revelou-se interessante uma análise dos danos causados no edifício 57 devido aos trabalhos de escavação e contenção realizados na seção em estudo. Para determinar a classe dos danos causados procedeu-se ao cálculo da deformação angular e da distorção angular para os deslocamentos obtidos pela modelação e pelo alvo A26. Os resultados encontram-se no Quadro 7.11.

Quadro 7.11 – Deformação e distorção angular

Resultados	L (m)	Deformação angular, ε_h $(\times 10^{-3})$	Distorção angular, β $(\times 10^{-3})$
Modelação	10	3,17	3,92
Alvo A26		2,07	2,18

Depois de calculados os valores para a deformação angular e para a distorção angular, representaram-se os resultados no gráfico da Figura 7.14. Constata-se então que os deslocamentos elevados ocorridos em obra provocaram importantes danos no edifício 57, sendo o nível de danos obtido pela modelação superior ao obtido pelos deslocamentos do alvo A26, como seria de esperar.

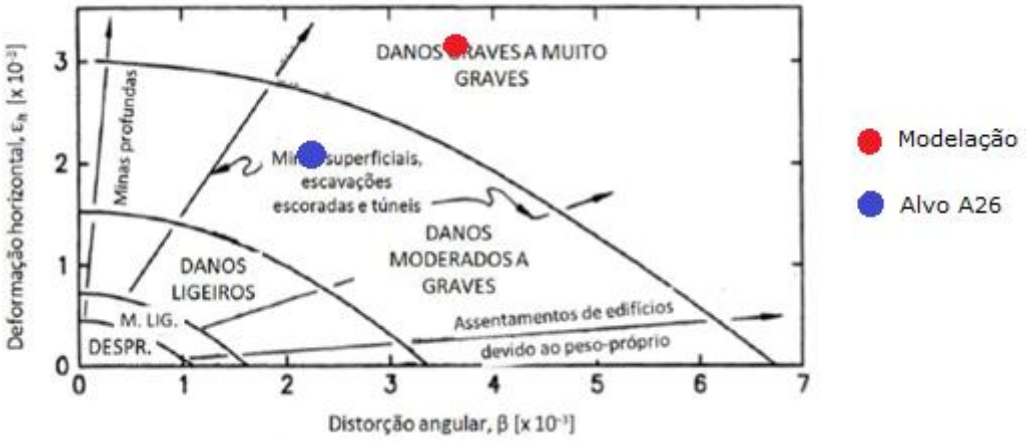


Figura 7.14 - Avaliação do nível de danos no edifício 57

A classe de danos obtida para os deslocamentos do alvo A26 está em concordância com o nível de danos que ocorreu no edifício 57, uma vez que que se verificaram aberturas de fendas nas paredes que chegaram aos 10 mm aproximadamente (Figura 7.15), confirmando a existência de danos moderados no mesmo. A fissuração foi controlada ao longo da obra com recurso a calços de gesso que permitiram detetar, grosseiramente, eventuais acréscimos da abertura ou deslizamento das fissuras, não tendo havido no entanto, uma quantificação da sua evolução. De realçar ainda o contributo dos escoramentos realizados e por consequência, do plano de monitorização e observação, que permitiu o controlo dos deslocamentos do edifício e por consequência da segurança da própria obra.





Figura 7.15 – Pormenores das fissuras existentes no edifício 57 durante os trabalhos de escavação e contenção periférica

7.6. RETROANÁLISE

7.6.1. ENQUADRAMENTO

A retroanálise revela-se uma ferramenta muito importante e útil na medida em que permite uma análise de sensibilidade face à variação de alguns parâmetros, possibilitando assim uma aproximação dos deslocamentos obtidos pela modelação com os deslocamentos monitorizados.

Inicialmente, antes de proceder à alteração de alguns parâmetros, simulou-se no programa Plaxis 2D a existência dos escoramentos no canto C com recurso ao comando *Anchors*, de forma a considerar o contributo positivo dos mesmos no controlo dos deslocamentos horizontais. No entanto, a configuração da deformada da empena do edifício 57 apresentou-se de forma distinta da registada pela monitorização, tendo-se obtido deslocamentos horizontais no topo da empena inferiores aos deslocamentos a meia altura, devido essencialmente à introdução dos escoramentos na zona da laje superior do edifício. Estes resultados afastavam-se assim dos valores obtidos pela instrumentação e por essa razão não foram considerados.

7.6.2. PARÂMETROS ESCOLHIDOS

Ao realizar-se uma análise paramétrica, foi necessário decidir que parâmetros seriam alterados. Uma vez que foram admitidos valores durante a caracterização do edifício 57, e uma vez que a foram analisados os deslocamentos da empena do mesmo, optou-se então por avaliar a importância da espessura da mesma. Esta análise permitirá assim aproximar as dimensões da empena do edifício às dimensões reais.

Por outro lado, em relação aos parâmetros do solo, optou-se por estudar o comportamento da empena do edifício 57 face à variação do valor da coesão do solo correspondente ao aterro. Inicialmente, considerou-se que a sua coesão seria nula, pois era a informação que constava no relatório geológico-geotécnico fornecido. No entanto, durante os trabalhos de escavação e contenção periférica, as camadas de aterro demonstraram ter alguma coesão, pelo que se optou por aumentar o valor inicialmente adotado.

7.6.3. RESULTADOS

Em relação à espessura da empena do edifício 57, uma vez que a espessura inicialmente utilizada foram 0,70 m, optou-se por avaliar os deslocamentos da empena com espessuras de 0,80 m e 0,60 m. Uma vez que se verificou que os deslocamentos obtidos pela modelação se aproximavam dos deslocamentos reais à medida que se diminuía a espessura da empena, optou-se ainda por avaliar os resultados para uma espessura igual a 0,50 m. Os resultados encontram-se nas Figuras 7.16 e 7.17.

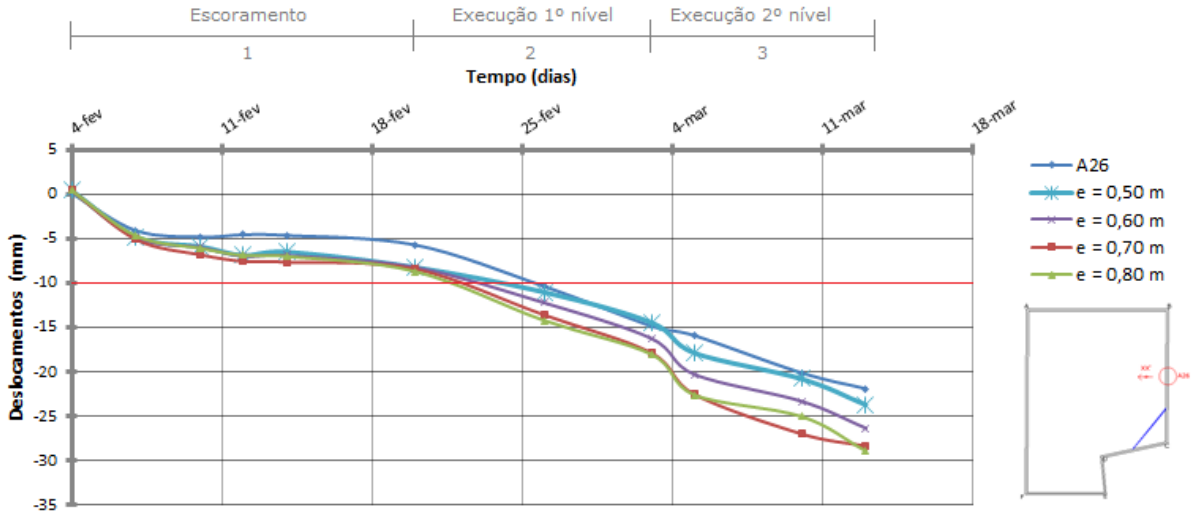


Figura 7.16 - Comparação dos deslocamentos na direção XX' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para as várias espessuras adotadas

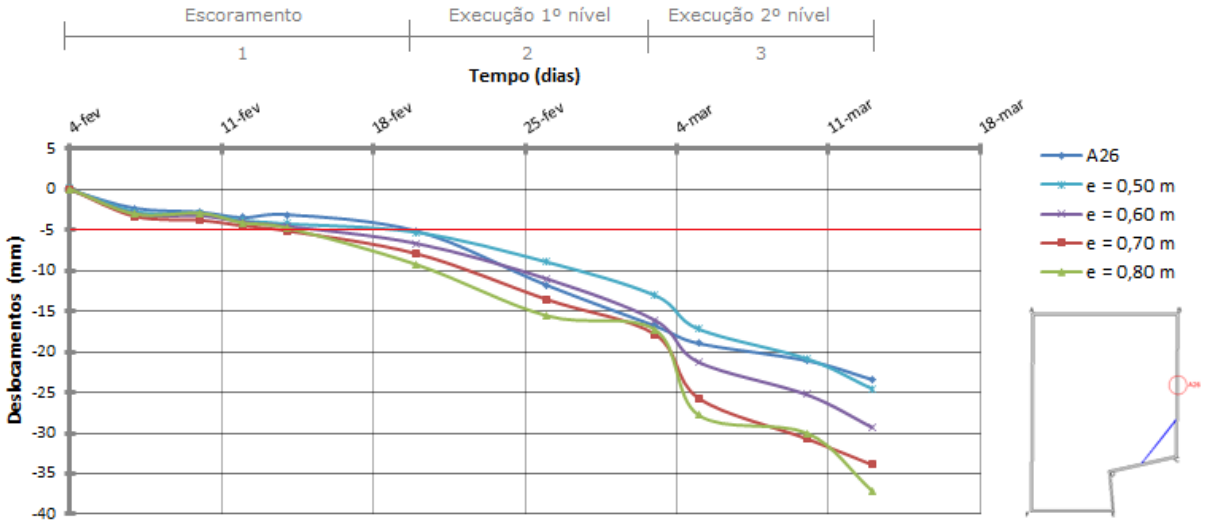


Figura 7.17 - Comparação dos deslocamentos na direção ZZ' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para as várias espessuras adotadas

Pela observação dos resultados obtidos, pode dizer que os mesmos são satisfatórios, uma vez que os deslocamentos obtidos aproximam-se dos deslocamentos reais. Nas direções XX' e ZZ', observa-se que, para a espessura de 0,80 m, a evolução do crescimento dos deslocamentos é idêntica à evolução dos mesmos para a espessura inicialmente adotada, sendo que, para espessuras inferiores, os

deslocamentos vão-se aproximando gradualmente dos deslocamentos reais. Por essa razão, optou-se ainda por avaliar os resultados para uma espessura de 0,50 m, tendo sido esta espessura a que permitiu a obtenção de deslocamentos mais próximos dos reais na direção XX'. Na direção YY', durante a execução do 1º nível, os deslocamentos para uma espessura de 0,50 m são inferiores aos registados pelo alvo A26, havendo no entanto uma aproximação durante o 2º nível de execução. Poderá portanto considerar-se que a espessura da empena do edifício 57, num cenário de coesão nula, estará entre os 0,50 m e 0,60 m.

Em relação à coesão do aterro, considerou-se que o valor adotado seria determinado através da seguinte expressão, utilizada para solos argilosos (Coelho, 1996):

$$c' = \frac{N-4}{50} \qquad (3)$$

Onde *c'* corresponde à coesão efetiva do solo (em N/cm^2) e *N* ao número de pancadas médio obtido pelo ensaio SPT. Considerando o número médio de pancadas obtido pela sondagem S1 para a camada de aterro, obteve-se uma coesão efetiva de aproximadamente 3 kPa. Os resultados encontram-se nas Figuras 7.18 e 7.19.

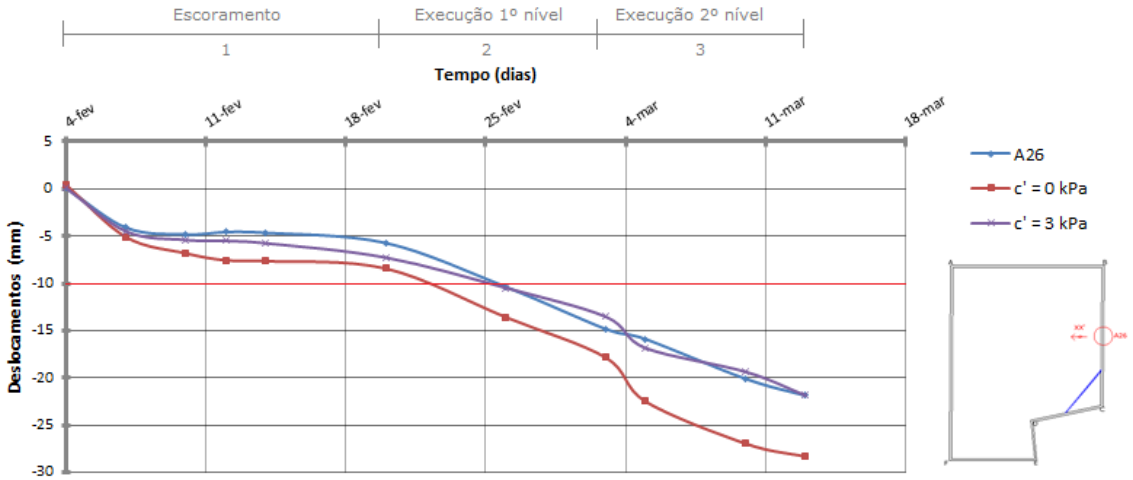


Figura 7.18 - Comparação dos deslocamentos na direção XX' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para a coesão adotada

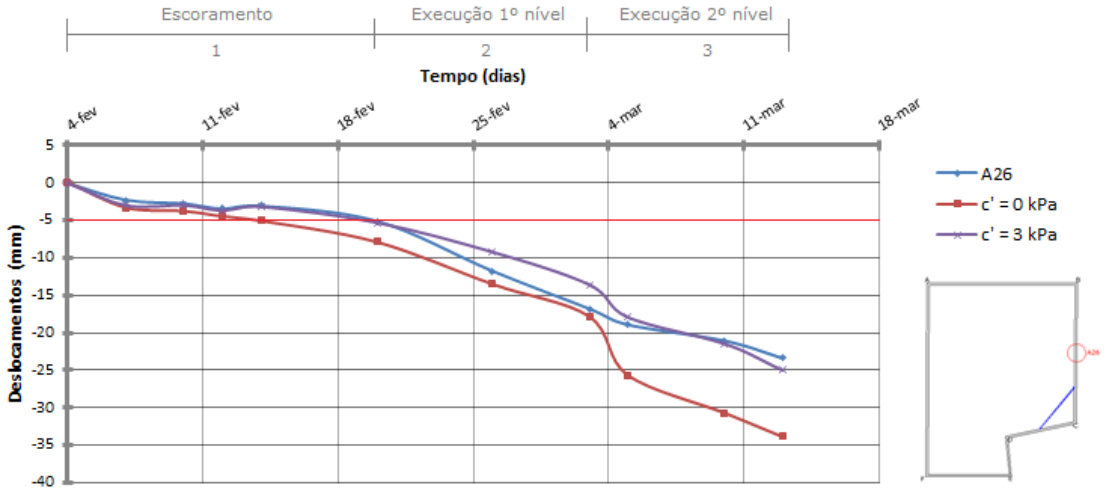


Figura 7.19 - Comparação dos deslocamentos na direção ZZ' reais com os deslocamentos obtidos pela modelação para a coesão adotada

Através dos resultados obtidos, verifica-se antes de mais que, com a introdução de apenas 3 kPa na coesão do solo de aterro, os deslocamentos obtidos diminuíram e aproximaram-se dos deslocamentos reais. Apesar de na direção ZZ', os resultados serem ligeiramente inferiores aos reais durante a execução do primeiro nível, na direção XX' a diferença entre os mesmos é mínima, apontando assim para uma boa estimativa da espessura da empena considerada inicialmente, num cenário em que a coesão do aterro seja de aproximadamente 3 kPa.

7.7. DIFICULDADES E DESAFIOS ENCONTRADOS

Os deslocamentos elevados observados nos edifícios vizinhos durante os trabalhos de escavação e contenção periférica encaminharam o desenvolvimento desta dissertação para a problemática das escavações em meio urbano consolidado, tendo-se revelado interessante a realização de uma modelação numérica do cenário geológico-geotécnico existente bem como da estrutura de contenção periférica e do edifício vizinho, onde estavam colocados alvos topográficos para monitorização da obra. No entanto, a existência de pouca informação relativamente ao referido edifício constituiu sem dúvida uma dificuldade na construção do modelo, levando à utilização de parâmetros obtidos pela experiência de casos semelhantes e ainda pela informação existente no RIT. Por esse motivo, a obtenção de deslocamentos pelo modelo numérico, que se aproximassem dos obtidos pela monitorização, constitui sem dúvida o desafio deste trabalho.

Por outro lado, o fato de se ter recorrido a um programa de elementos finitos 2D, gerou dificuldades na criação de um modelo que se aproximasse da realidade, devido à tridimensionalidade encontrada neste caso de estudo. Para além disso, o incumprimento do faseamento construtivo obrigou a uma observação detalhada, quer em obra, quer através de registos fotográficos, de todas as fases de escavação e construção da contenção periférica. Apesar das suas limitações, foram então exploradas as potencialidades do programa, com o objetivo de construção de um modelo que integrasse todas estas situações reais.

8
CONCLUSÕES

8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como primeira análise, deverá referir-se que o acompanhamento deste caso de estudo durante todo o seu processo construtivo, constituiu uma ferramenta muito valiosa, que permitiu uma consciencialização da problemática dos trabalhos de demolição e escavação em meio urbano consolidado. Sendo assim, a aplicação de soluções de contenção e escavação num edifício histórico revelou-se um problema complexo, que envolveu para além de um estudo cuidado em fase de projeto, um acompanhamento rigoroso durante a execução dos trabalhos.

Com a realização do primeiro capítulo, percebeu-se que a construção em Portugal atravessa um período de mudança, com perspetivas de evolução na área da reabilitação dos edifícios e ainda na procura por soluções em profundidade, por forma a contornar os condicionalismos regulamentares e de forma a atender às necessidades da população. Neste sentido, a procura por soluções para contenção de fachadas, como forma de preservação do património das cidades, e ainda soluções que permitam a utilização do espaço subterrâneo, revelam-se cada vez mais importantes e necessárias na reabilitação do edificado em meio urbano consolidado. A procura dessas soluções permitirá então uma diminuição do impacto que as obras de reabilitação poderão causar não só nas fachadas mas também nas estruturas vizinhas.

Ainda sobre a questão das estruturas de contenção de fachadas, este foi um aspeto que se foi revelando interessante, uma vez que se constataram todos os trabalhos necessários à sua montagem, monitorização e posterior ligação com a estrutura nova, em prol da manutenção estética apenas exterior de um edifício Pombalino, levando à necessidade de cuidados redobrados de medidas segurança, e ainda a um esforço financeiro adicional. A manutenção da fachada principal foi assim conseguida, ainda que apresente um aspeto completamente renovado, devido a todos os trabalhos de reforço necessários.

No caso de estudo acompanhado, essas estruturas acabaram por apresentar deslocamentos muito superiores aos previstos em fase de projeto, com presença de danos moderados que poderão levar à necessidade de reparações adicionais. A constatação desses danos, alerta-nos assim a para a necessidade de haver um cumprimento integral do faseamento construtivo, bem como da importância das medidas de reforço realizadas, pois sem as mesmas, os resultados teriam sido mais gravosos. Ainda neste contexto, surge a importância de um plano de instrumentação e monitorização competente, que permita uma gestão eficiente do faseamento construtivo e que seja capaz de antever determinadas situações, que poderão colocar em risco a segurança dessas estruturas, dos trabalhadores e ainda dos residentes.

A monitorização é assim uma ferramenta que permite a ultrapassagem de algumas das limitações existentes em obras de ídolo geotécnica, devido às incertezas associadas aos parâmetros dos solos e ao seu comportamento sob condições meteorológicas adversas. Para além disso, e apesar de ter sido realizado um Relatório de Inspeção Técnica, não existe informação suficiente acerca da geometria dos edifícios vizinhos, bem como uma caracterização rigorosa dos seus materiais, dificultando assim o estudo do comportamento dos mesmos em fase de projeto.

Em relação à modelação realizada, apesar de não ter sido possível uma representação fidedigna da envolvente tridimensional existente desta obra, devido às limitações do programa *Plaxis 2D*, conseguiu-se através da alteração de um parâmetro a simulação dessa tridimensionalidade, proporcionando assim a obtenção de resultados bastante satisfatórios, que se aproximaram dos resultados observados. Neste sentido, realça-se o potencial demonstrado pelo programa de cálculo utilizado, que permitiu uma representação das condições reais da obra, possibilitando assim a comparação dos deslocamentos.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Dada a importância que a monitorização apresentou neste caso de estudo, considera-se relevante o investimento num plano de instrumentação mais rigoroso, que abranja um maior número de elementos, como por exemplo as ancoragens, recorrendo para isso a células de cargas. A inclusão de inclinómetros também permitiria o controlo das estruturas de contenção e poder-se-ia ainda recorrer à utilização de clinómetros, pois contribuiriam para um conhecimento e controlo mais rigoroso do comportamento dos edifícios vizinhos, através da medição das rotações dos mesmos.

Relativamente ao conhecimento do cenário geotécnico deste tipo de obras, que envolvem estruturas de contenção, é muito importante exista uma caracterização rigorosa de todos os parâmetros do solo e ainda um controlo eficaz da variação do posicionamento do nível freático, especialmente em nos períodos mais húmidos.

Quando aos Relatórios de Inspeção Técnica, sugere-se uma avaliação mais detalhada acerca dos materiais dos edifícios e que abranja maior número de elementos, como por exemplo a espessura das paredes, que permita uma caracterização geométrica com algum rigor e que possibilite uma previsão do comportamento dos mesmos sob influência de escavações.

Por fim, revela-se importante o estudo deste caso num programa de cálculo de elementos finitos em 3D, de forma a considerar todos os elementos que constituíam o alçado BC e que fizeram deste caso de estudo um problema altamente tridimensional. Desta forma, seriam introduzidos os escoramentos de canto que existiam na contenção periférica e ainda aqueles que foram colocados mais tarde, como medidas de reforço. Este estudo permitiria assim a obtenção de resultados mais próximos dos reais e que, aliado a um maior conhecimento das estruturas vizinhas, possibilitava o desenvolvimento de outras soluções também interessantes.

BIBLIOGRAFIA

Appleton, João AS. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos: Patologias e Tecnologias de Intervenção*. 1ª Edição. Lisboa: Edições Orion.

Carldora. (s.d.). "Portfólio de Contenção de Fachadas realizadas em Portugal". Acedido a 5 de março de 2014. http://www.carldora.com/pt/portfolio/portugal/contencao-de-fachadas.

Carvalho, Filipa Martinho. (2013). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica Parque de Estacionamento Alves Redol*, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Acedido a 5 de abril de 2014.

CML, Câmara Municipal de Lisboa. (1999). Decreto Lei nº 555/99. *Diário da República*, nº 291, Série I-A, de 1999-12-16, pp. 8915, que estabelece o regime jurídico da urbanização e dificação.

Coelho, Silvério. (1996). *Tecnologia de Fundações*. E. P. Gustave Eiffel.

Cóias, Vítor. (2006). *Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*. Instituto Superior Técnico.

Cóias, Vítor. (2010). "A Reabilitação do Edificado de Lisboa e o Risco Sísmico". Acedido a 3 de outubro de 2013. http://www.stap.pt/files/Reabilitacao_Edificado_Lisboa_Risco_Sismico.pdf.

Construction Fixings, Assiciation. (2004). "Fixings for the retention of masonry façades". Acedido a 4 de abril d 2014. http://www.fixingscfa.co.uk/media/48748/gnretentionofmasonryfacades.pdf.

Construction Fixings, Assiciation. (2004). "Resin Injection Anchors in hollow materials". Acedido a 4 de abril de 2014. http://www.the-cfa.co.uk/media/43012/smsresininjhollowmats.pdf.

Construction Fixings, Assiciation. (2004). "Resin Injection Anchors in solid masonry". Acedido a 4 de abril de 2014. http://www.the-cfa.co.uk/media/43002/smsresininjectionsolidmasonry.pdf.

Construction Fixings, Assiciation. (s.d.). "Thin-walled sleeve type Expansion Anchors.". Acedido a 4 de abril de 2014. http://www.the-cfa.co.uk/media/46057/sms_thin_walled_sleeve_anchor_04_12.pdf.

Cruz, Rui M. P. (2008). *Sistemas de Suporte de Paredes de Edifícios Antigos em Demolição*, Istituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Acedido a 15 de outubro de 2013.

Earth, Google. (2014). Lisboa. Mapa. [s.I]: Google Earth. Acedido a 18 de maio de 2014.

EC1 (Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações gerais). 2009. Eurocódigo 1. Acedido a 22 de junho de 2014.

FutuRebuild. (2013). *Plano de Trabalho Com Riscos Especiais*. Acedido a 20 de dezembro de 2013.

Gauss, Topografia e Monitorização Estrutural. (2013). *Relatório de Instalação e Época de Referência - Sistema de observação em edifícios e fachadas no âmbito da obra Rua S. José 41 em Lisboa*. Acedido a 30 de setembro de 2013.

Gauss, Topografia e Monitorização Estrutural. (2014). *Relatório de Observação Regular -Sistema de observação em edifícios e fachadas no âmbito da obra Rua S. José 41 em Lisboa*. Acedido a 21 de abril de 2014.

Gomes, João Ferreira, e Fernando Sá Oliveira. (s.d.). "Técnicas de demolição". Acedido a 6 de março de 2014. http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-cor/03%20T%C3%A9cnicas%20de%20demoli%C3%A7%C3%A3o%20-%203%C2%AA%20e%204%C2%AA%20aulas%20te%C3%B3ricas%20-%20COR.pdf.

Guerra, Nuno. (1999). *Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical*, Universidade Técnica de Lisboa. Acedido a 12 de março de 2014.

Guerra, Nuno. (2007). "Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-ancoradas". Acedido a 12 de março de 2014. http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/capitulo6.pdf.

Guerra, Nuno. (2008). "Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-escoradas". Acedido a 12 de março de 2014. http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/capitulo5.pdf.

Highfield, David, e Christopher Gorse. (2009). *Refurbishment and Upgrading of Buildings*. 2ª Edição. Taylor & Francis e-Library: Spon Press.

HSE, Health & Safety Executive. (1992). "Facade retention". Acedido a 10 de fevereiro de 2014. http://regulations.completepicture.co.uk/pdf/Health%20and%20Safety/Facade%20retention..pdf.

INE. (2013). "Retrato Territorial de Portugal - 2011". Acedido a 15 de novembro de 2013. http://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_publicacoes&PUBLICACOESpub_boui=153414764&PUBLICACOESmodo=2.

INE, e LNEC. (2013). "O Parque Habitacional e a sua Reabilitação - Análise e Evolução 2001-2011". Acedido a 15 de novembro de 2013. http://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_publicacoes&PUBLICACOESpub_boui=165231362&PUBLICACOESmodo=2.

INE, e LNEC. (2013). *O Parque Habitacional e a sua Reabilitação: Análise e Evolução*. Acedido a

ipma, instituto português do mar e da atmosfera. (2014). *Boletim Climatológico Mensal -fevereiro de 2014*. Acedido a

JetSJ. (2014). *Projeto de Execução - Contenção Provisória de Fachada*. Acedido a 21 de abril de 2014.

Limited, Knight Build. (2006). "Facade Retention". Acedido a http://www.knightbuild.co.uk/basement.html.

Mascarenhas, Jorge. (2012). *Sistemas de Construção*. Volume XIII - Reabilitação Urbana. Lisboa: Livros Horizonte.

Matos Fernandes, Manuel. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. Acedido a 11 de março de 2014.

Matos Fernandes, Manuel. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. Feup edições. Porto: Feup edições.

Mishra, Gopal. (2012). "Shoring and its types". Acedido a 22 de fevereiro de 2014. http://theconstructor.org/practical-guide/shoring-and-its-types/4633/.

Oliveira, Nuno Pupo , Nuno Cruz, e Jorge Cruz. (2014). *Mota-Engil - Prospeção Geotécnica Complementar*. Acedido a 17 de abril de 2014.

Pena, André Franco (2008). *Análise do Comportamento Sísmico de um Edifício Pombalino* Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Acedido a 20 de junho de 2014.

Pinto, Ricardo Nuno (2008). *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi-Apoiadas em Edifícios*, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Acedido a 6 de abril de 2014.

Público. (2006). "Portugal é um dos países da Europa com mais automóveis por habitante". Acedido a 16 de março de 2014. http://publico.pt/sociedade/noticia/portugal-e-um-dos-paises-da-europa-com-mais-automoveis-por-habitante-1270738.

Raposo, Nuno P. (2008). *Pré-dimensionamento de Estruturas de Contenção Ancoradas*, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. Acedido a 5 de maio de 2014.

Simões, Ana Gabriela Gaspar. (2010). *Comportamento Sísmico de um Quarteirão Pombalino* Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Acedido a 20 de junho de 2014.

Sousa, Gonçalo Iria de. (2012). *Estruturas Metálicas para Contenção de Fachadas*, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, Acedido a

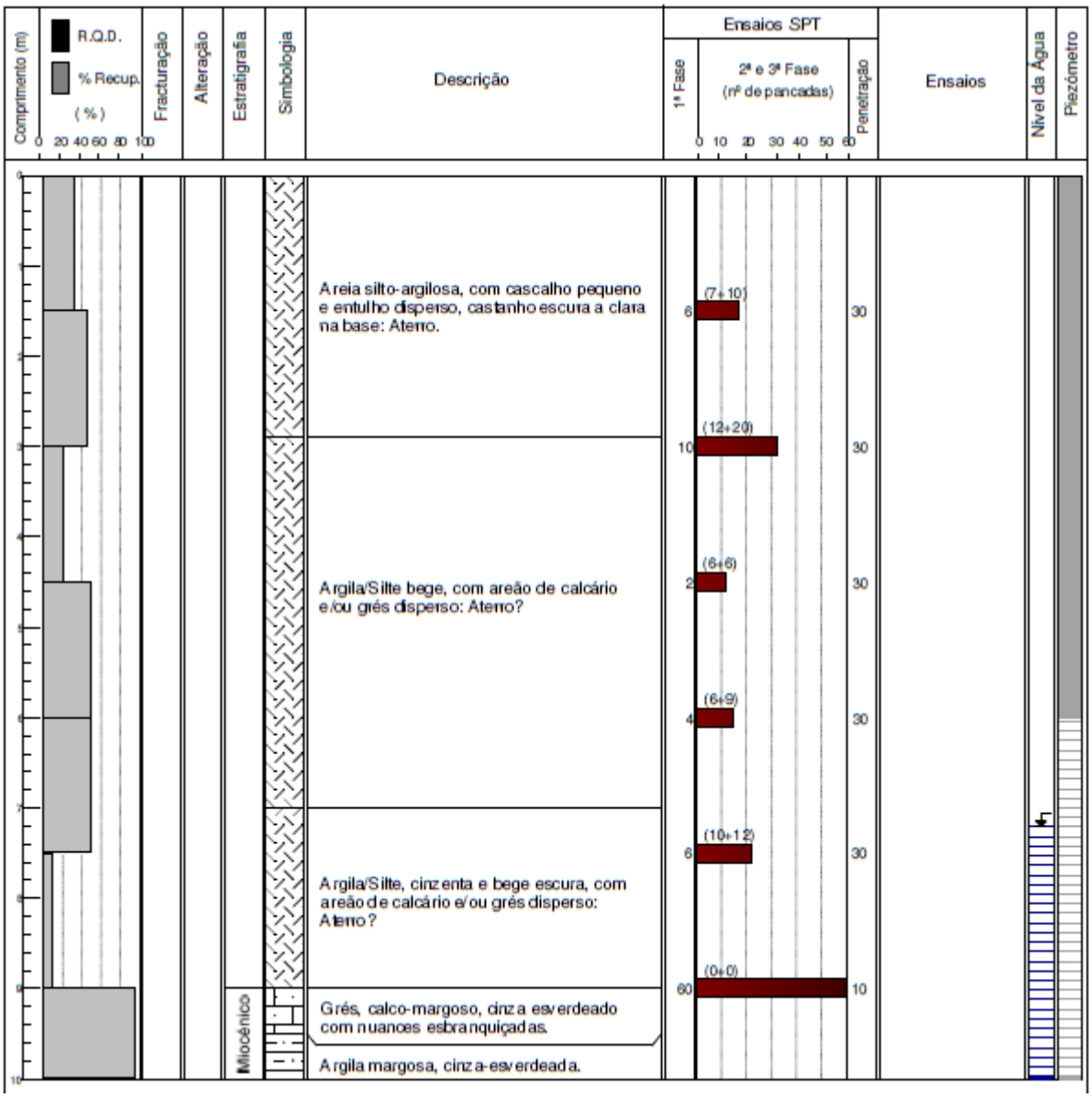
Valluzzi, Maria Rosa, Vítor Cóias, e Marco Munari (s.d.). "Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios Pombalinos Utilizando a Abordagem dos Macro-Elementos". Acedido a 25 de junho de 2014. http://www.oz-diagnostico.pt/images/2000/Macro_Elem_Pombalino2.pdf.

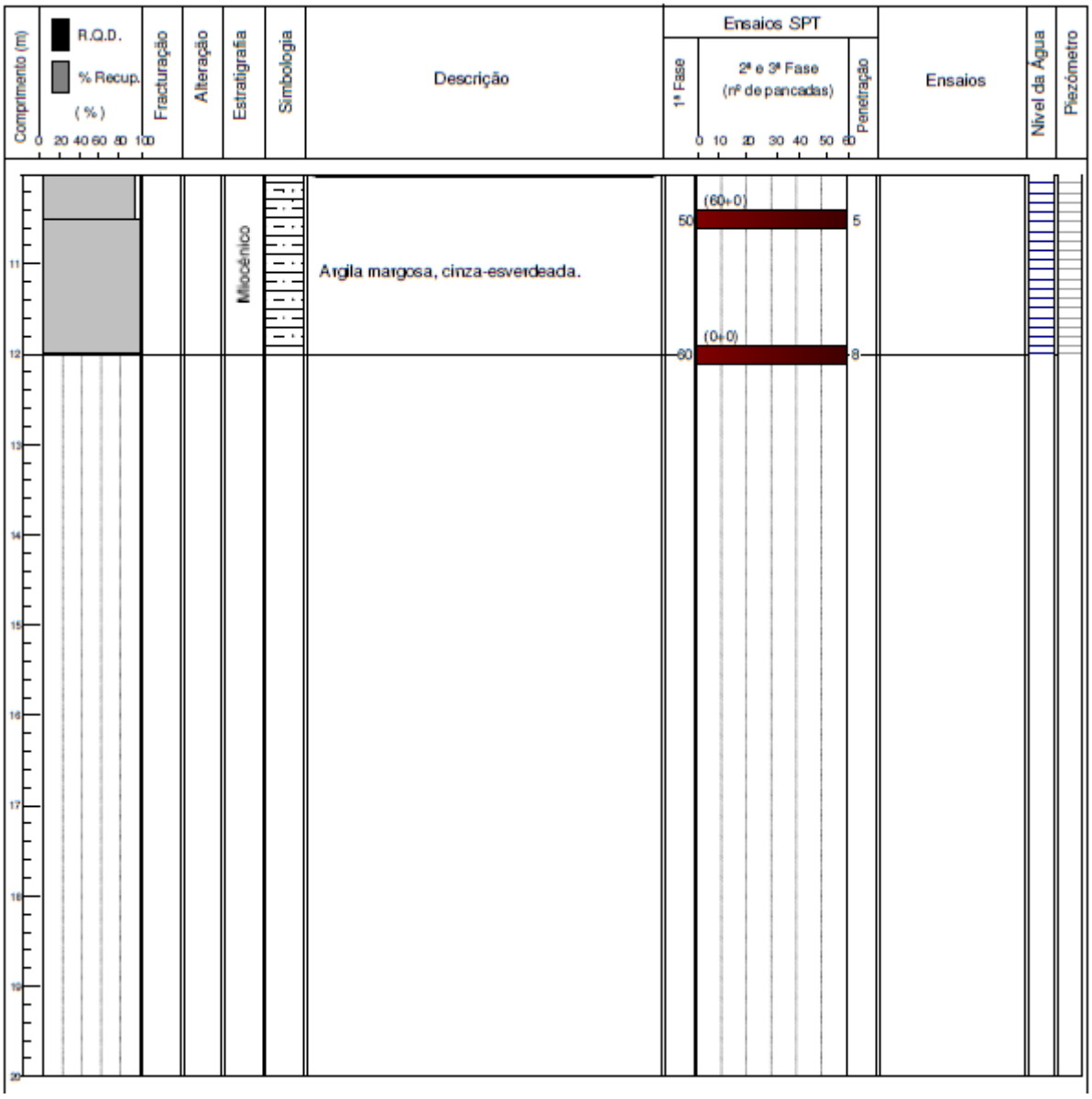
Vila Pouca, Nelson. (2013). *Estruturas de Suporte de Terras. Casos de obra.*, Apontamentos da Disciplina de Fundações e Estruturas de Suporte - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. Acedido a 12 de março de 2014.

ANEXOS

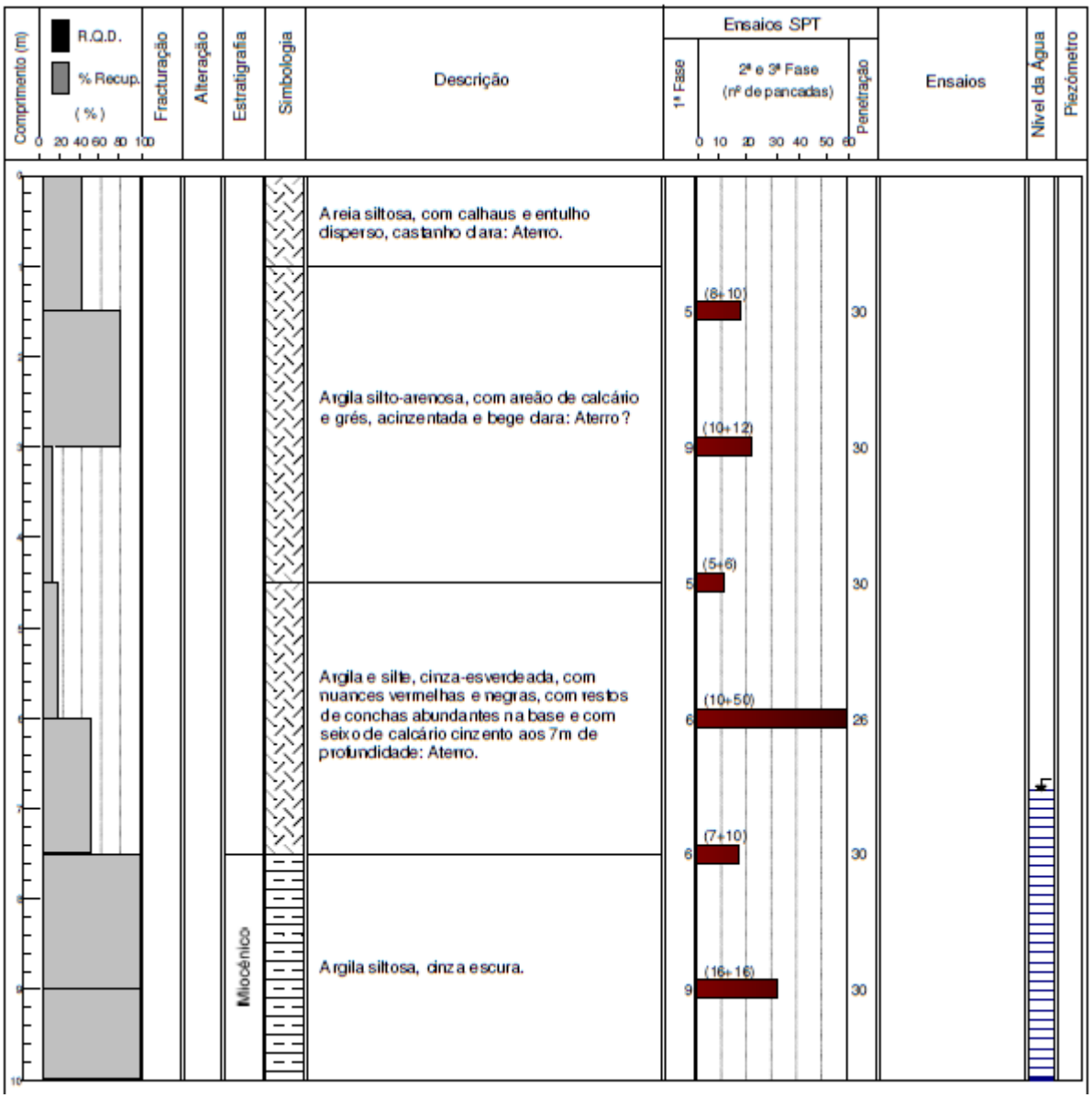
A1

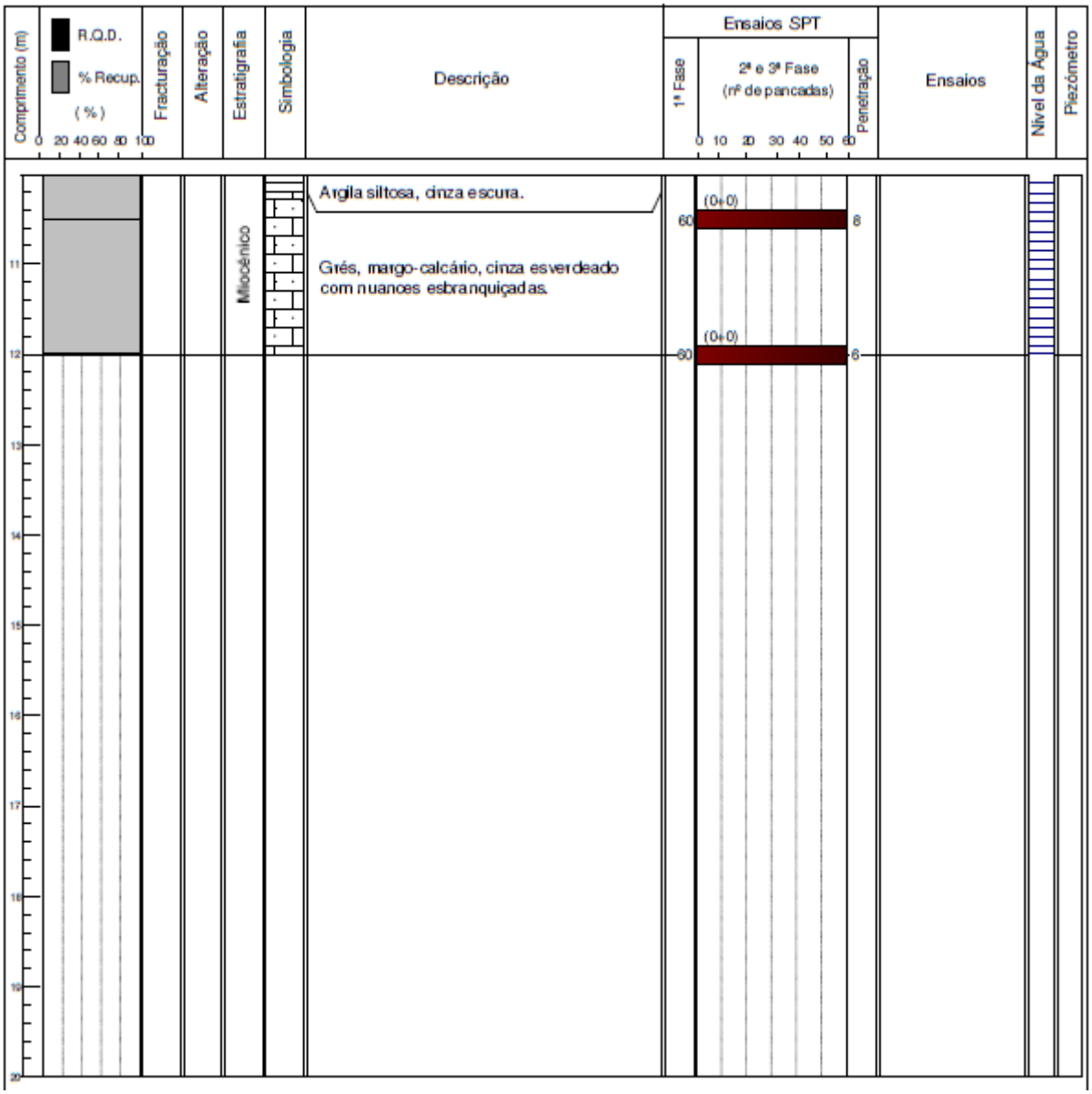
Sondagem S1(Pz)




Comprimento (m)
R.Q.D.
% Recup.
(%)
0 20 40 60 80 100
Fracturação
Alteração
Estratigrafia
Simbologia
Descrição
Ensaios SPT
1ª Fase
2ª e 3ª Fase
(nº de pancadas)
0 10 20 30 40 50 60
Penetração
Ensaios
Nível da Água
Piezómetro
Miocénico
Argila margosa, cinza-esverdeada.
(60+0)
50
5
(0+0)
60
8
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

Sondagem S2


Comprimento (m)
R.Q.D.
% Recup.
(%)
0 20 40 60 80 100
Fracturação
Alteração
Estratigrafia
Simbologia
Descrição
Ensaios SPT
1ª Fase
2ª e 3ª Fase
(nº de pancadas)
0 10 20 30 40 50 60
Penetração
Ensaios
Nível da Água
Piezómetro
Areia siltosa, com calhaus e entulho disperso, castanho clara: Aterro.
Argila silto-arenosa, com areão de calcário e grés, acinzentada e bege clara: Aterro?
Argila e silte, cinza-esverdeada, com nuances vermelhas e negras, com restos de conchas abundantes na base e com seixo de calcário cinzento aos 7m de profundidade: Aterro.
Argila siltosa, cinza escura.
Miocénico
(8+10)
(10+12)
(5+6)
(10+50)
(7+10)
(16+16)
30
30
30
26
30
30


Comprimento (m)
R.Q.D.
% Recup.
(%)
0 20 40 60 80 100
Fracturação
Alteração
Estratigrafia
Simbologia
Descrição
Ensaios SPT
1ª Fase
2ª e 3ª Fase
(nº de pancadas)
0 10 20 30 40 50 60
Penetração
Ensaios
Nível da Água
Piezómetro
Argila siltosa, cinza escura.
Grés, margo-calcário, cinza esverdeado com nuances esbranquiçadas.
Miocénico
(0+0)
60
8
(0+0)
60
8