



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação de Metro “Aeroporto”

ANDRÉ GUSTAVO VASCONCELOS MACIEL TEIXEIRA
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau mestre em Engenharia Civil – Perfil
de Estruturas (Versão Definitiva)

Orientadores:

Engenheiro Joaquim Carlos Correia Peres

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Engenheiro Nuno Filipe Pereira de Lourdes

Júri:

Presidente: Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Vogal: Engenheiro Manuel Augusto Gamboa

Dezembro 2012



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação de Metro “Aeroporto”

ANDRÉ GUSTAVO VASCONCELOS MACIEL TEIXEIRA
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau mestre em Engenharia Civil – Perfil
de Estruturas (Versão Definitiva)

Orientadores:

Engenheiro Joaquim Carlos Correia Peres

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Engenheiro Nuno Filipe Pereira de Lourdes

Júri:

Presidente: Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Vogal: Engenheiro Manuel Augusto Gamboa

Dezembro 2012

Resumo

O presente relatório enquadra-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado inserido no Mestrado em Engenharia Civil, do perfil de Estruturas, no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). Para tal, foi realizado um estágio curricular com a duração de 23 semanas pela empresa BRITALAR – Sociedade de Construções S.A. na obra pública designada por AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação do Metro “Aeroporto”, cujo promotor é a ANA – Aeroportos de Portugal S.A., e tendo como grande objectivo a ligação do metropolitano ao aeroporto.

Sendo a área de especialização Estruturas, foi definido como meta para o relatório, abordar duas das grandes vertentes da Engenharia Civil, o Dimensionamento e a Construção.

Na fase inicial do relatório, mais precisamente no capítulo 2, será feito um enquadramento geral da obra, no qual serão expostos os traços gerais da mesma.

No que diz respeito ao Dimensionamento, no capítulo 3 serão apresentados todos os aspectos que serviram de base para efectuar o projecto, como Acções, Combinações de Acções e Materiais, para posteriormente realizar-se a Modelação Estrutural e consequente Dimensionamento Estrutural desenvolvido no capítulo 4.

Relativamente à Construção, nos capítulos 5, 6 e 7 será feita uma comparação a vários níveis entre estacas e micro-estacas, abordar-se-á a evolução construtiva ao longo de todo o período do estágio, assim como as problemáticas que assumiram especial relevância no decorrer da execução da obra.

Para terminar, o capítulo 8, expõe as principais actividades realizadas enquanto membro estagiário.

Palavras-chave:

Aeroporto de Lisboa	Acessibilidades ao Metro do Aeroporto
Estação do Aeroporto	Acções
Combinações de acções	Dimensionamento
Fundações	Métodos construtivos

Abstract

This report is part of the Final Assignment of the Master's Degree in Civil Engineering, from the Structures Profile, from *Instituto Superior de Engenharia de Lisboa* (ISEL). For this assignment, a 23 weeks internship was provided by *BRITALAR - Sociedade de Construções S.A.* on the public work of *AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação do Metro “Aeroporto”*, promoted by *ANA – Aeroportos de Portugal S.A.*, whose goal is to connect the subway to Lisbon's airport.

Since the Master's Degree is in the field of Structures, the aim was to address two of the greatest aspects of Civil Engineering, namely, the Basic Design and the Constructions.

In a primary phase of the report, specifically, in the second chapter, there will be contextualisation of the work and its general traits.

The Basic Design is explored in the third chapter, where the aspects that served as a foundation for the completion of the project are presented, like Loads, Load Combinations and Materials, so that the Structural Design could be carried and the Structural Analysis could be developed, as seen in chapter 4.

As to the Construction, the progress shown throughout the internship is approached in chapters 5, 6 and 7, just as the relevant problems that emerged in that period of time and a comparison between piles and micropiles.

In conclusion, chapter 8, displays the main activities performed during the internship.

Key-Words:

Lisbon Airport

Sub-way Aeroporto Accessibilities

Aeroporto Station

Loads

Load combinations

Basic design

Foundations

Construction methods

Agradecimentos

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus pais e aos meus irmãos por serem um exemplo a seguir, uma verdadeira inspiração ao longo destes anos todos e os principais impulsionadores para a realização desta etapa da minha vida. A eles, devo-lhes tudo, e estarei eternamente grato.

Aos meus amigos e colegas de curso que me acompanharam ao longo desta caminhada quero expressar a minha gratidão, especialmente ao Marco Gomes e ao José Vieira, por estarem ao meu lado desde os tempos de caloiro.

Um “Muito Obrigado” aos meus orientadores, o Eng^o Joaquim Peres e o Eng^o Nuno Lourdes por me encaminharem sempre na direcção correcta e por transmitirem a sua vasta experiência profissional.

Agradeço à BRITALAR – Sociedade de Construções S.A. por ser a única, de muitas, a tornar possível este estágio, e por ter grandes trabalhadores, mas acima de tudo, excelentes pessoas que me ajudaram neste meu primeiro contacto com o mundo do trabalho. Nomes como Filipe Amaral, Carlos Carvalho, João Contente, João Paulo, também não serão esquecidos.

Por fim, gostava de agradecer a quem me ajudou e apoiou ao longo da minha vida.

A todos dedico este trabalho

Índice do Texto

Resumo.....	I
Palavras-chave:	I
Abstract	III
Agradecimentos.....	V
Índice do Texto	VII
Índice de Figuras	X
Índice de Imagens	XII
Índice de Tabelas.....	XIII
Índice de Gráficos	XIV
1 – Introdução	1
2 – Enquadramento	3
2.1 – Regime da Empreitada.....	3
2.2 – Localização	3
2.3 – Saídas do Metro	5
2.4 – Prazos de Obra.....	6
2.5 – Corpos Estruturais	6
3 – Projecto	11
3.1 – Geologia e Geotecnia.....	11
3.2 – Interferência com o metropolitano.....	13
3.3 – Critérios de Dimensionamento e Verificação da Segurança.....	13
3.4 – Acções	14
3.4.1 – Acções Permanentes.....	14
3.4.2 – Acções Variáveis.....	15
3.4.2.1 – Sobrecargas de Utilização.....	15
3.4.2.2 – Acção Sísmica	15
3.4.2.3 – Acção do Vento	17
3.5 – Combinações de Acções	20
3.6 – Materiais	21
3.6.1 – Betão	22
3.6.2 – Aço	22
3.7 – Recobrimentos	22
4 – Estruturas.....	23
4.1 – Acesso Metro (Casca).....	23

4.1.1 – Modelação Estrutural	25
4.1.2 – Dimensionamento Estrutural.....	25
4.1.2.1 – Estado Limite Último	25
4.1.2.1.1 – Paredes de Contenção.....	25
4.1.2.1.2 – Lajes	28
4.1.2.1.3 – Vigas	30
4.1.2.1.4 – Escadas	31
4.1.2.2 – Estado Limite de Deformação	32
4.2 – Miradouro	34
4.2.1 – Modelação Estrutural	35
4.2.2 – Dimensionamento Estrutural.....	36
4.2.2.1 – Estado Limite Último	36
4.2.2.2 – Estado Limite de Deformação	37
4.3 – Fundações	39
5 – Estacas vs Micro-estacas	41
5.1 – Procedimentos de execução	41
5.1.1 – Estacas com trado contínuo.....	41
5.1.2 – Micro-estacas	45
5.2 – Campos de aplicação	49
5.3 – Comparação económica.....	49
5.3.1 – Estacas.....	49
5.3.1.1 – Mobilização do estaleiro.....	50
5.3.1.2 – Topografia.....	50
5.3.1.3 – Armadura	51
5.3.1.4 – Betão	52
5.3.1.5 – Execução de estacas por parte do subempreiteiro.....	52
5.3.1.6 – Saneamento da cabeça das estacas.....	52
5.3.1.7 – Custo total por metro de estaca.....	52
5.3.2 – Micro-Estacas.....	53
5.3.2.1 – Mobilização do estaleiro.....	53
5.3.2.2 – Topografia.....	53
5.3.2.3 – Execução de micro-estacas por parte do subempreiteiro	54
5.3.2.4 – Soldaduras.....	54
5.3.2.5 – Custo total por metro de micro-estaca	54
5.3.3 – Comparação entre ambas	55

5.4 – Capacidade de carga	55
5.5 – Vantagens e desvantagens	56
5.6 – Comparação Geral	56
6 – Problemáticas Existentes em Obra	59
6.1 – Túnel do RAC.....	59
6.2 – Estacas da Saída do Metro (Casca).....	60
6.3 – Estacas Núcleo de Acessos	60
6.4 – Cofragem da Casca	61
6.5 – Betão da Casca.....	62
6.6 – Estrutura Metálica Defeituosa	63
6.7 – Fornecimento de Materiais	63
6.8 – Erros e Incompatibilidades de Projecto	64
6.9 – Comunicação Dono de Obra / Projectista / Empreiteiro.....	64
7 – Evolução Construtiva	65
7.1 – Estado Inicial da Obra	65
7.2 – Ponto da Situação ao Final da 4ª Semana	67
7.3 – Ponto da Situação ao Final da 8ª Semana	68
7.4 – Ponto da Situação ao Final da 12ª Semana	69
7.5 – Ponto da Situação ao Final da 16ª Semana	70
7.6 – Ponto da Situação ao Final da 20ª Semana	71
7.7 – Ponto da Situação no Final do Estágio	72
8 – Actividades Realizadas Enquanto Estagiário	73
9 – Conclusão.....	75
10 – Referências bibliográficas	77
11 – Anexos.....	79

Índice de Figuras

Figura 1 - Localização da obra / Descrição da área envolvente.....	4
Figura 2 - Área de intervenção / Localização do estaleiro.....	4
Figura 3 – Localização da estrutura do metropolitano.....	5
Figura 4 - Localização das saídas do metropolitano.....	5
Figura 5 - Definição da 1ª fase da obra (a verde).....	6
Figura 6 – Galeria.....	7
Figura 7 - Pala 3.....	7
Figura 8 – Núcleo de Acessos.....	8
Figura 9 – Miradouro.....	8
Figura 10 - Saída do Metro (Cobertura).....	8
Figura 11 - Saída do Metro (Casca).....	9
Figura 12 - Pala Nascente.....	9
Figura 13 - Localização dos corpos estruturais.....	10
Figura 14 - Prospecção geotécnica.....	12
Figura 15 - Acções Permanentes (Escadas).....	14
Figura 16 - Zonamento sísmico.....	15
Figura 17 - Corte Transversal (Casca).....	23
Figura 18 - Corte Longitudinal (Casca).....	24
Figura 19 - Modelo tridimensional do corpo de betão armado.....	25
Figura 20 - Modelo de cálculo bidimensional.....	26
Figura 21 - Principais valores de cálculo.....	26
Figura 22 - Diagrama Momentos / Armaduras de Flexão (Paredes de contenção).....	27
Figura 23 - Laje do Piso 1: Diagrama de momentos M11 para ELU Q [kN.m/m].....	29
Figura 24 - Laje do Piso 1: Diagrama de momentos M22 para ELU Q [kN.m/m].....	29
Figura 25 - Laje do Túnel: Diagrama de momentos M11 para ELU Q [kN.m/m].....	29
Figura 26 - Laje do Túnel: Diagrama de momentos M22 para ELU Q [kN.m/m].....	30
Figura 27 - Reacção da viga no apoio.....	31
Figura 28 - Modelo de cálculo da escada.....	31
Figura 29 - Laje do Piso 1: Deformação instantânea [mm].....	32
Figura 30 - Laje do Túnel: Deformação instantânea [mm].....	33
Figura 31 - Casca: Deformação instantânea [mm].....	33
Figura 32 - Miradouro.....	34
Figura 33 - Modelo de cálculo do Miradouro: Vista 3D frontal.....	35
Figura 34 - Modelo de cálculo do Miradouro: Vista 3D da cobertura.....	35

Figura 35 - Diagrama de momentos M_{11} da laje para ELU Q [kN.m/m].....	36
Figura 36 - Diagrama de momentos M_{22} da laje para ELU Q [kN.m/m].....	36
Figura 37 - Método do diagrama rectangular.....	37
Figura 38 - Laje: Deformação instantânea [mm].	38

Índice de Imagens

Imagem 1 - Ensaio SPT.....	13
Imagem 2 - Furação da estaca.....	42
Imagem 3 - Bomba de betão.....	43
Imagem 4 - Betonagem da estaca.....	43
Imagem 5 - Prato metálico.....	44
Imagem 6 - Inserção de armadura.....	44
Imagem 7 - Saneamento da estaca (Antes / Após).....	44
Imagem 8 - Furação da micro-estaca.....	46
Imagem 9 - Armaduras da micro-estaca.....	46
Imagem 10 - Tubo manchete da micro-estaca.....	46
Imagem 11 - Equipamento de injeção.....	47
Imagem 12 - Soldadura da helicoidal e chapa de topo.....	48
Imagem 13 - Túnel do RAC.....	59
Imagem 14 - Estruturas enterradas.....	61
Imagem 15 - Cofragem da casca (Antes / Após).....	61
Imagem 16 - Ensaio de compressão simples.....	62
Imagem 17 - Defeitos Estrutura metálica.....	63
Imagem 18 - Estado inicial da zona da Saída do Metro.....	66
Imagem 19 - Estado inicial da zona do Miradouro.....	66
Imagem 20 - Estado inicial da zona do Núcleo de Acessos.....	66
Imagem 21 - Ponto da situação ao final da 4ª semana.....	67
Imagem 22 - Ponto da situação ao final da 8ª semana.....	68
Imagem 23 - Ponto da situação ao final da 12ª semana.....	69
Imagem 24 - Ponto da situação ao final da 16ª semana (Casca).....	70
Imagem 25 - Ponto da situação ao final da 16ª semana (Cobertura metálica).....	70
Imagem 26 - Ponto da situação ao final da 20ª semana (Casca).....	71
Imagem 27 - Ponto da situação ao final da 20ª semana (Cobertura metálica).....	71

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Valores da pressão do vento na Pala 3.....	18
Tabela 2 - Valores da pressão do vento no Miradouro.....	18
Tabela 3 - Valores da pressão do vento no Núcleo de Acessos.....	19
Tabela 4 - Valores da pressão do vento no Acesso ao Metro.....	19
Tabela 5 - Valores da pressão do vento na Galeria.....	19
Tabela 6 - Valores da pressão do vento na Pala Nascente.....	20
Tabela 7 - Cálculo de Armaduras para os principais momentos nas lajes.....	30
Tabela 8 - Cálculo das armaduras para a viga horizontal enterrada.....	31
Tabela 9 - Cálculo das armaduras da laje da escada.....	32
Tabela 10 - Cálculo das armaduras das vigas da laje.....	32
Tabela 11 - Cálculo dos esforços resistentes da laje.....	37
Tabela 12 - Deslocamentos da laje do Miradouro.....	38
Tabela 13 - Tensão de ponta máxima.....	39
Tabela 14 - Tempo de execução das actividades inerentes às estacas.....	45
Tabela 15 - Critérios de paragem para as várias fases de injeção das micro-estacas.....	47
Tabela 16 - Tempos de execução das actividades inerentes às micro-estacas.....	48
Tabela 17 - Campo de aplicação das estacas e micro-estacas.....	49
Tabela 18 - Tempo de execução das várias actividades topográficas.....	50
Tabela 19 - Peso específico por metro de varão.....	51
Tabela 20 - Peso da armadura por metro de estaca.....	51
Tabela 21 - Custo da armadura por metro de estaca.....	51
Tabela 22 - Custo de betão por metro de estaca.....	52
Tabela 23 - Custo de execução por parte do subempreiteiro de estacas.....	52
Tabela 24 - Custo total por metro de estaca.....	53
Tabela 25 - Custo de execução por parte do subempreiteiro de micro-estacas.....	54
Tabela 26 - Custo total por metro de estaca.....	54
Tabela 27 - Vantagens e desvantagens das estacas.....	56
Tabela 28 - Vantagens e desvantagens das micro-estacas.....	56

Índice de Gráficos

Gráfico 1 - Espectro de cálculo da resposta em aceleração (zona 1.3).....	16
Gráfico 2 - Espectro de cálculo da resposta em aceleração (zona 2.3)	16

1 – Introdução

O presente documento, diz respeito ao Trabalho Final de Mestrado inserido no quarto e último semestre do Mestrado em Engenharia Civil, perfil de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharias de Lisboa.

Para a realização deste, foi efectuado um Estágio Curricular no período de 27 de Fevereiro a 30 de Julho de 2012 (23 semanas), na obra pública designada por AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação do Metro “Aeroporto”, cujo promotor é a ANA – Aeroportos de Portugal S.A. e cujo empreiteiro geral é a BRITALAR – Sociedade de Construções S.A. (Instituição Acolhedora).

Para a realização deste relatório de estágio, foi definido como principal objectivo abordar duas das principais variantes da Engenharia Civil, o Dimensionamento e a Construção. Assim, pretende-se, por um lado, entender as várias metodologias de dimensionamento utilizadas na fase de projecto, por outro lado verificar os processos construtivos adoptados assim como os mecanismos de controle e gestão de obra.

O presente trabalho inicia-se com um capítulo introdutório, Capítulo 2 – Enquadramento, onde são expostos os aspectos gerais da empreitada, definindo o regime da empreitada, assim como a sua localização, prazos de execução das várias fases e descrevendo os vários corpos estruturais a serem executados.

Em seguida, no Capítulo 3 – Projecto, são abordadas todas as premissas necessárias e que condicionam a execução de um projecto, como por exemplo, as acções e suas combinações, critérios de dimensionamento e materiais.

No Capítulo 4 – Estruturas, onde são descritos os métodos utilizados para a execução da modelação estrutural, e também os critérios utilizados, pelo projectista, para efectuar o dimensionamento dos vários elementos estruturais.

O objecto do Capítulo 5 – Estacas vs Micro-estacas, será efectuar uma comparação a vários níveis entre estas duas soluções, de modo a constatar qual destas é a mais viável e em que circunstâncias é condicionada a sua aplicabilidade.

No Capítulo 6 – Problemáticas Existentes em Obra, e como um dos pontos relevantes deste relatório, são expostos os vários entraves que a obra sofreu ao longo do seu desenvolvimento, assim como as várias soluções encontradas pela direcção de obra para contornar estes contratempos.

O Capítulo 7 – Evolução Construtiva, como o próprio nome indica, mostra o desenrolar das actividades de quatro em quatro semanas desde o princípio até ao fim do estágio.

Para terminar, o Capítulo 8 – Actividades Realizadas Enquanto Estagiário, desenvolve as principais tarefas executadas, como membro estagiário, ao longo do período de estágio.

2 – Enquadramento

O Aeroporto da Portela foi aberto ao tráfego a 15 de Outubro de 1942 e deste então tem sofrido inúmeras alterações de modo a acompanhar o crescente volume de passageiros e companhias aéreas, através da construção de novas pistas, instalações e o melhoramento das já existentes.

Com o prolongamento da linha do metro até ao aeroporto, um marco na história dos transportes, são esperados cerca de 400000 passageiros mensais, a utilizar esta estação provenientes do aeroporto. Como tal, foi necessário criar um projecto que visasse responder a tais exigências, designado AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação do Metro “Aeroporto”. Este, tem como foco principal, estabelecer a ligação entre o terminal do Aeroporto e a estação de Metropolitano, passando também pela introdução de vários corpos estruturais e a realização de alguns arranjos exteriores.

Em seguida, serão apresentados alguns dos aspectos relevantes da empreitada, de modo a facilitar a percepção do trabalho ao longo do seu desenvolvimento.

2.1 – Regime da Empreitada

O processo utilizado na adjudicação foi Empreitada por Preço Global, sendo o preço base de 5.500.000,00€. Neste tipo de empreitada, o montante da remuneração correspondente à realização de todos os trabalhos necessários para a obra, ou parte da obra. Dispõe de um prazo fixado no caderno de encargos, para a reclamação dos erros e omissões do projecto, relativos à natureza ou volume de trabalhos por se verificarem diferenças entre as condições locais existentes e as previstas ou entre os dados em que o projecto se baseia e a realidade. O concorrente poderá também reclamar contra erros de cálculo, erros de materiais e outros erros ou omissões do mapa de medições por se verificarem divergências entre este e o que resulta das restantes peças do projecto. Posteriormente, e após aceitação, ou não, por parte do Dono de Obra, são realizadas as propostas dos concorrentes tendo como base a nova lista de preços unitários. Por fim é decidido o vencedor do concurso de acordo com os critérios definidos, antes da abertura do mesmo, que no caso específico desta obra, passava pela apresentação do preço mais baixo [1] [2].

2.2 – Localização

Geograficamente a obra em estudo localiza-se em Lisboa, nomeadamente, no Aeroporto da Portela, adjacente aos terminais de chegadas / partidas, envolvendo também o terminal de cargas / descargas deste mesmo aeroporto (Figura 1).

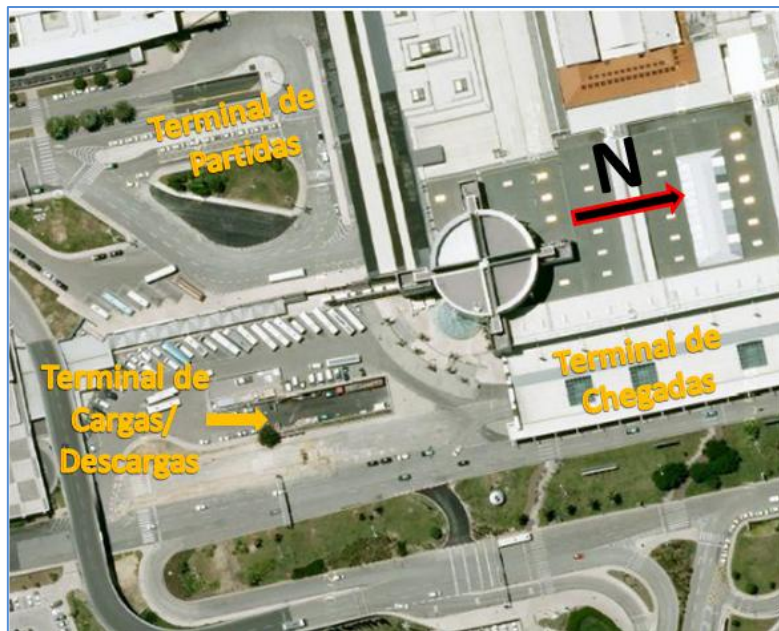


Figura 1 - Localização da obra / Descrição da área envolvente.

A área de intervenção, tem sensivelmente 14000 m², toda esta pertencente à ANA – Aeroportos de Portugal S.A (Figura 2), interceptando uma grande área de estacionamento e circulação viária, assim como algumas estruturas existentes.

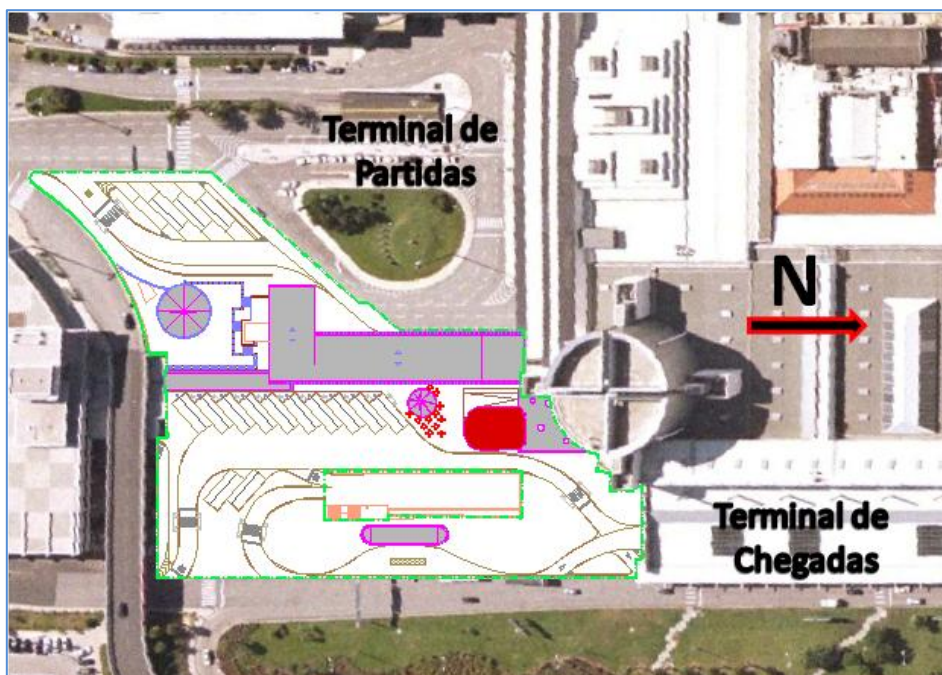


Figura 2 - Área de intervenção / Localização do estaleiro [3].

A localização da estrutura subterrânea do metropolitano (Figura 3) é apresentada para que seja perceptível a interligação entre estas duas obras, completamente distintas, mas com um grande objectivo em comum.

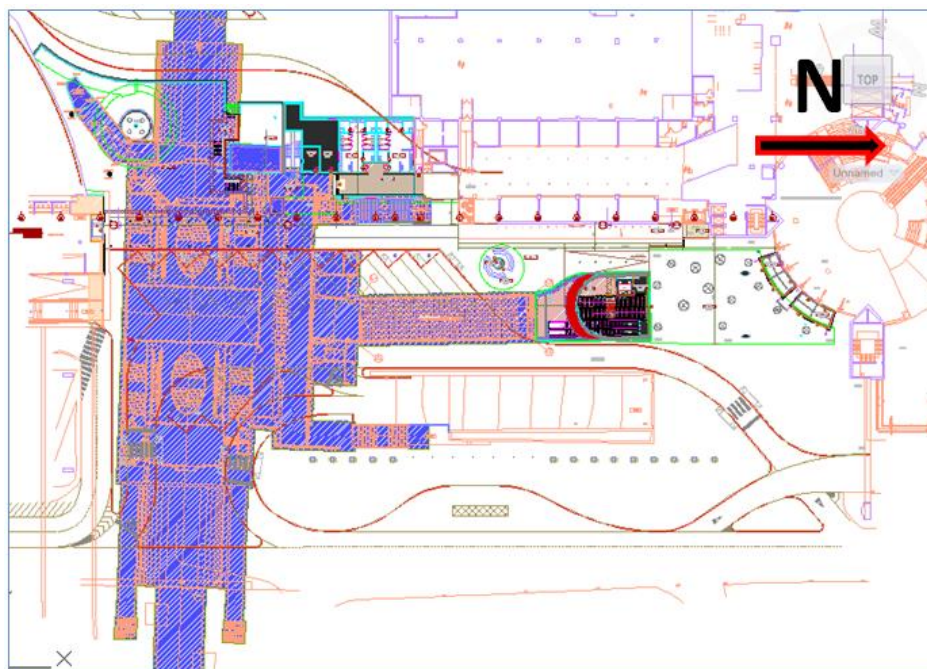


Figura 3 – Localização da estrutura do metropolitano [3].

2.3 – Saídas do Metro

Ao longo desta empreitada estão previstas serem executadas três saídas todas elas satisfazendo diferentes necessidades. No caso da saída nascente, o intuito é de conduzir os utentes para a zona de autocarros de passageiros. No lado oposto, temos a saída poente, que por sua vez, encaminhará as pessoas para três zonas distintas, sendo estas, o terminal de autocarros turísticos, a Rent-a-Car e o Núcleo de Acessos Verticais. Por fim, e como foco principal desta obra, temos a saída norte que fará a ligação directa do Metro ao Aeroporto e vice-versa.

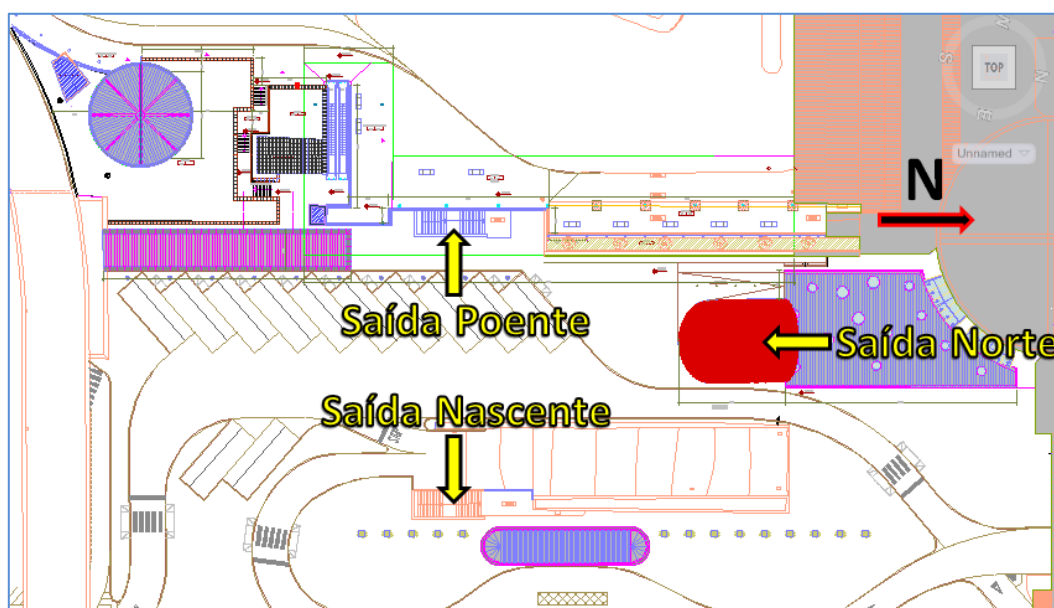


Figura 4 - Localização das saídas do metropolitano [3].

2.4 – Prazos de Obra

Relativamente ao prazo geral máximo de execução da obra, este foi definido, no caderno de encargos, em 330 dias de calendário a contar da data de consignação (15-12-2011).

Com o intuito de dar resposta às exigências impostas pelo Dono de Obra (ANA – Aeroportos de Portugal S.A.) relativamente à data de inauguração dos novos troços de Metropolitano Oriente – Moscavide – Encarnação – Aeroporto da linha do metro, houve a necessidade de fazer a divisão desta empreitada em duas fases:

- ✚ 1ª Fase – Até 13 de Julho – Execução de todos os acessos à estação do metropolitano;
- ✚ 2ª Fase – Até 9 de Dezembro – Execução dos restantes trabalhos.

De referir que esta 1ª fase representou quase a totalidade dos trabalhos acompanhados ao longo do período de estágio.

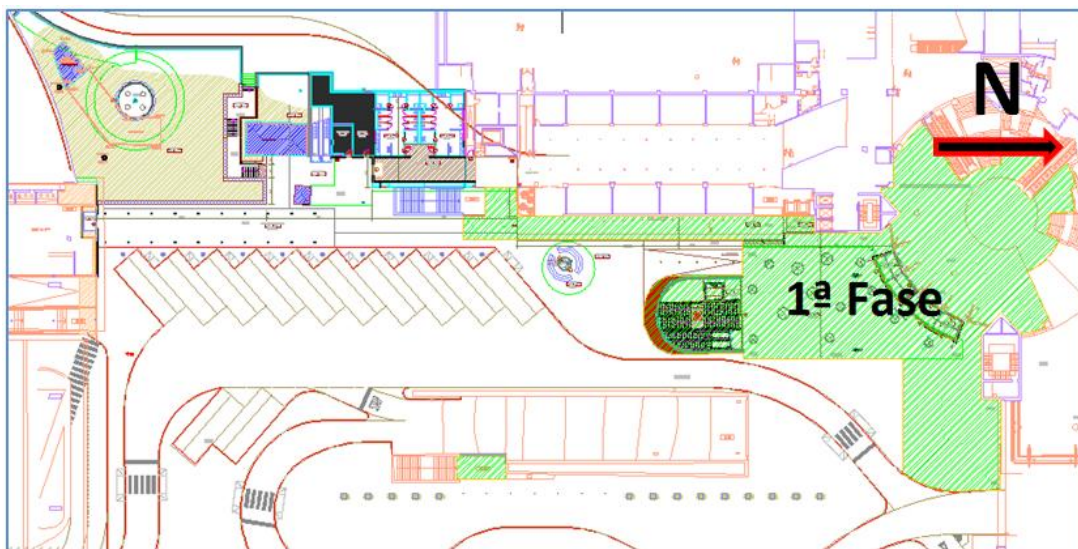


Figura 5 - Definição da 1ª fase da obra (a verde) [3].

Nota: Na Figura 5, só foi representada a 1ª fase visto que a 2ª fase corresponde à execução dos restantes trabalhos dentro do limite de intervenção.

2.5 – Corpos Estruturais

Analisando o projecto, verifica-se que se trata de uma obra cuja dificuldade de execução não é muito elevada exceptuando alguns casos pontuais, como é exemplo a Casca. Isto deve-se ao facto das estruturas metálicas e em betão armado serem bastante lineares compostas por elementos correntes.

Contudo, esta revelou ser mais um bom desafio para a empresa construtora devido a condicionantes de várias naturezas, como:

- ✚ Prazos de obra;
- ✚ Comunicação Dono de obra – Empreiteiro;
- ✚ Incompatibilidades de projecto;
- ✚ Estruturas enterradas desconhecidas;
- ✚ Fornecimento de materiais.

De referir que as condicionantes anteriormente referidas serão abordadas no capítulo 6 do presente documento.

Dentro da intervenção em estruturas existentes, salienta-se a realizada no limite Nascente da zona das partidas, a qual prevê a remoção de parte da estrutura actual e a construção de uma cobertura metálica (Figura 6) com nova geometria.

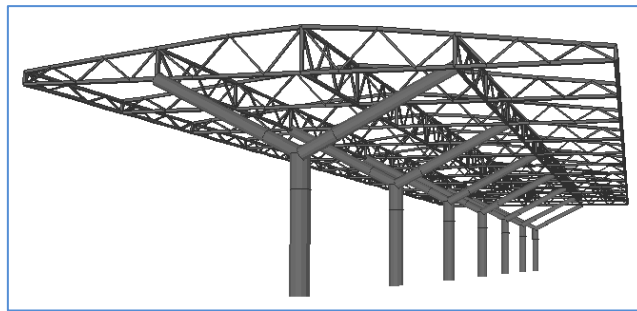


Figura 6 – Galeria [4].

Sobre a zona de balcões de Rent-a-Car será construída uma nova cobertura metálica (Figura 7) que fará de ligação com um novo edifício em betão armado/estrutura metálica (Figura 8), o qual servirá de acesso tanto à nova estação de metro assim como ao terminal de partidas/chegadas do Aeroporto. Adjacente a esta, será também executado um Miradouro (Figura 9) constituído por betão armado e uma cobertura metálica.

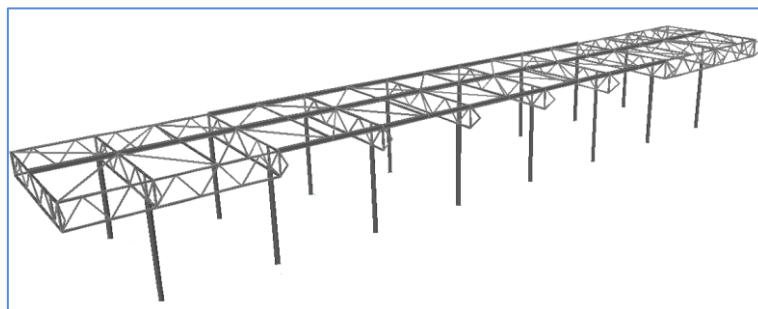


Figura 7 - Pala 3 [4].

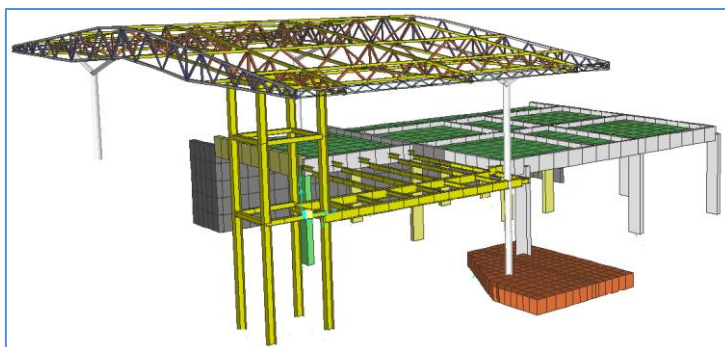


Figura 8 – Núcleo de Acessos [4].

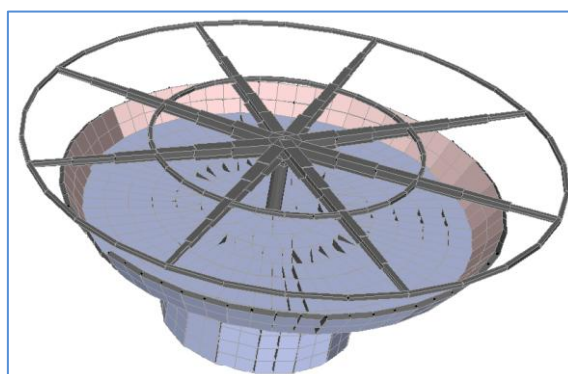


Figura 9 – Miradouro [4].

Por outro lado, faz parte da presente empreitada a construção de uma nova cobertura metálica (Figura 10) e uma casca de betão armado (Figura 11) parcialmente enterrada que fará de ligação entre o Aeroporto e a principal saída da Estação “Aeroporto” do Metropolitano de Lisboa. A acessibilidade é feita no prolongamento de túnel, já construído, com ligação no topo à casca de betão armado.

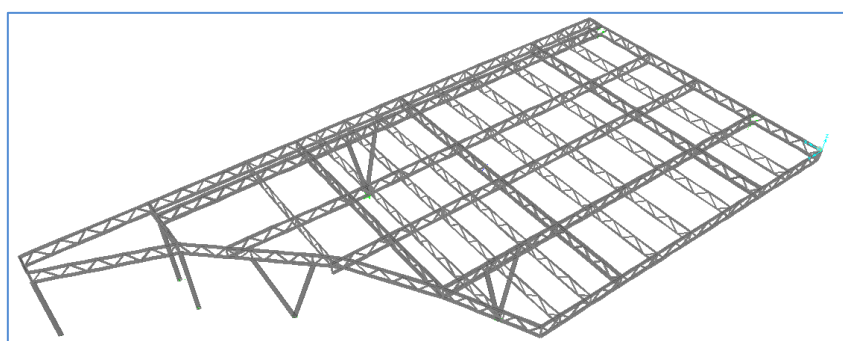


Figura 10 - Saída do Metro (Cobertura) [4].

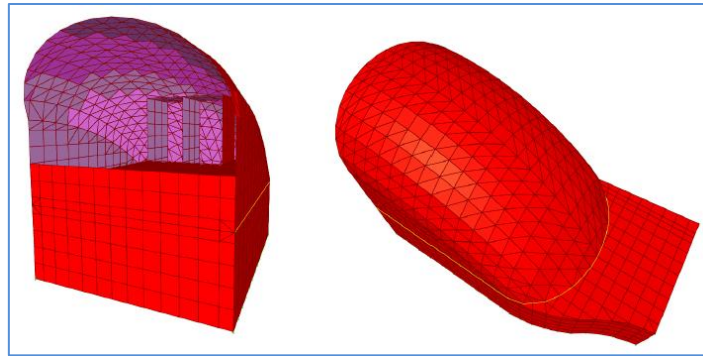


Figura 11 - Saída do Metro (Casca) [4].

Simultaneamente às estruturas anteriormente referidas, também será elaborada uma cobertura metálica, designada Pala Nascente (Figura 12), que como o próprio nome indica, situar-se-á a nascente desta empreitada.

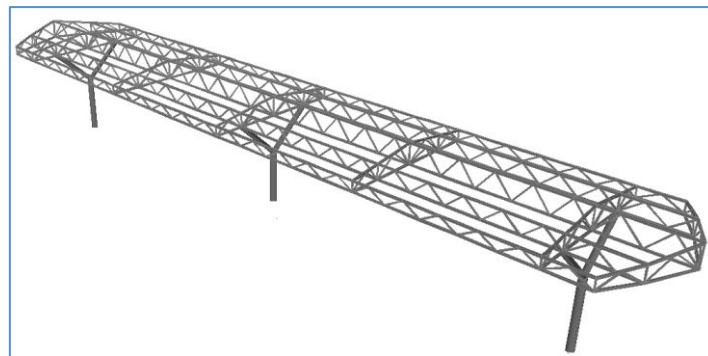


Figura 12 - Pala Nascente [4].

De salientar que a existência de estruturas já construídas sob as estruturas deste projecto, obriga a um análise cuidada de todos os factores intervenientes neste processo. A concepção das várias estruturas descritas pressupôs o levantamento geométrico das estruturas existentes, as quais foram sempre confirmadas em obra. Destaca-se também que durante a execução das ligações estruturais às estruturas existentes, houve algumas adaptações de pormenor face às condições efectivas que se encontraram na obra.

O projecto de estruturas foi elaborado respeitando o previsto no projecto de arquitectura, tendo-se desenvolvido o dimensionamento e definição da geometria dos vários elementos estruturais constituintes do projecto. Este trabalho foi efectuado com base na modelação tridimensional das estruturas dos diversos corpos e em análises estruturais com modelos simplificados quando assim o possível.

Na concepção global da estrutura e no dimensionamento dos seus elementos consideraram-se, para além dos aspectos da segurança estrutural e economia, foi também tido em conta aspectos como o comportamento estrutural e de durabilidade [4].

Por último, apresenta-se uma planta (Figura 13) com a localização de todos os corpos estruturais que integram a presente empreitada.

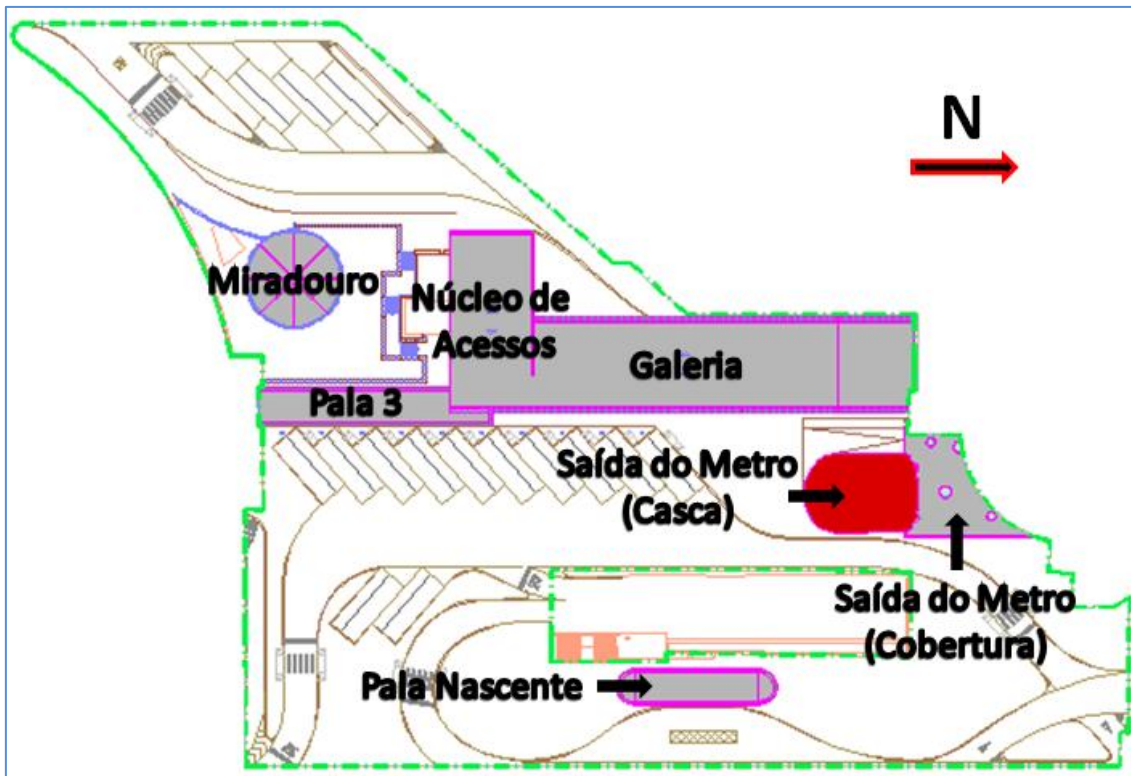


Figura 13 - Localização dos corpos estruturais [3].

3 – Projecto




Como é sabido, para a realização de um projecto existe a necessidade de definir algumas premissas, que servirão de linhas orientadoras ao longo de todo o processo. Para tal, este capítulo tem como objectivo definir todos os parâmetros necessários, desde as acções e suas combinações até aos materiais constituintes das estruturas, para que estes sejam utilizados indubitavelmente, e para que não haja mudança de critérios, ao longo da execução do Projecto.

Dito isto, é facilmente verificado que este capítulo servirá de introdução ao seguinte, onde se abordará a variante do Dimensionamento.

3.1 – Geologia e Geotecnia

As informações referentes às condições geotécnicas no local de implantação da obra baseiam-se no relatório dos estudos de prospecção elaborados para execução do Metro do Aeroporto de Lisboa. Neste estudo foi realizado um conjunto de sondagens atingindo aproximadamente a cota +60.00 m. Estando as cotas do terreno à superfície entre os +90.00m e os +100.00m, ficou assim completamente definida a geologia até uma profundidade considerável [4].

O estudo de prospecção geotécnica indica-nos a existência do seguinte conjunto de unidades litológicas:

-  Aterros com profundidades médias expectáveis de 5 a 10m;
-  Argilas de Xabregas do Miocénico com profundidades até 20m;
-  Areias do Vale de Chelas do Miocénico.

Através da Figura 14 podemos verificar a representação das várias camadas existentes assim como as cotas a que estas se desenvolvem.

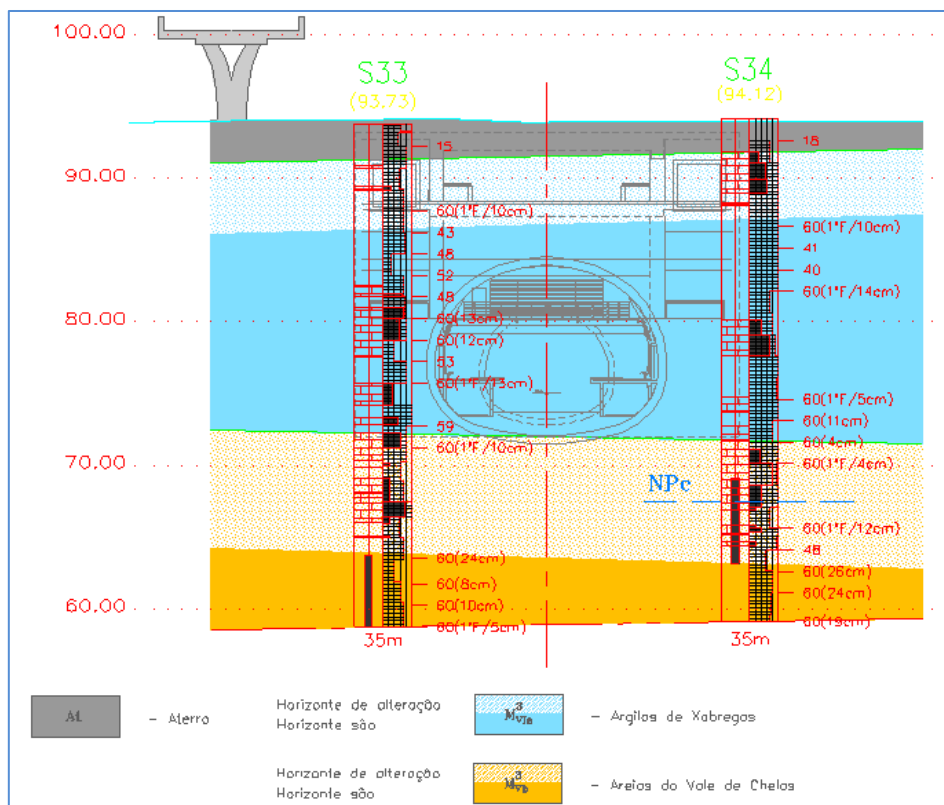


Figura 14 - Prospecção geotécnica [4].

Com isto, e de acordo com os ensaios SPT, admitiu-se fundações indirectas com uma tensão de ponta de 5MPa para as acções máximas de serviço. Da análise dos perfis dos ensaios efectuados in-situ, definem-se, de uma forma geral e para condição de projecto a verificar em obra, estacas de betão armado com comprimentos a rondar os 15m [4].

Por forma a confirmar todas as informações retiradas do projecto da linha do metro, relativamente às condições geológicas e geotécnicas, fez parte da presente obra o seguinte plano de prospecção [5]:

- ✚ Execução de sondagens mecânicas por furação à rotação;
- ✚ Ensaios de penetração dinâmica SPT (Imagem 1);
- ✚ Instalação de piezómetros;
- ✚ Abertura de poços de prospecção;
- ✚ Realização de ensaios laboratoriais:
 - Análises granulométricas por peneiração;
 - Limites de consistência;
 - Teores de água;
 - Características químicas dos solos e da água.



Imagem 1 - Ensaio SPT.

Através da análise dos vários parâmetros resultantes deste plano de prospecção chegou-se à conclusão que as considerações efectuadas na fase de projecto, tendo em conta dados fornecidos pelo metropolitano, encontravam-se muito aproximadas à realidade, e deste modo não necessitando de qualquer alteração a nível estrutural das fundações.

3.2 – Interferência com o metropolitano

Relativamente às estruturas que interferem directamente com o metropolitano, temos o caso da Pala 3, cujas fundações descarregam sobre a laje de cobertura da estação.

As restantes estruturas são fundadas em estacas a executar nos solos adjacentes à infra-estrutura do metropolitano e foram implantadas de forma a que estejam a uma distância mínima de 1 metro destas estruturas enterradas. Deste modo é possível garantir a separação do funcionamento estrutural mesmo em situações de desvio construtivo das estacas e impedir que as cargas induzidas pelas superestruturas nas estacas adjacentes ao metropolitano, criem impulsos significativos na estrutura deste.

Por forma a controlar o efeito na galeria do metro, a campanha de execução de estacas foi constantemente monitorizada para evitar quaisquer estragos na mesma.

3.3 – Critérios de Dimensionamento e Verificação da Segurança

Para o dimensionamento dos vários tipos de estrutura descritos anteriormente foram utilizados critérios correntes tendo sempre em consideração as verificações de segurança tanto aos Estados Limites Últimos assim como aos Estados Limites de Utilização. Aspectos como a economia, a compatibilidade com a arquitectura e a interligação com as várias especialidades também foram tidos em conta com o intuito de tornar a estrutura a mais optimizada possível [4].

Um dos aspectos que teve especial atenção foi a limitação de deformação de forma a evitar danos em elementos não estruturais e a definição de uma estrutura eficiente do ponto de vista da resistência a acções horizontais e verticais, como a acção do vento e do sismo [4].











A verificação de todos estes aspectos foi efectuada essencialmente recorrendo a modelos tridimensionais de elementos finitos (Sap 2000) que serão apresentados à frente no capítulo 4.

3.4 - Acções

A definição, quantificação e combinação de acções teve por base a regulamentação portuguesa de estruturas, nomeadamente o especificado no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e nos Eurocódigos.

3.4.1 - Acções Permanentes

Como o próprio nome indica, estas são acções que ocorrem com valores constantes ou com pequena variação durante toda a vida da construção. As consideradas foram as seguintes [4]:

	Betão simples	24 kN/m ³
	Betão armado	25 kN/m ³
	Água	10kN/m ³
	Aço	77 kN/m ³
	Revestimentos de piso geral	2.0 kN/m ²
	Peso do solo	20.0 kN/m ³
	Revestimento de coberturas metálicas	0.30 kN/m ²
	Alvenarias interiores	2.1 kN/m ²
	Alvenarias exteriores	3.0 kN/m ²
	Escadas Rolantes	(Figura 15)

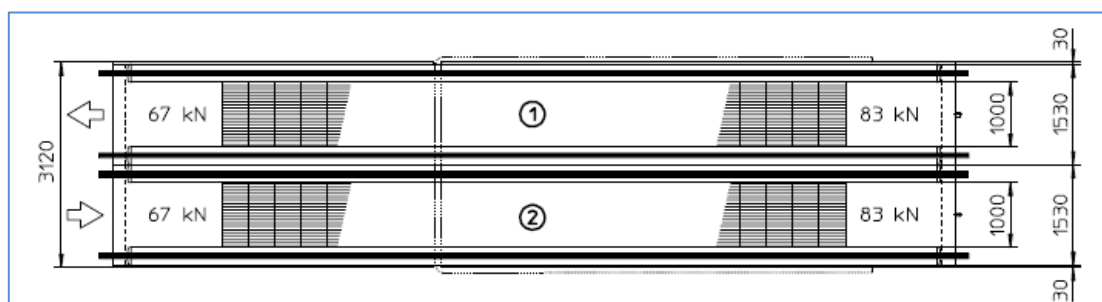


Figura 15 - Acções Permanentes (Escadas) [4].

3.4.2 – Acções Variáveis

São acções que têm variação significativa durante a vida da construção podendo estas ser fixas ou móveis, estáticas ou dinâmicas, pouco variáveis ou muito variáveis. Neste caso em específico foram consideradas as seguintes:

- ✚ Sobrecargas de utilização;
- ✚ Acção Sísmica;
- ✚ Acção do Vento.

3.4.2.1 – Sobrecargas de Utilização

Para este tipo de sobrecarga foram utilizados os seguintes valores [4]:

- | | |
|--|------------------------|
| ✚ Circulações e acessos | 5.0 kN/m ² |
| ✚ Coberturas ordinárias | 0.3 kN/m ² |
| ✚ Sobrecarga uniforme (Túnel de Acessos) | 10.0 kN/m ² |

3.4.2.2 – Acção Sísmica

Para definir a acção sísmica actuante nas estruturas em estudo, foi necessário recorrer ao Eurocódigo 8 de modo a retirar todos os parâmetros imprescindíveis para determinar o espectro de resposta, obtendo assim um meio prático de caracterização dos movimentos do solo.

Sabendo que a obra se localiza em Lisboa, foi definido que para a acção tipo 1 esta encontrava-se na zona 1.3 e para a acção do tipo 2 localizava-se na zona 2.3, de acordo com a Figura 16 [6].

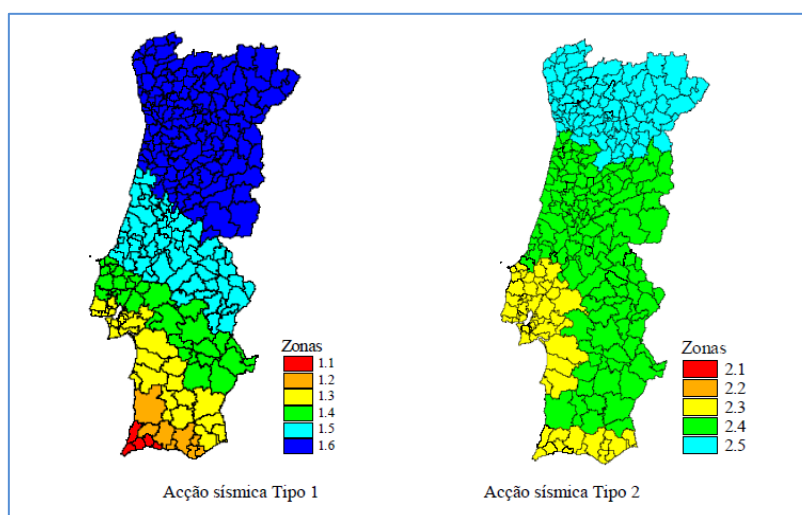


Figura 16 - Zonamento sísmico [6].

De acordo com a análise geotécnica, chegou-se à conclusão que o terreno era do tipo C [4].

Com base na ductilidade da estrutura, o coeficiente de comportamento foi considerado $q = 2,0$ [4].

Com isto, e através de todos os parâmetros que advêm das considerações anteriores, chegou-se ao espectro de resposta tanto para acção do tipo 1 como para a acção do tipo 2, representados pelos seguintes gráficos:

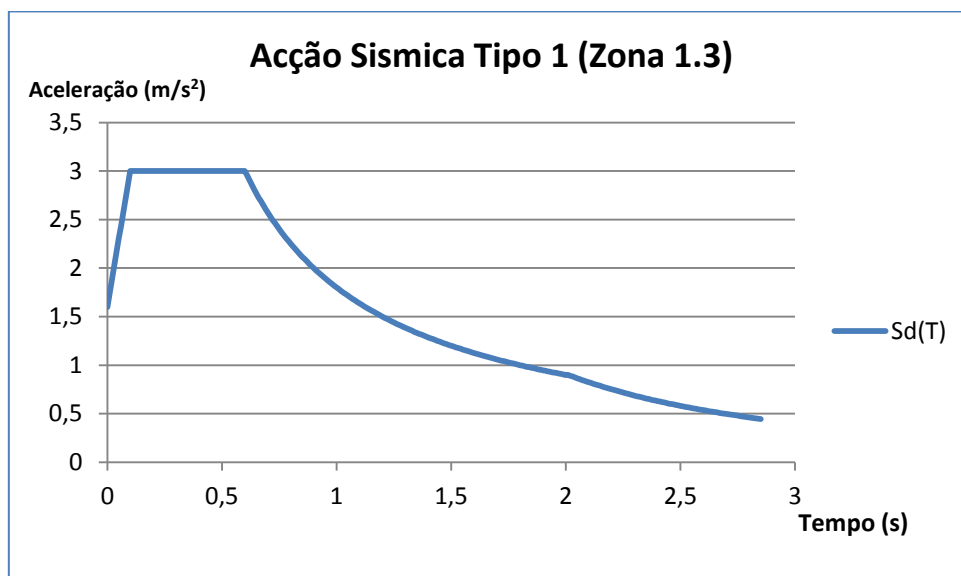


Gráfico 1 - Espectro de cálculo da resposta em aceleração (zona 1.3)

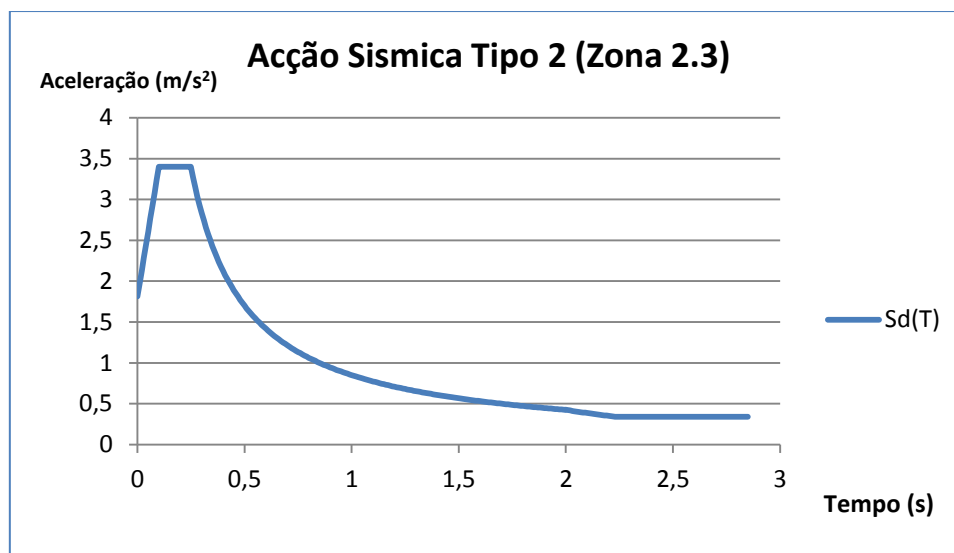


Gráfico 2 - Espectro de cálculo da resposta em aceleração (zona 2.3)

Estes espectros foram utilizados para simular, no programa de cálculo, a resposta de uma acção sísmica afastada (tipo 1) e a resposta de uma acção sísmica próxima (tipo 2).

3.4.2.3 – Acção do Vento

No cálculo da acção do vento, aquando da execução do projecto, a utilização do Eurocódigo revelou ser um método bastante trabalhoso. Para tal, foi utilizado o Regulamento de Segurança e Acções (RSA), onde são encontradas formulações bastante simplificadas para traduzir o efeito do vento numa determinada estrutura.

Com base neste regulamento, fizeram-se as seguintes considerações [4]:

- ✚ Localizando-se numa zona costeira, a estrutura integra a zona B;
- ✚ Estando situado no interior de uma zona urbana em que predominam edifícios de médio e grande porte a rugosidade correspondente seria do tipo I, mas foi optado pela rugosidade do tipo II, estando assim o cálculo do lado da segurança, visto que, a pressão dinâmica do vento terá valores superiores;
- ✚ Para a pressão dinâmica do vento adoptaram-se valores característicos de w_k entre 0.90 kN/m² e 1.00 kN/m², consoante a altura acima do solo das estruturas;
- ✚ Os valores correspondentes à pressão estática exercida pelo vento foram calculados através da multiplicação do valor da pressão dinâmica do vento pelos respectivos coeficientes de pressão;
- ✚ Forças horizontais devidas ao atrito do vento sobre as superfícies da cobertura, dadas por [7]:

$$F = 0,05 * a * b * w$$

Em que:

a e b – Dimensões da cobertura em planta

w – Pressão dinâmica

- ✚ Forças horizontais devidas à acção do vento sobre o bordo da cobertura (ou elementos de bordadura) [7]:

$$F = 1,3 * A * w$$

Em que:

A – Área de superfície da bordadura exposta ao vento

w – Pressão dinâmica

Com isto, foram realizadas as diversas combinações por forma a determinar as mais desfavoráveis do ponto de vista do dimensionamento dos elementos estruturais.

Apresentam-se em seguida alguns esquemas representativos com os valores característicos da pressão do vento sobre as superfícies das coberturas, sendo que serviram de base para o dimensionamento estrutural dos vários corpos estruturais:

Tabela 1 - Valores da pressão do vento na Pala 3 [4].

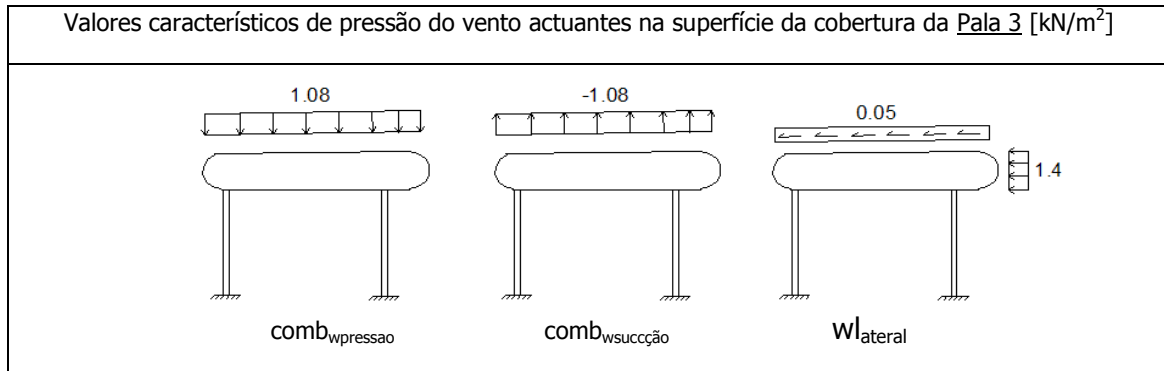


Tabela 2 - Valores da pressão do vento no Miradouro [4].

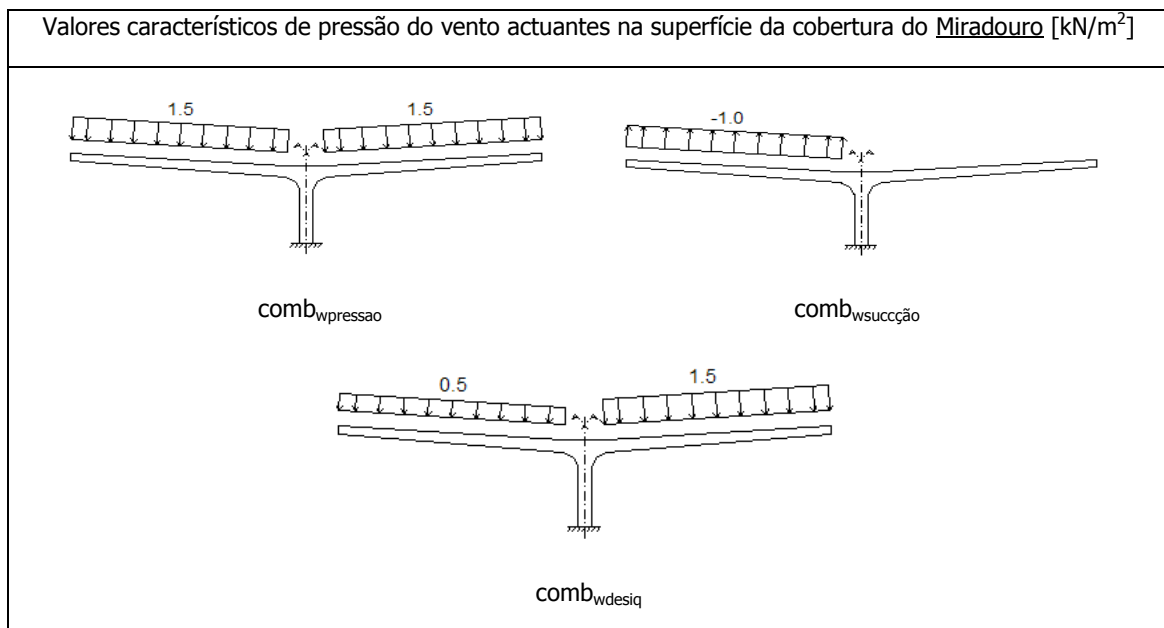


Tabela 3 - Valores da pressão do vento no Núcleo de Acessos [4].

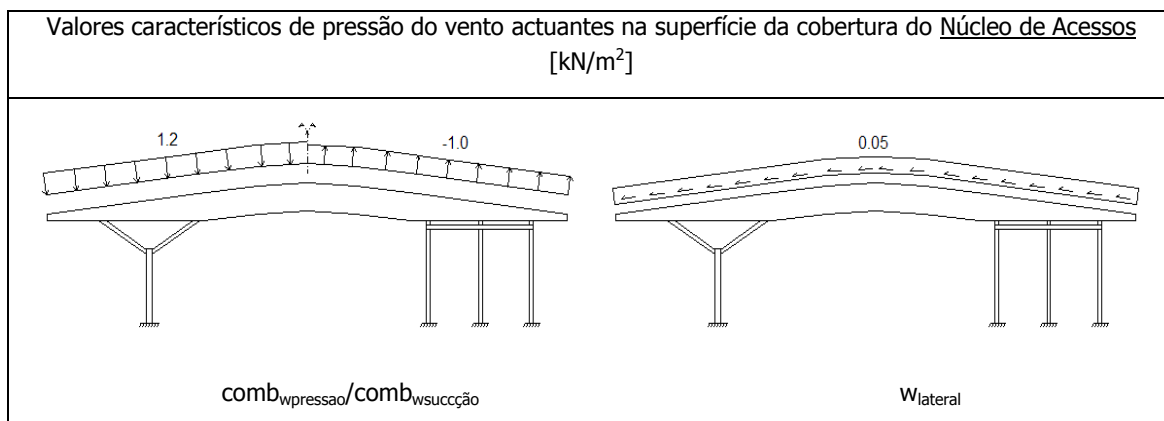


Tabela 4 - Valores da pressão do vento no Acesso ao Metro [4].

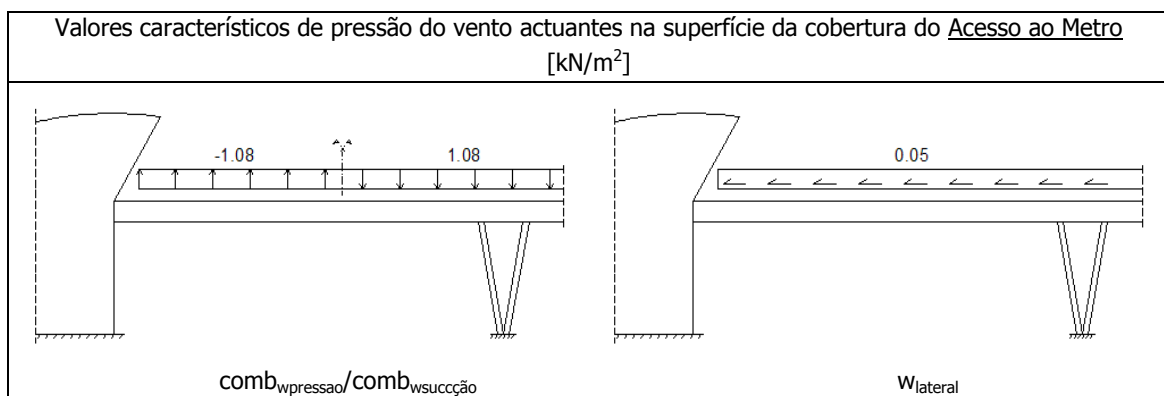


Tabela 5 - Valores da pressão do vento na Galeria [4].

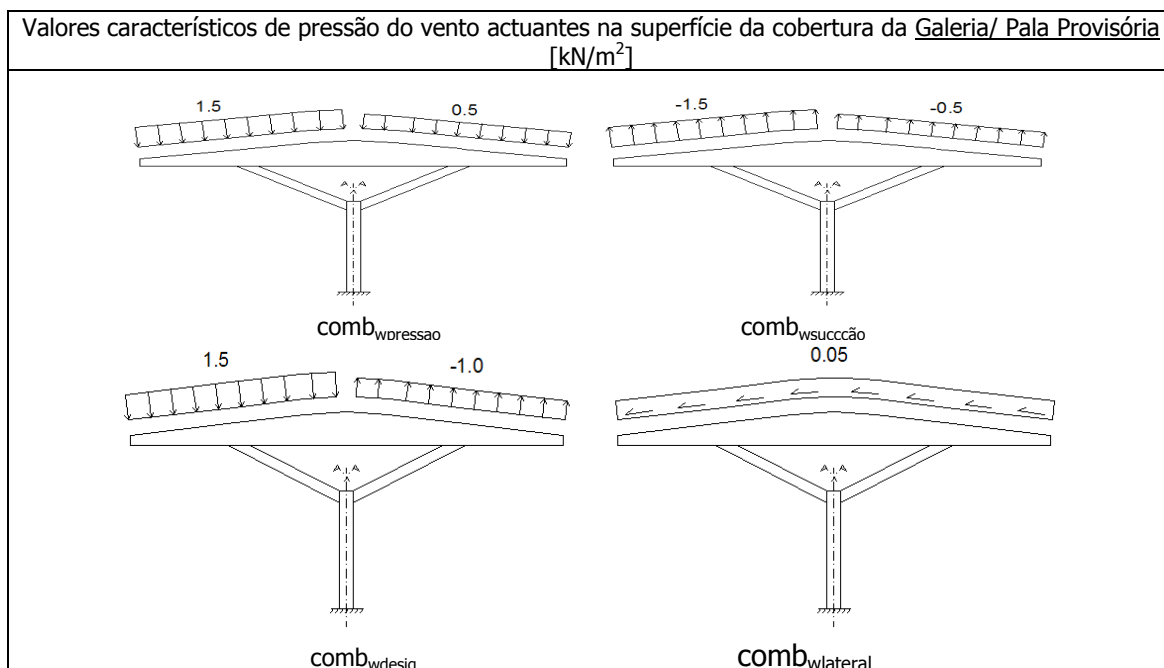
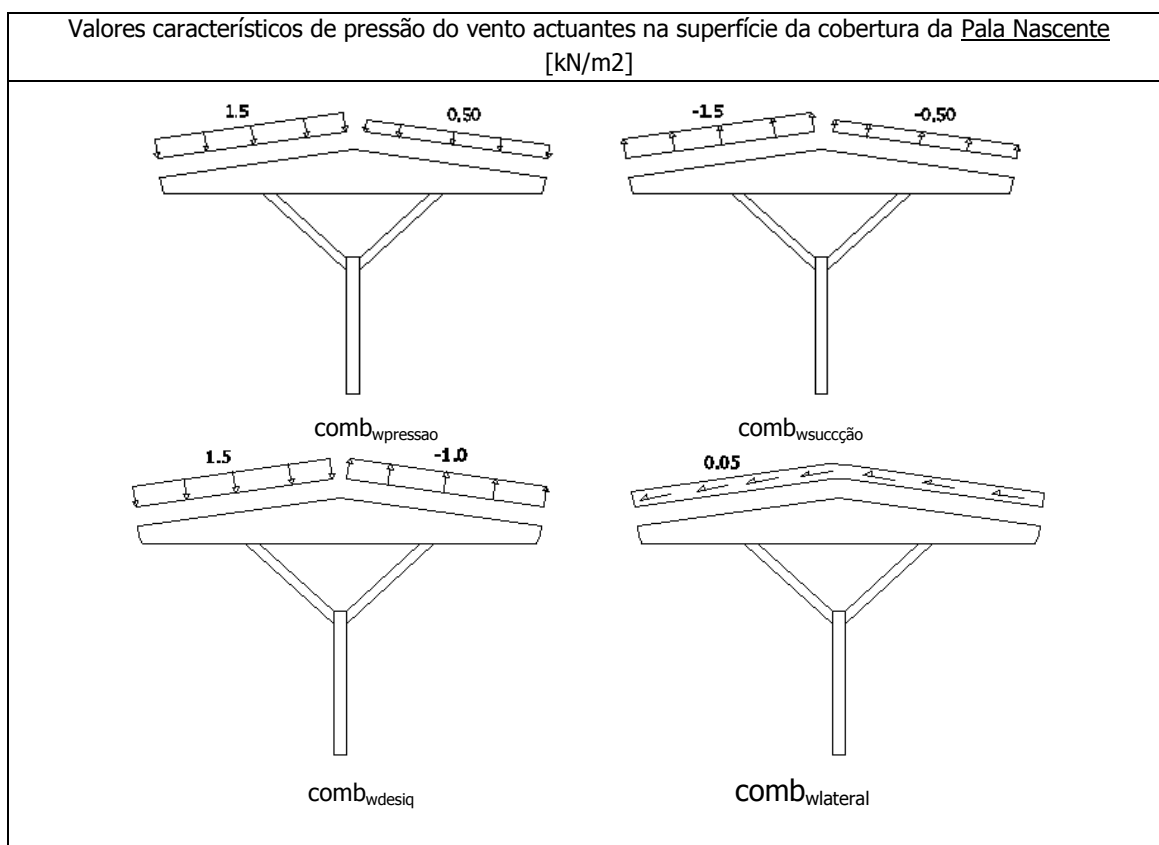


Tabela 6 - Valores da pressão do vento na Pala Nascente [4].



3.5 – Combinações de Acções

Os coeficientes de combinação de acções foram considerados nos termos regulamentares, tendo-se adoptado coeficientes parciais de segurança de 1.35 ou 1.0 para as acções permanentes, consoante o seu efeito seja desfavorável ou não, e de 1.5 para as acções variáveis. Para a acção do pré-esforço considerou-se sempre o coeficiente de 1.0 [4].

Como combinação de acções para as verificações de segurança à rotura (Estado Limite Último), e tendo como base o descrito no Eurocódigo 0, consideraram-se [4] [8]:

Combinações Fundamentais

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinações para situações de projecto sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em termos da análise de comportamento em serviço (Estado Limite de Utilização) considerou-se [4] [8]:

Combinação quase-permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinação frequente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Sendo que:

$G_{k,j}$ – Valor característico da acção permanente j

P – Valor característico de uma acção de pré-esforço

$Q_{k,1}$ – Valor característico da acção variável de base da combinação 1

$Q_{k,i}$ – Valor característico da acção variável acompanhante i

A_{Ed} – Valor de cálculo da acção sísmica

Para a verificação da segurança dos elementos afectados pelos impulsos da água, teve-se em conta a possibilidade de não simultaneidade de ocorrência dos valores máximos das cargas permanentes e sobrecargas e dos impulsos da água.

3.6 – Materiais

Para a execução dos vários elementos estruturais foram utilizados vários tipos de materiais sendo os de maior relevância o betão e o aço, quer das armaduras ordinárias quer da estrutura metálica. Deste modo, em seguida serão apresentados os exemplos mais significativos de cada um deles.

3.6.1 – Betão

Os tipos de betões previstos para a execução de toda a estrutura são [4] [5]:

- ✚ Estrutura em geral – C30/37; XC3(P); Cl 0,20; Dmax=25mm; S3
- ✚ Elementos pré-esforçados – C30/37; XC3(P); Cl 0,10; Dmax=25mm; S3
- ✚ Fundações e elementos enterrados – C25/30; XC2(P); Cl 0,20; Dmax=25mm; S3
- ✚ Regularização – C12/15; X0(P); Cl 1,00; Dmax=25mm; S3

Os betões definidos, são betões de comportamento especificado de acordo com a NP EN 206-1.

3.6.2 – Aço

O aço projectado para as estruturas de betão armado foi o seguinte [4] [5]:

- ✚ Armaduras Ordinárias – A500NR SD;
- ✚ Armaduras de Pré-Esforço em barra – Y1030H-R-C1 de baixa relaxação;

Para estruturas metálicas [4] [5]:

- ✚ Perfis metálicos laminados – S275 JR EN10025;
- ✚ Perfis metálicos tubulares enformados – S275 J0H EN10219;
- ✚ Perfis em C enformados – S275 JR EN10025;
- ✚ Chapas de ligação – S275 JR EN10025;
- ✚ Metal de adição de soldadura – Fe430 EURONORM 25-72;
- ✚ Parafusos e Porcas – classes 5.6 e 8.8;
- ✚ Cavilhões – Aço Cromo-Níquel com $f_y=460$ Mpa e $f_u=800$ Mpa;
- ✚ Aço em Conectores, S355 com características adequadas à fusão local através de chapa perfilada colaborante;
- ✚ Microestacas – TM80; $f_{yd}=560$ Mpa.

3.7 – Recobrimentos

Os recobrimentos adoptados estão directamente relacionados com a agressividade do meio envolvente do elemento estrutural, e como tal, foi definido [4] [5]:

- ✚ Estacas – 7.5cm
- ✚ Fundações – 5.0cm
- ✚ Estrutura em geral – 3.5cm
- ✚ Elementos em contacto com água – 4.0cm

4 – Estruturas

Como já foi referido anteriormente, vários corpos estruturais estão previstos no projecto para serem efectuados ao longo desta empreitada. Contudo, ao longo deste capítulo apenas serão abordadas as estruturas que foram acompanhadas quase na sua totalidade ou até mesmo na sua totalidade, de modo a ser possível efectuar um paralelismo com o capítulo da Evolução Construtiva.

Quanto ao foco principal desta parte do relatório, incidirá na caracterização das estruturas, fazendo uma descrição dos vários elementos que as compõem, abordando posteriormente os vários métodos utilizados para efectuar o dimensionamento.

4.1 – Acesso Metro (Casca)

Como já foi referido anteriormente esta é uma estrutura que garante a ligação do metropolitano ao aeroporto, e como tal, a principal saída/entrada do metro.

É uma estrutura constituída por uma laje de fundo e de topo (Figura 18), descarregando nas paredes de contenção (Figura 17), cuja fundação é conseguida através de um maciço de estacas corrido ao longo destas (Figura 17).

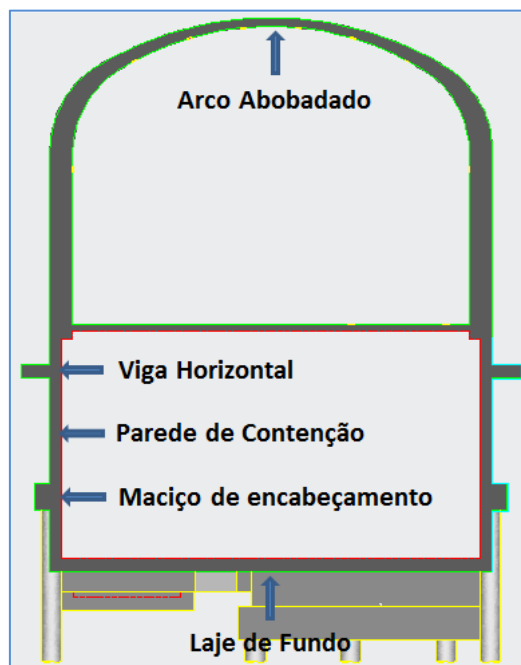


Figura 17 - Corte Transversal (Casca) [3].

Na zona de comunicação com o exterior a laje de topo é interrompida nascendo uma casca crescente para o exterior do túnel. Geometricamente, esta casca apresenta uma geratriz circular

na direcção longitudinal (Figura 18) que define um arco abobadado transversalmente (Figura 17). As paredes de contenção passam a ficar ligadas pela casca na ausência da laje de topo, sendo por isso concebida uma viga horizontal de travamento na ligação casca-parede (Figura 17) para absorver os impulsos horizontais da flexão dos arcos. No topo desta estrutura, existe ainda enterrada uma parede de separação entre o túnel de acesso ao metro (demolido após execução total da escavação) e a estrutura a executar. Sem existência de terras a jusante, esta parede carece de função estrutural, funcionando apenas como uma viga-parede à flexão e contraventamento das paredes laterais do túnel entre as paredes de contenção longitudinais.

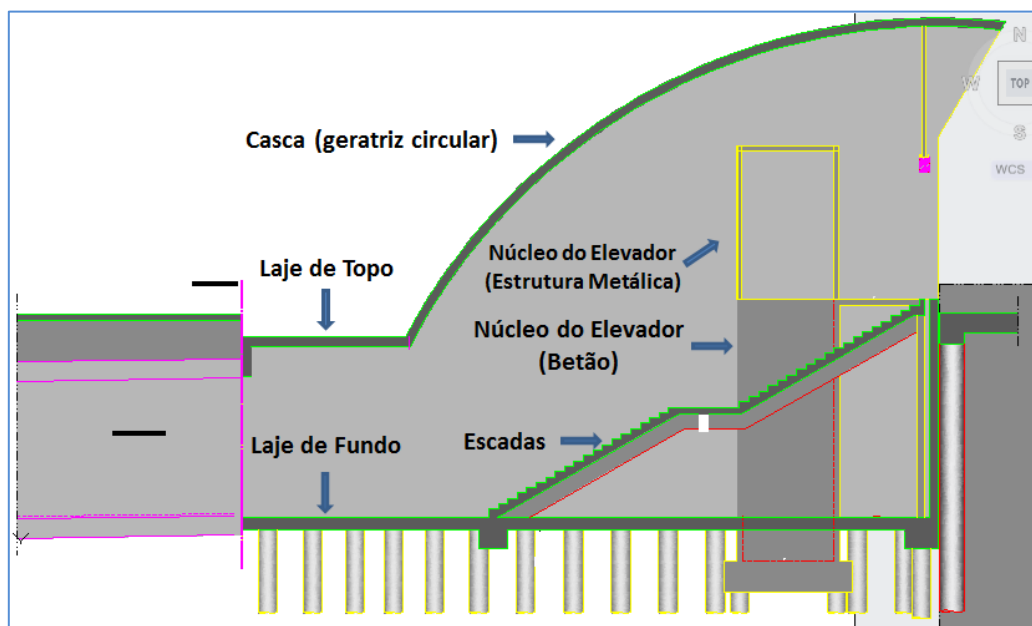


Figura 18 - Corte Longitudinal (Casca) [3].

O nível do pavimento térreo é transportado para o interior da casca através de uma laje maciça apoiada entre paredes e o núcleo de elevadores (Figura 18). A ligação entre o nível interior da casca e o pavimento exterior é efectuada através de uma escada em betão armado apoiada em pórticos longitudinais, funcionando assim à flexão na direcção transversal (Figura 18). Tanto os pórticos como a escada fundam na laje de fundo em maciços de estacas previamente executados.

A partir do pavimento exterior, o núcleo passa a ser formado por um conjunto de perfis metálicos apoiados na estrutura de betão (Figura 18). O núcleo é fundado através de um maciço encabeçamento de estacas.

Note-se ainda que a casca apresenta uma espessura variável entre os 0,25m nas zonas mais elevadas (ao eixo) e 0,67 na zona de ligação à parede de contenção, criando assim uma faixa mais rígida para absorver os impulsos da flexão do arco.

4.1.1 – Modelação Estrutural

Foram elaborados modelos de cálculo tridimensionais parciais e globais, no programa SAP 2000, de modo a analisar o comportamento parcial de cada zona bem como o seu efeito na restante estrutura. Nestes foram contabilizados os efeitos das acções verticais e horizontais condicionantes para cada tipo de estrutura. Relativamente ao modo de introdução dos elementos no programa de cálculo, as lajes, arcos e paredes de contenção da estrutura de betão armado foram modelados com elementos de casca e os pilares, núcleos e vigas com elementos lineares de barra. A nível das fundações foram considerados encastramentos perfeitos [9].

A Figura 19 ilustra o modelo utilizado para o dimensionamento do corpo estrutural:

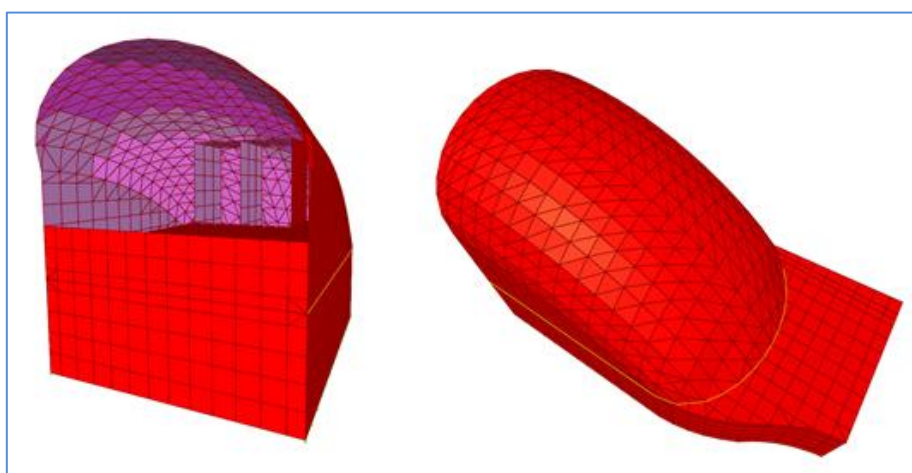


Figura 19 - Modelo tridimensional do corpo de betão armado [9].

4.1.2 – Dimensionamento Estrutural

4.1.2.1 – Estado Limite Último

4.1.2.1.1 – Paredes de Contenção

As paredes de contenção têm como condições de apoio a parte superior do maciço de encabeçamento das estacas até à parte superior a viga horizontal de contorno da casca. Dito isto, o dimensionamento destas foi feito de acordo com o modelo de cálculo descrito na Figura 20, e tendo este como base, retirou-se os principais valores de cálculo como se pode constar na Figura 21.

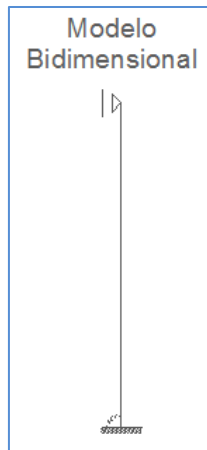


Figura 20 - Modelo de cálculo bidimensional [9].

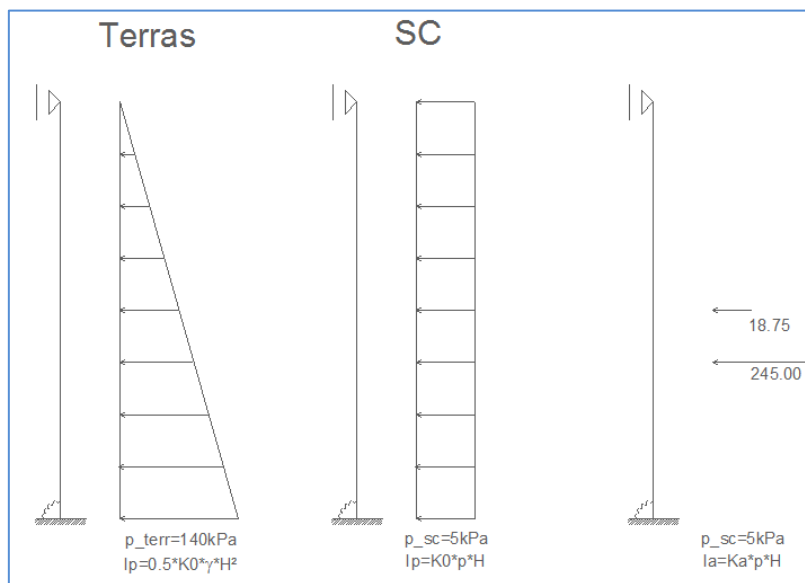


Figura 21 - Principais valores de cálculo [9].

A análise estrutural da parede foi executada de acordo com teorias e métodos simplificados correntes na análise deste tipo de estrutura. A resposta dinâmica deste tipo de estrutura é geralmente bastante complexa, devido à grande variedade de factores que influenciam o comportamento da estrutura, nomeadamente a resposta do solo, a sua interacção com a estrutura e ainda a acção sísmica e de que forma deve ser considerada no modelo [9].

Por conseguinte, adoptaram-se (como é prática corrente) modelos pseudo-estáticos bidimensionais, definindo de forma simplificada todas as acções estabilizadoras e desestabilizadoras sobre a parede de contenção. Os impulsos activos e passivos são calculados com recurso à teoria de Coulomb, e a acção sísmica é contabilizada através do impulso sísmico, de acordo com a formulação de Mononobe-Okabe [9] [10] [11] [12].

Quando combinados os valores de acção apresentados, obtém-se o diagrama simplificado de momentos na parede, apresentado na Figura 22.

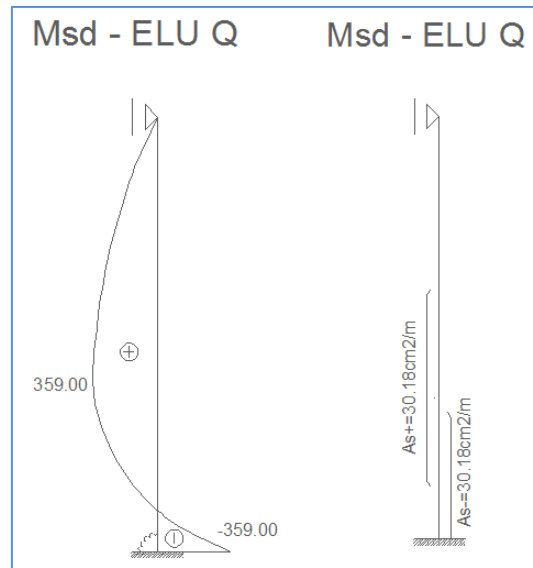


Figura 22 - Diagrama Momentos / Armaduras de Flexão (Paredes de contenção) [9].

Para efectuar o dimensionamento das armaduras de flexão recorreu-se ao seguinte método [13] [14] [15] [16]:

- 1) Cálculo do momento reduzido;

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b * d * f_{cd}}$$

Em que:

M_{sd} – Momento actuante

b – Largura da secção

d – Altura útil

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão

- 2) Cálculo da percentagem mecânica de armadura (ω) com base no momento reduzido e através das tabelas de dimensionamento de betão armado [17];
- 3) Cálculo da armadura;

$$A_s = \frac{\omega * b * d * f_{yd}}{f_{cd}}$$

Em que:

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do aço

4) Verificação da armadura calculado com base na armadura mínima;

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d$$

Em que:

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura à tracção do betão

f_{yk} – Valor característico da tensão de rotura do aço

b_t – Largura traccionada

A verificação da resistência ao corte é feita, pelo betão, e foi efectuada igualmente para todos os elementos estruturais recorrendo à seguinte expressão [9] [16] [14]:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3}$$

Note-se que estes diagramas foram confirmados no modelo tridimensional, evitando por isso efeitos não contabilizados no cálculo a duas dimensões.

4.1.2.1.2 – Lajes

✓ Laje de Fundo

A drenagem de águas pluviais para o sistema de drenagem municipal garante a inexistência de impulsos hidrostáticos na laje de fundo. Assim sendo, o seu dimensionamento é condicionado pelos momentos transmitidos pela fundação, já que verticalmente assenta em terreno a compactar funcionando como uma laje térrea.

✓ Laje do Piso 1

A laje do piso 1 foi dimensionada com recurso a modelos tridimensionais, e apresenta os seguintes diagramas de esforços (Figura 23 e 24) para a combinação de estado limite último com sobrecarga a variável base [9]:

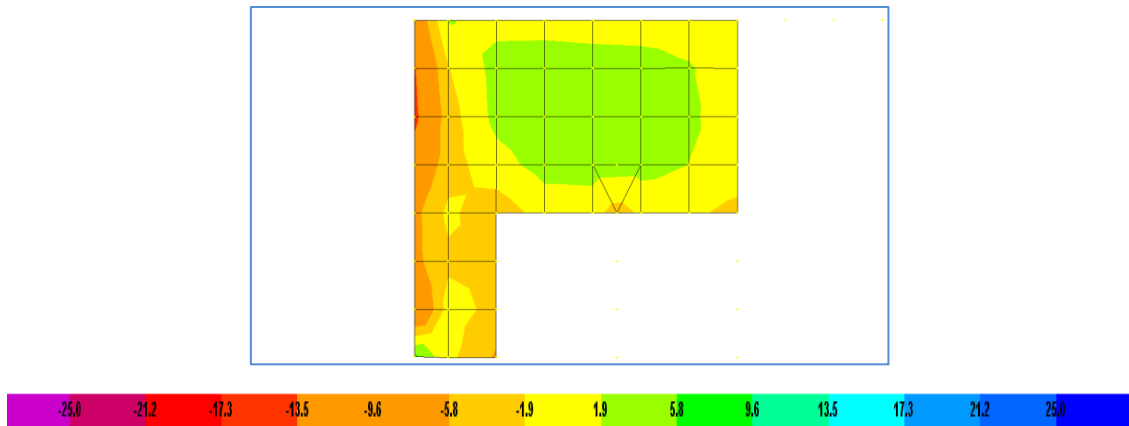


Figura 23 - Laje do Piso 1: Diagrama de momentos M11 para ELU Q [kN.m/m] [9].

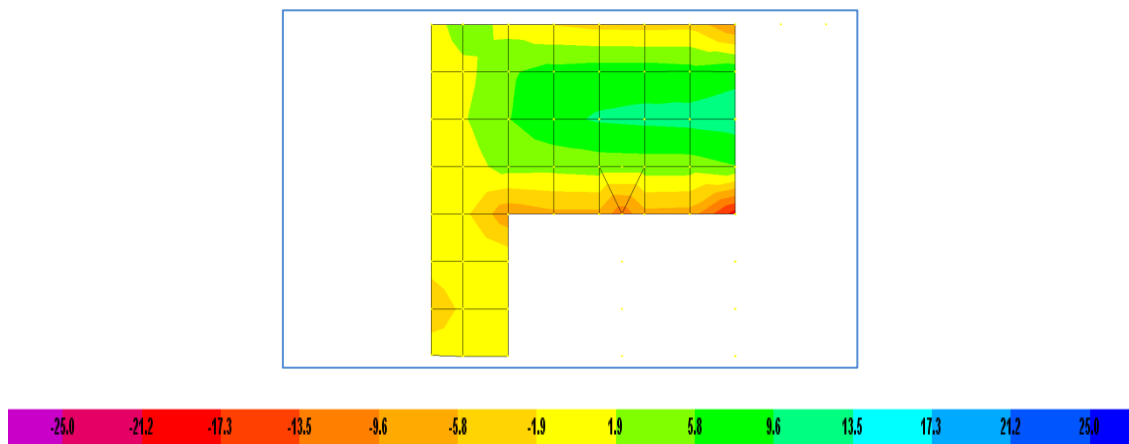


Figura 24 - Laje do Piso 1: Diagrama de momentos M22 para ELU Q [kN.m/m] [9].

✓ Laje de Túnel

O método de dimensionamento utilizado é análogo ao anteriormente referido, obtendo os seguintes diagramas de esforços (Figura 25 e 26) para o estado limite último:

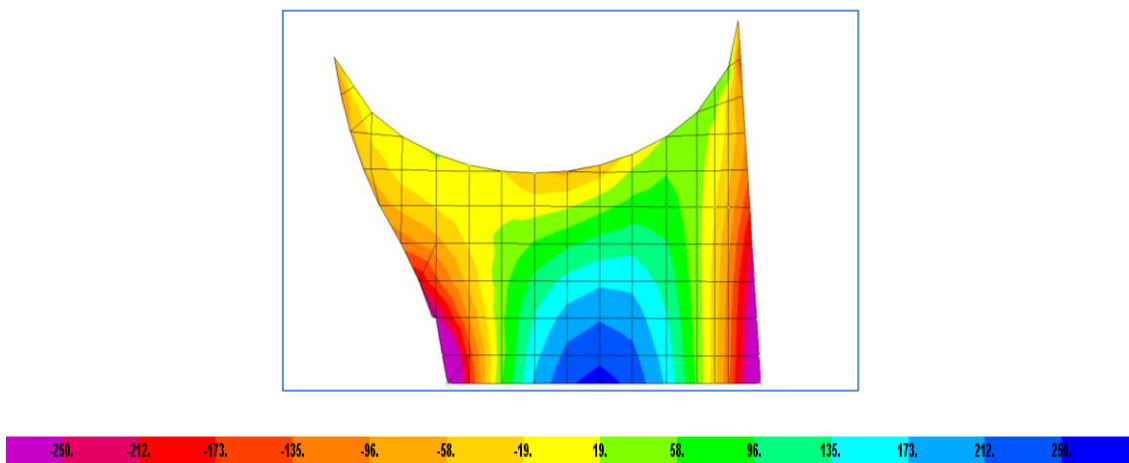


Figura 25 - Laje do Túnel: Diagrama de momentos M11 para ELU Q [kN.m/m] [9].

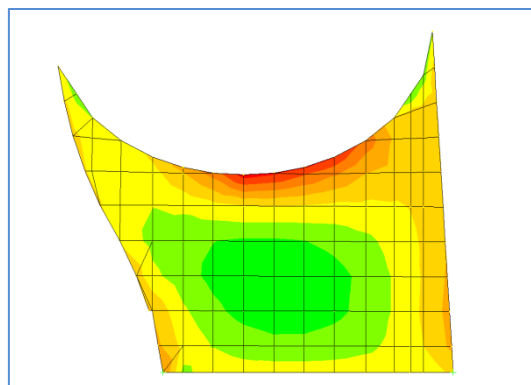


Figura 26 - Laje do Túnel: Diagrama de momentos M22 para ELU Q [kN.m/m] [9].

Através dos diagramas apresentados, foi possível retirar o momento máximo registado, em ambas as direcções, para cada um dos elementos, e assim calcular a armadura necessária para resistir aos mesmos, como é demonstrado na Tabela 7.

Tabela 7 - Cálculo de Armaduras para os principais momentos nas lajes [9].

		Msd(kN.m/m)	μ	As,calc(cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As
Fundo	+	0.00	0.00	-	5.28	φ 12//0.15
	-	359.00	0.15	28.60	5.28	φ 20//0.10
Piso	+	11.15	0.03	2.01	2.61	φ 10//0.15
	-	14.99	0.04	2.71	2.61	φ 10//0.15
Túnel	+	260.00	0.12	8.73	2.61	φ 12//0.20+φ10//0.20
	-	310.00	0.14	10.59	2.61	φ 12//0.10

4.1.2.1.3 – Vigas

As vigas da estrutura foram dimensionadas com base na modelação tridimensional, mais concretamente para a envolvente das solicitações provenientes das acções verticais e sísmicas. Foi considerado na modelação das vigas um módulo de torção $J=0$, de modo que estes mesmos elementos não sejam dimensionados, de uma forma geral, para esforços de torção [9].

A diferença construtiva de espessuras entre parede de contenção e casca, entre 0,35m e 0,67m, confere grande rigidez horizontal à estrutura. Desta forma, a solicitação da viga fica bastante reduzida na fase final do processo construtivo. Na fase intermédia, entre contenção e betonagem da casca a viga é solicitada em ELU com a reacção representada no seguinte diagrama.

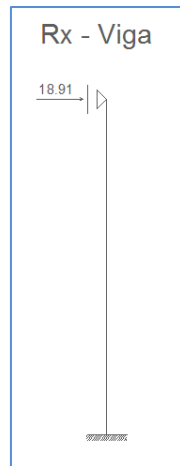


Figura 27 - Reacção da viga no apoio [9].

Tendo a reacção no apoio, facilmente retiramos o momento máximo registado neste elemento, e consequentemente a armadura necessária para o bom funcionamento estrutural:

Tabela 8 - Cálculo das armaduras para a viga horizontal enterrada [9].

		Msd(kN.m)	μ	As,calc(cm2)	As,min (cm2)	As
Viga Construção	-	0.00	0.00	-	5.76	4 ϕ 20
	+	260.47	0.03	5.58	5.76	4 ϕ 20
Viga Final	-	0.00	0.00	-	5.76	4 ϕ 20
	+	110.00	0.01	2.33	5.76	4 ϕ 20

4.1.2.1.4 - Escadas

As escadas são compostas por dois lanços e um patamar intermédio, apoiado em três pontos distintos e com vigas de bordadura em toda a sua extensão. Para uma largura de 4,6m foi adoptada uma espessura de laje de 0,2m, dando origem ao modelo de cálculo da Figura 28.

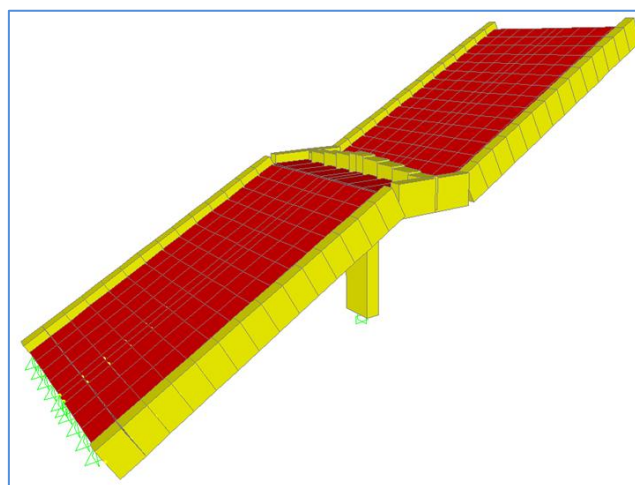


Figura 28 - Modelo de cálculo da escada [9].

Com este modelo, e através do método descrito anteriormente, calcularam-se as armaduras tanto para a laje como para as vigas de bordadura das escadas, exposto na tabela 9 e 10, respectivamente.

Tabela 9 - Cálculo das armaduras da laje da escada [9].

		Msd(kN.m/m)	μ	As,calc(cm ² /m)	As, adoptada	As (cm ² /m)
Escada (Laje)	M11	37	0.06	5.56	ϕ 10//0.10	7,9
	M22	33	0.06	4.96	ϕ 8//0.10	5,0

Tabela 10 - Cálculo das armaduras das vigas da laje [9].

		Msd(kN.m/m)	μ	As,calc(cm ² /m)	As, adoptada	As (cm ² /m)
Escada (Vigas)	M+	147	0.07	5.7	4 ϕ 16	8,04
	M-	189	0.09	7.4	2 ϕ 16+2 ϕ 20	10,3

4.1.2.2 - Estado Limite de Deformação

De acordo com o descrito no EC2, as deformações instantâneas para os estados limites de utilização não podem ser superiores a $L/250$ (L – comprimento do vão a vencer) para a combinação das acções quase permanentes. De forma a verificar esta condição, as deformações elásticas foram retiradas do modelo tridimensional (Figura 29, 30 e 31) [9].

✓ Laje Piso 1

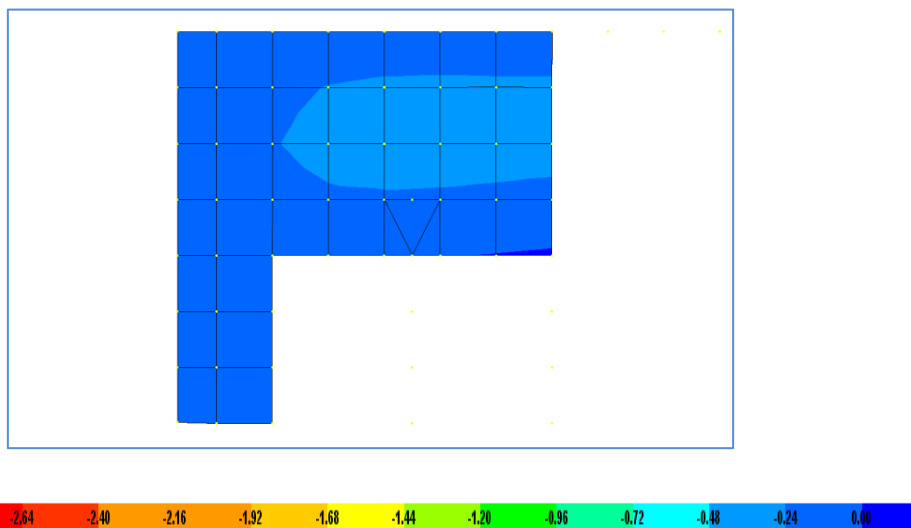


Figura 29 - Laje do Piso 1: Deformação instantânea [mm] [9].

✓ **Laje Túnel**

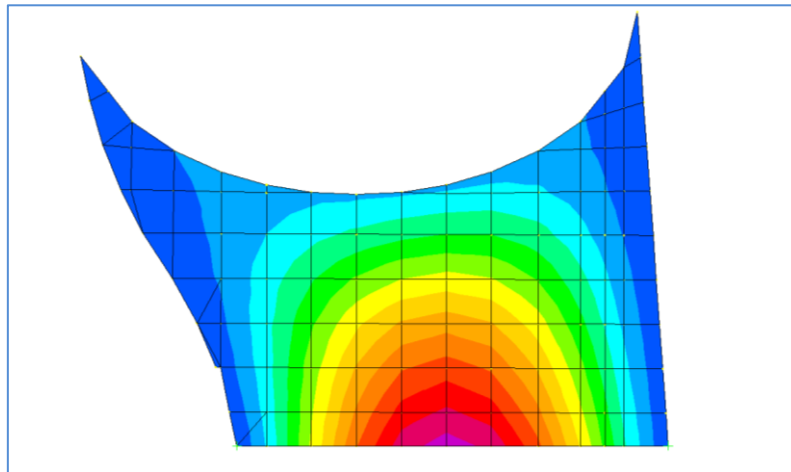


Figura 30 - Laje do Túnel: Deformação instantânea [mm] [9].

✓ **Casca**

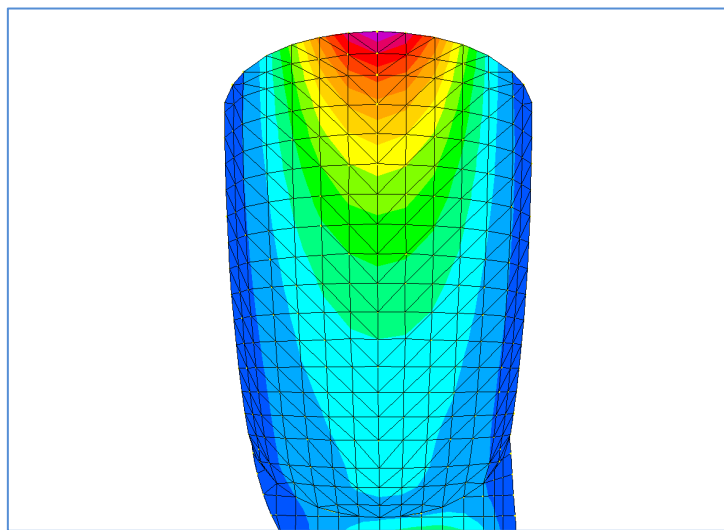


Figura 31 - Casca: Deformação instantânea [mm] [9].

Como podemos verificar, os resultados obtidos para a deformação instantânea são de uma ordem de grandeza bastante pequena, estando assim distantes da relação $L/250$ para o conjunto de cargas consideradas, ficando o controlo de deformações verificado.

4.2 – Miradouro

A estrutura denominada de Miradouro, destina-se ao estacionamento de veículos de circulação na ciclovia, prevista no projecto de paisagismo. A sua denominação surge do destaque que é conseguido entre o edifício e o terreno, estando implantado num talude com acesso unicamente do lado do terreno mais alto.

A estrutura do miradouro é claramente dividida em duas zonas de comportamento e características materiais diferentes. Assim, a laje de serviço ao estacionamento é constituída por betão armado, assente numa parede cilíndrica do mesmo material que por sua vez desce ao maciço de encabeçamento das estacas da fundação (Figura 32).

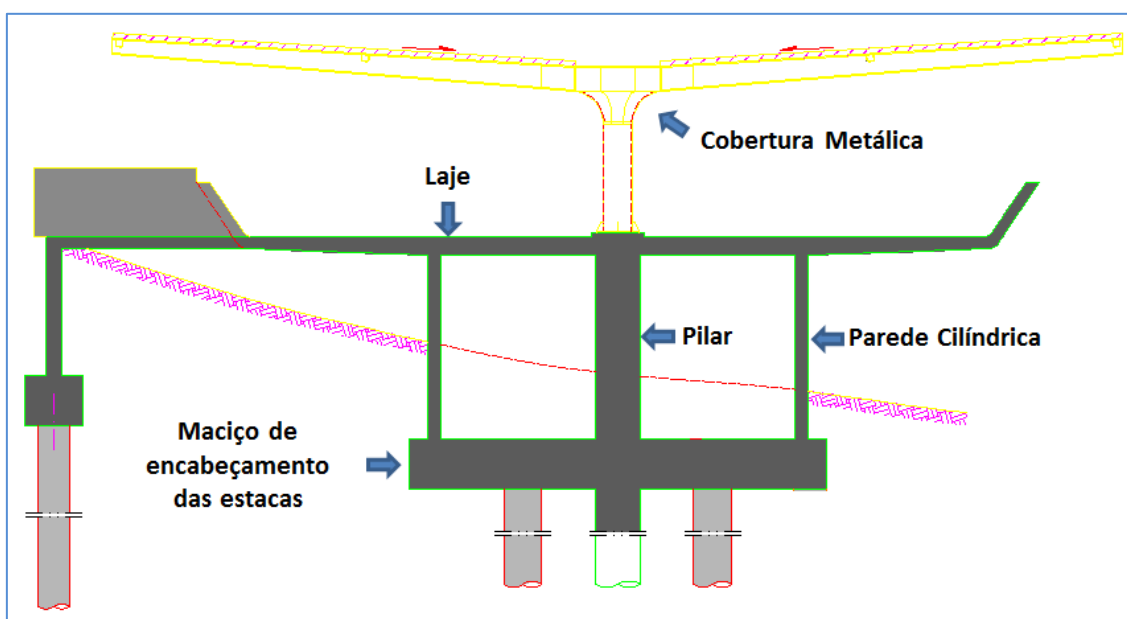


Figura 32 - Miradouro [3]

A cobertura do estacionamento é conseguida com uma pala metálica de forma circular, com princípios estruturais em tudo idênticos à filosofia do restante projecto. Da laje de betão armado, em continuidade com um pilar central, nasce um pilar metálico circular encabeçado por uma peça de 8 lados, marcando o arranque das vigas (Figura 32). As vigas em secção variável, compostas por chapas soldadas, são lançadas em consola até à extremidade da pala. Entre vigas, são previstos tubos quadrados ligados às vigas com ligação de alma.

Note-se ainda que, a implantação do miradouro foi condicionada pelo posicionamento das estacas relativamente ao projecto do metro previsto naquela zona.

4.2.1 – Modelação Estrutural

Para o estudo desta estrutura, foi elaborado um modelo de cálculo tridimensional, no programa SAP 2000, de modo a analisar o comportamento global da estrutura, assim como o comportamento parcial da estrutura de betão e da cobertura metálica, partindo dos seguintes pressupostos [9]:

- ✚ No modelo foram contabilizadas as acções condicionantes para cada tipo de estrutura;
- ✚ As lajes e paredes de betão foram modeladas com elementos finitos de casca, enquanto que os perfis constituintes da cobertura metálica foram modelados com elementos lineares de barra;
- ✚ Nas fundações foram considerados encastramentos perfeitos, os quais são materializados pelo maciço de encabeçamento das estacas que funda o corpo estrutural;
- ✚ A laje foi modelada considerando uma secção de espessura variável, cuja espessura máxima foi condicionada pelo comprimento das consolas radiais;
- ✚ As vigas de alma cheia que constituem o sistema estrutural principal da cobertura foram igualmente modeladas atendendo à sua inércia variável.

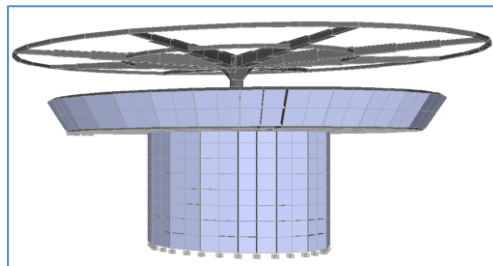


Figura 33 - Modelo de cálculo do Miradouro: Vista 3D frontal [9].

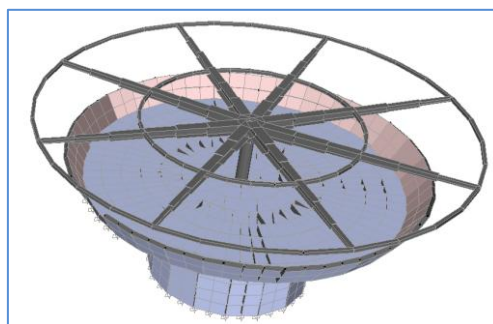


Figura 34 - Modelo de cálculo do Miradouro: Vista 3D da cobertura [9].

4.2.2 – Dimensionamento Estrutural

4.2.2.1 – Estado Limite Último

Para efectuar o dimensionamento das armaduras da laje, para o Estado Limite Último, recorreu-se novamente aos diagramas de momentos flectores (Figura 35 e 36) provenientes do programa de cálculo [9]:

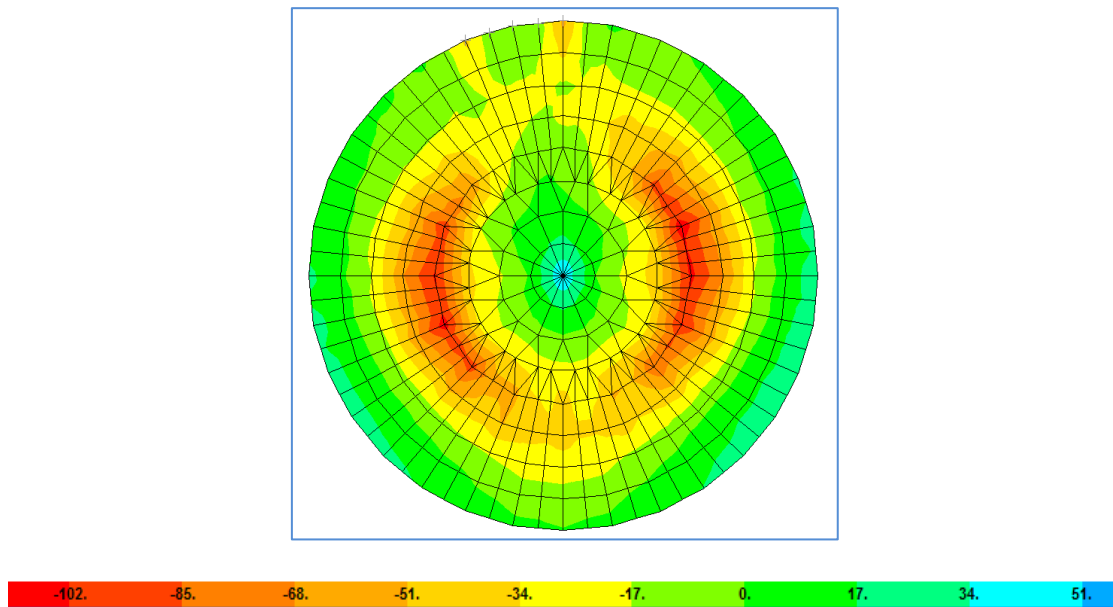


Figura 35 - Diagrama de momentos M11 da laje para ELU Q [kN.m/m] [9].

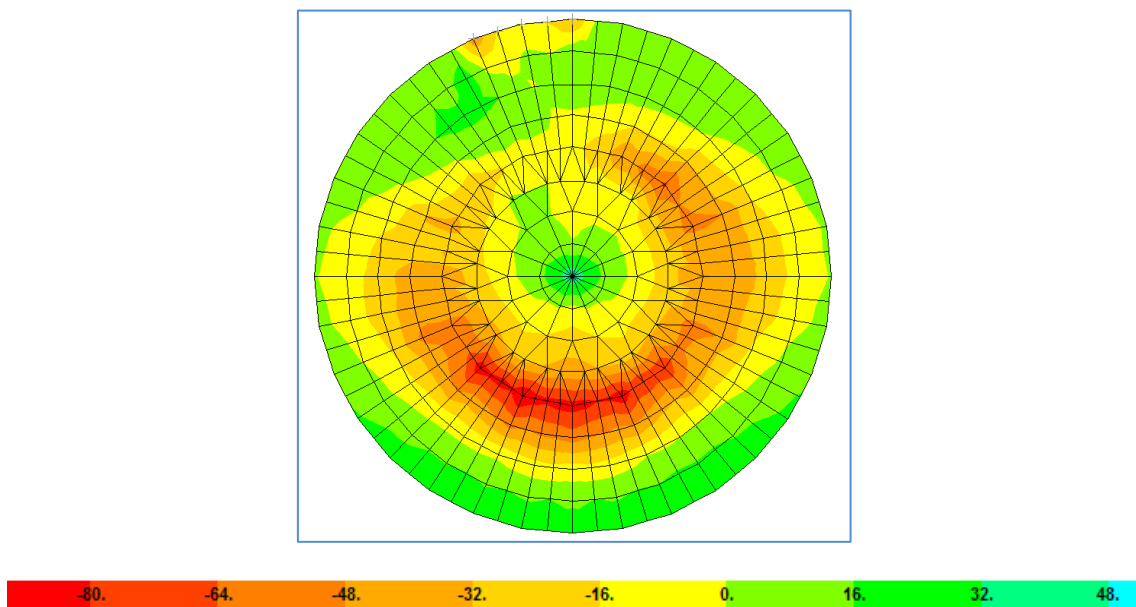


Figura 36 - Diagrama de momentos M22 da laje para ELU Q [kN.m/m] [9].

Neste caso em específico, primeiramente adoptou-se uma armadura em ambas as direcções e em seguida, determinou-se o momento resistente através do método do diagrama rectangular (Figura 37), com os seguintes passos [13] [14] [15] [16]:

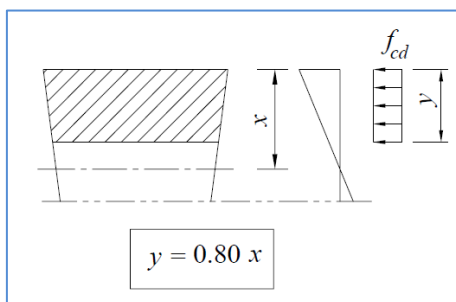


Figura 37 - Método do diagrama rectangular [15].

- ✚ Determinação da força de tracção no aço (F_s) e da força de compressão no betão (F_c);
- ✚ Determinação da distância à linha neutra x ;
- ✚ Verificação se o aço se encontra em cedência;
- ✚ Cálculo do momento resistente (M_{Rd});

Tabela 11 - Cálculo dos esforços resistentes da laje [9].

Tipo	Localização / Direcção	Armaduras Adoptadas [cm^2/m]	d [m]	As (cm^2/m)	M_{Rd} [kN.m/m]
Radial	Apoio – Dir. xx	$\phi 12//0.10$	0.26	11.3	115
Radial	Apoio – Dir. yy	$\phi 12//0.10$	0.26	11.3	115

Por razões de simplificação construtiva e face à geometria em questão, foi adoptada uma pormenorização de armaduras com malha radial e circunferencial, tanto para a armadura superior como para a armadura inferior. Atendendo à elevada concentração de armadura que tal disposição construtiva pode originar, adoptou-se uma malha quadrada na zona central da laje.

4.2.2.2 – Estado Limite de Deformação

Apresenta-se de seguida o campo de deslocamentos (Figura 38) para a combinação quase permanente (sobrecarga de piso como variável de base) para a laje de betão [9]:

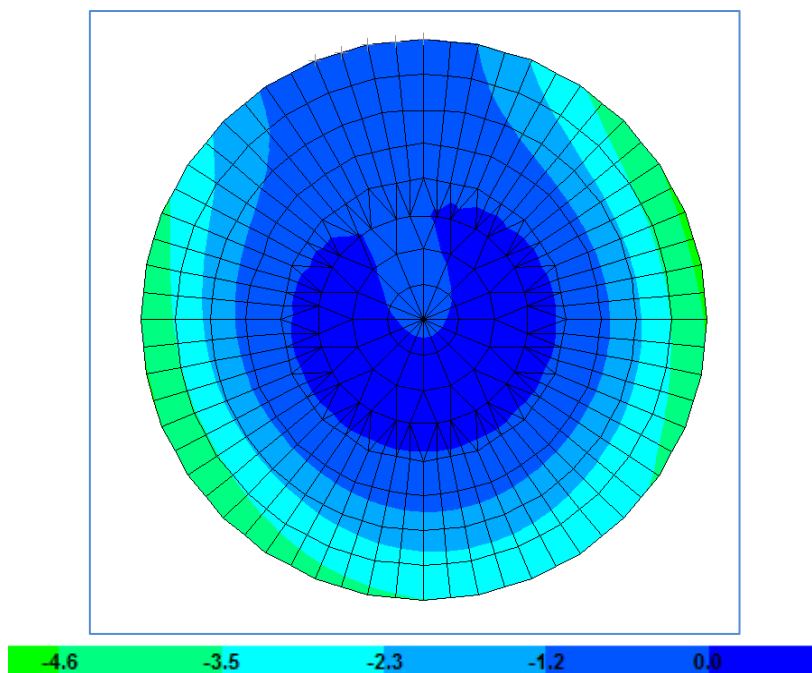


Figura 38 - Laje: Deformação instantânea [mm] [9].

Para a verificação da segurança a este estado limite, apresenta-se o valor máximo do deslocamento elástico e deslocamento a tempo infinito, extraídos do modelo de elementos finitos da laje, expostos na Tabela 12.

Tabela 12 - Deslocamentos da laje do Miradouro [9].

Tramo	Combinação de Acções	$\delta_{elástico}$ [mm]	δ_{∞} [mm]	L [m]	L/δ_{∞} [-]	$L/\delta_{elástico}$ [-]
Consola	Quase-permanente	3.9	17.6	6.0	340	1540

Como podemos verificar nas relações entre o vão e o deslocamento a longo prazo/instantâneo, estas são superiores a $L/500$ e $L/250$, respectivamente, o que faz com que esteja dentro dos valores admissíveis preconizados no Eurocódigo 2.

4.3 – Fundações

O dimensionamento das fundações foi feito com base no estudo de prospecção já elaborado para o projecto da linha de metro. Pela análise feita à informação obtida, optaram por fundar indirectamente as estruturas com reacções mais significativas, tendo considerado uma tensão máxima na ponta da estaca de 5Mpa para as acções de serviço [9].

Para a situação de serviço, os esforços obtidos são sempre inferiores aos esforços axiais resistentes para os diâmetros de estacas adoptados, tendo sempre em conta a máxima de tensão de ponta em serviço considerada, como se pode constatar na Tabela 13.

Tabela 13 - Tensão de ponta máxima [9].

	Diâmetro (m)	Tensão Máxima (MPa)
Núcleo de Acessos	0,6	2,58
Casca do Acesso Metro	0,6	1,67
Miradouro	0,6	2,13

Para as situações em que as forças resultantes da sucção (vento a actuar de baixo para cima) do vento são condicionantes, garante-se que o somatório do peso próprio das estacas, maciços de estacas e do volume de solo sobre os maciços é superior às forças de tracção geradas.

Nas situações de menor carga, nomeadamente nas fundações dos pilares da Pala 3, optou-se por recorrer a fundações indirectas com micro-estacas. Adoptou-se um comprimento mínimo de selagem de 2.0m, valor que se adequa ao nível de cargas em questão [9].

A verificação da segurança dos maciços de fundação de estacas foi realizada com base em modelos de escoras e tirantes típicos [9].

5 – Estacas vs Micro-estacas

Logo na fase inicial do desenvolvimento da empreitada, na análise do projecto a ser executado, foi verificado que neste estavam preconizados vários tipos de fundações, tanto de carácter directo como indirecto, consoante o tipo de estrutura e a sua localização. Por um lado a escolha de fundações directas incidia sobre estruturas pouco significativas, de pequena dimensão, em que as reacções máximas provenientes da superestrutura não tinham grande relevância ou a sua localização estava sobre a estrutura do metropolitano (Pala 3), não permitindo a execução de outro tipo de fundações. Por outro lado, as fundações indirectas foram utilizadas em estruturas opostas às anteriormente descritas, onde se verificavam acções bastante condicionantes a nível deste elemento estrutural. Contudo, estando projectadas dois tipos de fundações indirectas, estacas e micro-estacas, foram levantadas uma série de questões:

- ✚ Quais os procedimentos e respectivos tempos de execução de cada uma delas?
- ✚ Qual é o seu campo de aplicação?
- ✚ Quais são as suas capacidades de carga?
- ✚ Qual a economicamente mais vantajosa?
- ✚ Quais as vantagens e desvantagens?

Assim o intuito deste capítulo será dar resposta às perguntas anteriormente expostas, tornando perceptível grande parte dos factores que influenciam a escolha de cada uma destas fundações.

5.1 – Procedimentos de execução

Nesta secção serão descritos os processos construtivos utilizados tanto para estacas como para micro-estacas, adoptados na obra em estudo, de modo a serem claras todas as actividades inerentes a cada um dos tipos de fundações indirectas. Também serão apresentados os tempos aproximados de execução de cada uma das actividades, estabelecendo assim mais um ponto de comparação para posterior análise.

5.1.1 – Estacas com trado contínuo

Este processo de furação é utilizado quando os solos a perfurar apresentam consistência suficiente e garantem a estabilidade das paredes do furo, não sendo por isso necessário utilizar revestimento provisório ou definitivo. Trata-se de uma tecnologia onde a execução é menos dispendiosa, já que é dispensável a utilização de mais equipamentos e, por outro lado, torna-se mais rápida, aumentando os rendimentos de execução além de evitar vibrações no terreno.

Antes do início da actividade de execução da estaca propriamente dita, o primeiro passo a ser efectuado é a marcação de todas as estacas com recurso a um topógrafo e respectivos aparelhos. Através do Autocad, este retira as coordenadas precisas de cada uma das estacas, e com o auxílio de um ponto de referência em obra, faz a marcação das mesmas.

O processo inicia-se com a furação e faz-se com um equipamento de rotação, constituído por grua base que se desloca sobre rastos e dispõe de uma torre vertical ao longo da qual se movimenta a unidade de rotação a que está acoplado o trado contínuo oco, com a fila helicoidal do diâmetro da estaca e comprimento superior ao previsto para a execução da estaca.

O trado contínuo é constituído pelas seguintes características:

- ✚ Interior oco com cerca de 5” (aproximadamente 13 cm) de diâmetro, que permite a descida do betão.
- ✚ Ferramenta de corte na sua extremidade inferior.
- ✚ Abertura no extremo inferior da parte oca do trado (ponteira).

Antes de se iniciar a furação é colocado um rolhão para fechar a ponteira, de modo a evitar a entrada de terreno para o interior do trado oco durante a furação.

Com o movimento de rotação, o trado contínuo é introduzido no terreno até à profundidade prevista para a estaca (Imagem 2).



Imagem 2 - Furação da estaca.

Atingida a profundidade necessária para o estabelecimento adequado da ponta da estaca, iniciam-se as operações de betonagem, no sentido ascendente do furo. O betão é descarregado para uma bomba de betão (Imagem 3), ligada através de uma tubagem apropriada à unidade de rotação do equipamento de furação. Este é encaminhado pelo interior do trado, que para este

efeito é oco, como já referido. Na fase inicial, o betão sob pressão ao entrar no interior do trado arrastará o rolhão previamente introduzido na abertura.



Imagem 3 - Bomba de betão.

À medida que a betonagem se vai processando, o trado é extraído simultaneamente com o terreno entretanto escavado e situado nas hélices do trado (Imagem 4), garantindo-se sempre o contacto da ponteira deste com o betão, para serem evitadas irregularidades ao longo da estaca. Este processo prosseguirá até ser atingida a cota da plataforma de trabalho.



Imagem 4 - Betonagem da estaca.

Concluída a betonagem, é retirado o betão superficial que esteja misturado com o terreno extraído das hélices do trado, garantindo que, aquando da operação de colocação da armadura, não seja arrastado terreno para o interior da estaca.

Posteriormente, é introduzida a armadura no seio do betão fresco com auxílio de alguns trabalhadores e de um “prato” metálico (Imagem 5) que é acoplado à extremidade superior da armadura, garantido a que esta entre verticalmente e centrada relativamente ao furo de modo a evitar desvios, de acordo com a Imagem 6.



Imagem 5 - Prato metálico.



Imagem 6 - Inserção de armadura.

Finalmente, e após a execução da escavação, e passado tempo suficiente para a realização da cura do betão da estaca, é efectuado o saneamento da cabeça da estaca (Imagem 7) com o auxílio de um martelo demolidor, transformando uma superfície totalmente irregular numa regular, para que as cargas provenientes da superestrutura sejam devidamente encaminhadas para o solo de fundação.



Imagem 7 - Saneamento da estaca (Antes / Após).

Relativamente ao tempo de execução de cada uma das actividades, por estaca, de acordo com o verificado em obra, podemos efectuar a seguinte tabela:

Tabela 14 - Tempo de execução das actividades inerentes às estacas.

Actividade	Duração (minutos)
Topografia	5
Furação	15
Betonagem	10
Inserção da armadura	15
Saneamento da cabeça da estaca	35
Total	75

Nota: À duração da actividade da inserção da armadura podia ser imputado o tempo de corte, moldagem e armação do aço das estacas, mas não sendo uma actividade crítica, foi efectuada com a devida antecedência não afectando o desenvolvimento das actividades seguintes.

Partindo que um dia tem 8 horas de trabalho (480 minutos), e sabendo que a execução de uma estaca demora 40 minutos (furação, betonagem e inserção da armadura), chegamos facilmente a um rendimento de 12 estacas por dia, o que não corresponde à realidade verificada em obra. Devido às várias problemáticas existentes que irão ser descritas no capítulo seguinte, o rendimento diário foi em média 6 estacas, o que equivale, tendo em conta que uma estaca tem em média 15 metros de comprimento, a **90 metros diários**.

5.1.2 - Micro-estacas

As micro-estacas são uma variante das fundações profundas, sendo constituídas por estacas de pequeno diâmetro, entre $\Phi 75\text{mm}$ e $\Phi 350\text{mm}$, de inclinação variável, executadas em qualquer terreno e com capacidade de carga útil variável, dependendo dos diâmetros, armaduras utilizadas, técnicas de execução e solos envolventes de suporte.

Numa primeira fase, e à semelhança das estacas, é necessário recorrer a um topógrafo para a marcação das mesmas, através do procedimento já descrito anteriormente.

Relativamente ao processo de execução, este começa com a perfuração (Imagem 8), com recurso a um trado, constituído por vários troços, roscados uns nos outros progressivamente, que através de um movimento rotativo vai perfurando o solo até ser atingida a cota pretendida. De salientar que o equipamento que efectua esta operação tem uma dimensão bastante inferior à máquina de estacas.



Imagem 8 - Furação da micro-estaca.

Em seguida, e de modo a estabilizar as paredes do furo, é injectada calda de cimento para dentro do mesmo, até se atingir a cota de superfície do furo.

Posteriormente, as várias armaduras das micro-estacas (Imagem 9) são inseridas, roscadas umas nas outras, até atingir-se o fundo do furo, sendo o tubo manchete (Imagem10) o primeiro a ser introduzido.



Imagem 9 - Armaduras da micro-estaca



Imagem 10 - Tubo manchete da micro-estaca

Inserida a armadura é efectuado o processo de selagem da micro-estaca, que consiste em fazer uma injeção de calda de cimento a baixa pressão, de baixo para cima, de modo a preencher os vazios existentes entre a armadura e a parede do furo.

Tendo a calda de cimento, utilizada para a selagem, ganho presa suficiente, normalmente 24 horas depois, estão criadas as condições para começar a efectuar o processo de injeções. Estas, são realizadas de forma ascendente, manchete a manchete, utilizando um obturador, de forma a sectionar o tubo, permitindo efectuar injeções a altas pressões, obrigando à abertura das manchetes.



Imagem 11 - Equipamento de injeção.

Ao longo da injeção o solo vai ficando cada vez mais saturado, dificultando gradualmente a admissão de calda de cimento, e conseqüentemente aumentando significativamente a pressão de injeção.

Estando a primeira injeção efectuada nas duas manchetes, e 24 horas decorridas, realiza-se uma reinjeção, até pressões superiores à primeira de modo a que o solo admita ainda mais calda de cimento. Por fim, e repetindo o processo anteriormente descrito é efectuada a terceira e última injeção.

Este processo é constituído por três fases sendo que a pressão vai aumentando gradualmente. Como critério de paragem foram utilizados os seguintes limites:

Tabela 15 - Critérios de paragem para as várias fases de injeção das micro-estacas.

Fase	Pressão (bar)
1ª	2,5
2ª	3,0
3ª	Entre 3,5 e 4,0

Posteriormente o interior da armadura é preenchido com calda de cimento, de modo a proteger a armadura contra a corrosão.

Para terminar, e de modo a criar uma melhor aderência entre a micro-estaca e restante estrutura de betão foi soldado um varão de aço helicoidal e uma chapa de topo, como mostra a Imagem 12.



Imagem 12 - Soldadura da helicoidal e chapa de topo.

Relativamente aos tempos de execução de cada uma das actividades descritas anteriormente, foi verificado na presente obra o seguinte:

Tabela 16 - Tempos de execução das actividades inerentes às micro-estacas.

Actividade	Duração (minutos)
Topografia	5
Furação	90
Preenchimento do furo	5
Inserção da armadura	30
Selagem entre a armadura e o terreno	30
Injecção das duas manchetes (1ª fase)	60
Injecção das duas manchetes (2ª fase)	60
Injecção das duas manchetes (3ª fase)	60
Preenchimento da micro-estaca	5
Soldaduras	20
Total	365

Como podemos verificar o tempo global de execução de uma micro-estaca é bastante elevado, mas devido à possibilidade de executar actividades em simultâneo, como por exemplo, fazer a furação de uma estaca e ao mesmo tempo estar a injectar outra, e segundo indicações do subempreiteiro de fundações, o rendimento a considerar para a execução de micro-estacas são **60 metros diários**.

5.2 – Campos de aplicação

Tanto as estacas como as micro-estacas têm um vasto campo de aplicação, podendo ser empregadas em várias vertentes da Engenharia Civil. Como tal, na Tabela 17 serão apresentadas as principais áreas de actuação destas:

Tabela 17 - Campo de aplicação das estacas e micro-estacas [18] [19].

Estacas	Micro - estacas
Contenções Periféricas	Protecção de estruturas existentes
Estabilização de encostas	Reforço de fundações
Fundações de estruturas	Fundações de estruturas

Na presente obra, ambas as soluções foram utilizadas para a realização de fundações indirectas de estruturas, sendo que em 80% dos casos foram utilizadas estacas e nos restantes micro-estacas, devido a serem locais de difícil acesso de máquinas de grande porte, mas também por existirem estruturas muito próximas. Temos como exemplo o corpo cilíndrico (estrutura com uma enorme área de envidraçado), onde a probabilidade de serem causados danos à mesma era grande, o que poderia originar graves prejuízos económicos.

5.3 – Comparação económica

Um dos factores mais determinantes na escolha de uma solução a nível estrutural é o seu custo, e as fundações não são excepção. Como tal, o grande objectivo deste subcapítulo será fazer uma análise comparativa das fundações indirectas abordadas anteriormente, de modo a definir a solução economicamente mais viável.

Nota: Todos os preços que serão aqui apresentados foram retirados dos contractos com os vários subempreiteiros, em que posteriormente foi aplicado um coeficiente, de modo a não serem revelados os preços efectuados com a empresa em questão.

5.3.1 – Estacas

Para a realização desta actividade o subempreiteiro apenas se responsabilizava pela disponibilização do equipamento, furação, betonagem e inserção da armadura, sendo que o custo do betão e da armadura seriam da responsabilidade do empreiteiro geral.

Para a determinação do preço por metro de estaca terão de ser contabilizados os seguintes factores:

- ✚ Mobilização do estaleiro por parte do subempreiteiro;
- ✚ Topografia;
- ✚ Preço por quilograma de aço;
- ✚ Preço do quilograma de corte, moldagem e armação de aço;
- ✚ Preço por m³ de betão;
- ✚ Preço por metro de execução de estaca por parte do subempreiteiro.

5.3.1.1 - Mobilização do estaleiro

Sendo o custo de mobilização do estaleiro de 4600 euros, podemos deduzir este preço por a quantidade total de estacas, 1437,3 metros, que nos dará um custo por metro de estaca devido à mobilização de estaleiro de **3,2€**.

5.3.1.2 - Topografia

Para calcular o custo por metro de estaca proveniente do trabalho de topografia, primeiramente temos de determinar o tempo de execução das várias actividades topográficas (Tabela 18), considerando um universo de 20 estacas:

Tabela 18 - Tempo de execução das várias actividades topográficas.

Actividade	Tempo (horas)
Determinação das coordenadas das várias estacas no computador	0,80
Passagem das coordenadas para o aparelho topográfico	0,30
Posicionamento do aparelho	0,20
Marcação	0,60
Total	1,90

Tendo como base que um topógrafo, tem um custo 100€/dia, e sendo que um dia tem 8 horas de trabalho, conseguimos facilmente tirar o custo deste por metro de estaca:

$$\text{Custo por hora} = \frac{100}{8} = 12,5€/h$$

$$\text{Custo de execução das 20 estacas} = 1,90 * 12,5 = 23.75€$$

$$\text{Custo de execução de 1 estaca} = \frac{23,75}{20} = 1,19\text{€}$$

$$\text{Custo de topografia por metro de estaca} = \frac{1,19}{15} = 0,08\text{€}$$

5.3.1.3 – Armadura

Para a determinação do custo por metro de armadura primeiramente temos de determinar o peso por metro de armadura. Para melhor percepção foram efectuadas as Tabelas 19 e 20:

Tabela 19 - Peso específico por metro de varão.

Diâmetro do varão de aço (mm)	Peso específico (kg/m)
8	0,40
16	1,58

Tabela 20 - Peso da armadura por metro de estaca.

Diâmetro da estaca (mm)	Armadura de projecto	Peso (kg/m)
500	8Φ16 + Φ8//0,15	16,35
600	8Φ16 + Φ8//0,15	17,17
700	10Φ16 + Φ8//0,15	21,38

Nota: Para o cálculo do peso de ferro por metro de estaca foi acrescentado mais 5% devido aos desperdícios e também à execução de sobreposições.

Com isto, e tendo o preço do quilograma de aço da classe A500 (0,696 €/kg) e o preço do corte, moldagem e armação (0,160 €/kg), determina-se o custo final de armadura por metro de estaca:

Tabela 21 - Custo da armadura por metro de estaca.

Diâmetro da estaca (mm)	Peso (kg/m)	Custo do aço + corte, moldagem e armação (€/kg)	Custo (€/m)
500	16,35	0,856	13,99
600	17,17	0,856	14,70
700	21,38	0,856	18,30

5.3.1.4 – Betão

Em relação ao betão utilizado foi o C25/30 XC2 S5, cujo custo é de 64,70/m³. Como verifica-se, existem vários diâmetros de estacas executadas em obra, o que faz com que os consumos de betão variem. Assim podemos estabelecer um custo por metro de estaca:

Tabela 22 - Custo de betão por metro de estaca.

Diâmetro da estaca (mm)	Volume (m ³ /m)	Custo do betão (m ³)	Custo (€/m)
500	0,20	64,70	13,59
600	0,28	64,70	19,02
700	0,39	64,70	26,49

Nota: Igualmente ao procedimento adoptado no aço, o valor foi aumentado em 5% para representar o desperdício verificado tanto pelo furo transbordar pelo excesso de betão mas também e na maioria dos casos ainda sobrar algum betão dentro do camião.

5.3.1.5 – Execução de estacas por parte do subempreiteiro

O preço para as actividades de furação, betonagem e inserção da armadura por parte do subempreiteiro podem ser verificados na Tabela 23.

Tabela 23 - Custo de execução por parte do subempreiteiro de estacas.

Diâmetro da estaca (mm)	Custo (€/m)
500	16,00
600	16,70
700	16,70

5.3.1.6 – Saneamento da cabeça das estacas

O custo de saneamento da cabeça da estaca, englobando todas as actividades a executar, por unidade foi de 39€, e tendo em conta novamente o comprimento médio das estacas, chega-se a um preço por metro de estaca, devido ao saneamento, de **2,6€**.

5.3.1.7 – Custo total por metro de estaca

Estando quantificados todos os factores inerentes à execução de uma estaca podemos determinar o custo total por metro de estaca para cada um dos diâmetros:

Tabela 24 - Custo total por metro de estaca.

Diâmetro da estaca (mm)	Mobilização de estaleiro (€/m)	Topografia (€/m)	Armadura (€/m)	Betão (€/m)	Execução (€/m)	Saneamento (€/m)	Custo Total (€/m)
500	3,2	0,08	13,99	13,59	16,00	2,6	49,46
600	3,2	0,08	14,70	19,02	16,70	2,6	56,30
700	3,2	0,08	18,30	26,49	16,70	2,6	63,77

Como podemos verificar, através desta análise económica, e como seria de esperar, quanto maior é o diâmetro da estaca maior o seu custo. No entanto, este resultado pode não seguir sempre a mesma lógica, visto que, na presente obra, existe um caso particular de estacas de diâmetro de 500 milímetros, utilizadas para fundar um muro de contenção, que devido a estarem solicitadas a maiores esforços de flexão necessitam de uma maior área de armadura longitudinal. Assim, o custo da armadura por metro aumenta significativamente, passando a ter um custo total de **60,28 €/m**.

5.3.2 - Micro-Estacas

Para a realização desta actividade o preço apresentado pelo subempreiteiro englobava a disponibilização de todos os equipamentos assim como de todos os materiais necessários para a execução desta tarefa, exceptuando a última fase, o processo de soldadura. Sendo assim, para determinar o preço por metro de micro-estaca terão de ser contabilizados os seguintes factores:

- ✚ Mobilização do estaleiro por parte do subempreiteiro;
- ✚ Topografia;
- ✚ Preço por metro de execução de micro-estaca por parte do subempreiteiro;
- ✚ Soldadura das helicoidais e chapa de topo.

5.3.2.1 - Mobilização do estaleiro

Tendo como base um custo de mobilização de estaleiro de 2300 euros e um comprimento total de micro-estacas a executar de 524,7 metros, retiramos que o custo por metro de estaca devido à mobilização do estaleiro de **4,38€**.

5.3.2.2 - Topografia

Devidos aos trabalhos a executar serem exactamente os mesmos aos anteriormente descritos no ponto **5.3.1.2**, pode-se transpor o valor das estacas para as micro-estacas, de **0,08€/m**.

5.3.2.3 – Execução de micro-estacas por parte do subempreiteiro

O preço para a execução de todas actividades inerentes à realização de uma micro-estaca podem ser constatados na Tabela 25.

Tabela 25 - Custo de execução por parte do subempreiteiro de micro-estacas.

Tipo de micro-estaca	Custo (€/m)
TM 80 Φ 88.9x6,5mm	68,45
TM 80 Φ 88.9x7,5mm	70,75

5.3.2.4 – Soldaduras

Primeiramente determinar-se o preço de cada um dos materiais e mão-de-obra necessários:

$$\text{Peso do varão de aço} = 1,5 \text{ (m)} * 0,40 \text{ (kg/m)} = 0,60 \text{ kg}$$

$$\text{Custo varão de aço} = 0,6 \text{ (kg)} * 0,856 \text{ (€/kg)} = 0,51€$$

$$\text{Custo chapa de topo} = 5 \text{ (kg)} * 1,25 \text{ (€/kg)} = 6,25€$$

$$\text{Custo soldador} = 7,5 \text{ (€/h)} * 0,35 \text{ (h)} = 2,63€$$

$$\text{Custo Total} = 0,51 + 6,25 + 2,63 = 9.39€$$

Posteriormente, temos de deduzir este preço pelo comprimento de cada micro-estaca que, em média, são 15 metros:

$$\text{Custo de soldaduras por metro de micro – estaca} = \frac{9,39}{15} = 0,63€$$

5.3.2.5 – Custo total por metro de micro-estaca

Com isto, podemos retirar o custo total por metro linear de micro-estaca, somando todas as parcelas anteriores:

Tabela 26 - Custo total por metro de estaca.

Tipo de micro-estaca	Mobilização do estaleiro (€/m)	Topografia (€/m)	Execução (€/m)	Soldaduras (€/m)	Custo total (€/m)
TM 80 Φ 88.9x6,5mm	4,38	0,08	68,45	0,63	73,54
TM 80 Φ 88.9x7,5mm	4,38	0,08	70,75	0,63	75,84

5.3.3 – Comparação entre ambas

Tendo o custo global de ambas as soluções, e focando apenas a atenção ao aspecto económico, é facilmente visível que o custo de execução de uma estaca é significativamente inferior ao da micro-estaca, sendo que a estaca de maior diâmetro aplicada em obra (700 mm), a sua execução tem um custo inferior a qualquer um dos tipos de micro-estacas adoptadas.

5.4 – Capacidade de carga

Em termos de transmissão de cargas ao solo, as micro-estacas e as estacas têm modos de funcionamento completamente opostos. Por um lado a micro-estaca, é um elemento de elevada esbelteza que transmite ao solo, fundamentalmente por atrito lateral mas também por ponta, as solicitações que lhe são impostas. Por outro lado, as estacas, têm em geral uma grande secção mobilizando uma maior resistência de ponta do que atrito lateral.

Devido a esta dimensão significativamente menor que a micro-estaca apresenta em relação à estaca leva a que a sua capacidade de carga seja igualmente menor. Para tal, quando utilizadas como fundações são aplicadas em casos em que as solicitações provenientes da superestrutura sejam de uma ordem de grandeza menor.

Através de informações fornecidas pelo subempreiteiro de fundações o valor da carga de rotura à compressão das microestacas aplicadas em obra, situa-se num intervalo de 800 a 1000 kN, enquanto as estacas abrangem um intervalo entre 1500 e 3000 kN, confirmando assim o que foi anteriormente mencionado.

Na presente empreitada, temos como exemplo a utilização de micro-estacas na estrutura das antecâmaras de ligação ao aeroporto e em coberturas metálicas de pequenas dimensão, enquanto que as estacas foram usadas para fundar as estruturas como as da saída do metro (Casca e Cobertura Metálica) cuja dimensão é claramente superior.

5.5 – Vantagens e desvantagens

De maneira a sintetizar os prós e contras de cada uma das soluções irá ser apresentado em seguida as Tabelas 27 e 28 com as principais vantagens e desvantagens, quer para estacas, quer para micro-estacas.

Tabela 27 - Vantagens e desvantagens das estacas [18] [19].

Vantagens	Desvantagens
Tempo de execução	Dificuldade em garantir a verticalidade
Custo	Dificuldade de garantir a secção transversal
Capacidade de carga	Dificuldade de garantir o recobrimento
Variados campos de aplicação	Equipamento de grandes dimensões
Causam poucas vibrações e ruído	Possibilidade de criação de vazios

Tabela 28 - Vantagens e desvantagens das micro-estacas.

Vantagens	Desvantagens
Equipamento leveiro e versátil	Tempo de execução
Compatível com qualquer tipo de terreno	Custo
Execução em espaços exíguos	Capacidade de carga
Variados campos de aplicação	Necessidade de mão-de-obra especializada

5.6 – Comparação Geral

Relativamente ao processo construtivo podemos concluir que a execução das estacas tem um rendimento 1,5 vezes superior ao das micro-estacas, no caso específico desta obra, devido ao menor número de actividades a serem executadas, cujas durações também são claramente inferiores, levando assim a este acréscimo de rendimento.

Em termos de campo de aplicação, podemos verificar que existem inúmeras aplicações para cada uma das soluções, existindo algumas em comum, sendo que no caso específico desta empreitada foram utilizadas ambas com o mesmo propósito, isto é, nas fundações de estruturas.

Em relação ao factor custo, que provavelmente tem maior preponderância na escolha da solução a adoptar, os valores encontram-se algo díspares, sendo o preço por metro de micro-estaca superior em relação ao da estaca, tornando assim esta segunda economicamente mais viável, e consequentemente mais favorável à entidade executante.

Comparando a capacidade de carga quer de uma quer de outra, é claramente visível que as estacas estão preparadas para um nível de solicitações bastante superior, demonstrando assim mais uma grande vantagem desta solução.

Para finalizar, e através desta análise, podemos concluir que a utilização das estacas é indiscutivelmente mais vantajosa quando executadas como fundações de estruturas. Assim sendo, as micro-estacas só são aplicadas única e exclusivamente quando não existe a possibilidade de executar estacas, devido a condicionantes em termos de espaço, ou devido à sua aplicação implicar riscos acrescidos.

6 – Problemáticas Existentes em Obra

Ao longo do decurso da obra vão surgindo alguns entraves e dificuldades. Com o passar do tempo, e na altura em que são menos esperadas, são detectadas dificuldades que impossibilitam o desenrolar planeado da mesma, sendo estas, no caso específico desta empreitada, de três origens:

- ✚ Falha humana;
- ✚ Acontecimentos imprevisíveis;
- ✚ Exigências da obra;

Contudo, ao longo de toda a construção, foi uma grande preocupação da direcção de obra prever e contornar uma boa parte destes problemas porque, devido às imposições a nível de prazos, as margens de tempo eram bastante reduzidas levando a que complicações, pudessem atrasar, sem recuperação possível, a obra.

Assim, e ao longo deste capítulo, serão abordadas as problemáticas em obra que mereceram especial atenção, e que causaram algumas perturbações no desenvolvimento desta.

6.1 – Túnel do RAC



Imagem 13 - Túnel do RAC.

Este é um túnel que permite o acesso das pessoas provenientes do Aeroporto ao Rent-a-Car e vice-versa, e como podemos verificar pela Imagem 2, divide a obra em duas partes. Como tal, impossibilita a passagem de máquinas ou materiais directamente de um lado para outro da obra dificultando a logística desta. Para tentar contornar esta situação, foram estudadas algumas soluções para a sua remoção, mas estando explicito em caderno de encargos que este apenas pode ser removido, quando forem criadas condições para a passagem das pessoas em segurança

e abrigadas para a estrutura do Rent-a Car, isto é, quando forem terminadas as zonas do Núcleo de Acessos e Pala 3, impossibilitava esta acção. Assim, não houve alternativa senão adaptar a execução da obra às condições existentes.

6.2 – Estacas da Saída do Metro (Casca)

Um dos problemas verificados logo no início da construção, no decorrer da execução das estacas, diz respeito à classe de consistência do betão definida em projecto. Segundo este, a classe era S3, mas com comprimentos de estacas a rondar os quinze metros, aquando da inserção da armadura, esta apenas entrava os primeiros metros, sendo a resistência causada demasiado grande. Após alguns testes, e com o consentimento do projectista, esta classe foi alterada para S5, sendo a única que permitia a colocação da armadura na sua totalidade.

Outro dos problemas verificados, após a realização das fundações da casca, no desenrolar da escavação, foi que todas as estacas realizadas estavam um metro acima da cota de projecto, isto é, um metro mais pequenas. Como já era de esperar, foi de imediato posto em causa a estabilidade da estrutura, devido a estas poderem estar a terminar num solo de más características, e assim, causarem grandes assentamentos, ou mesmo até não ter capacidade resistente para suportar as tensões provenientes da superestrutura.

O projectista teve de intervir neste problema, justificando que a estabilidade da estrutura não estava posta em causa, visto que, em fase de projecto, uma das imposições do Dono de Obra (ANA) foi que as estacas penetrassem em solo de grande capacidade resistente pelo menos três diâmetros. Sendo que as estacas tinham um diâmetro de 0,6 metros perfazia um total de 1,8 metros, e como estas tinham ficado 1 metro acima, ainda se encontravam 0,8 metros neste mesmo solo, podendo então a obra prosseguir com naturalidade.

6.3 – Estacas Núcleo de Acessos

Iniciando-se os trabalhos de estacaria na zona do Núcleo de Acessos a equipa de execução das estacas deparou-se com algumas situações que impossibilitaram efectuar o trabalho. Ao se realizar a furação, foram interceptadas ancoragens pertencentes a muros de contenção e estruturas de betão armado, realizadas aquando da execução da estação do metropolitano. Por um lado, as ancoragens impossibilitavam a entrada da armadura, e por outro as estruturas de betão armado não permitiam a furação devido às grandes pressões criadas no trado. Com isto, a execução de fundações teve inevitavelmente que parar até se demolir as estruturas de betão armado e arranjar-se uma solução para as ancoragens existentes. A solução que o projectista propôs foi a execução de estacas com tubo moldador, mas devido ao elevado acréscimo de custo por metro de estaca, relativamente ao trado contínuo, a opção não era a mais viável. Por fim, e

de modo a facilitar o processo, sugeriu-se que fossem executadas todas as estacas possíveis, e as restantes mudavam-se ligeiramente a posição até que fosse realizável. Assim, algumas estacas mudaram de posição relativamente ao projecto, fazendo com que o projectista realiza-se algumas alterações no projecto de betão armado.



Imagem 14 - Estruturas enterradas.

6.4 – Cofragem da Casca

Com a chegada dos vários painéis à obra e com a sua posterior montagem, foi dado conta que entre os dois painéis das extremidades e a superfície de betão existia uma folga que chegava a ter cerca de vinte centímetros. Numa primeira fase, pensou-se que o corte do betão na laje superior, para dar início à casca, teria sido mal efectuado, mas posteriormente verificou-se que todos os painéis tinham a mesma curvatura. Assim, de modo a corrigir esta situação, os moldes das extremidades tiveram que ser corrigidos para um raio inferior, eliminando quase na totalidade a folga.



Imagem 15 - Cofragem da casca (Antes / Após).

6.5 – Betão da Casca

Com o avançar da obra, e com o prazo de inauguração da Saída do Metro cada vez mais próximo, a direcção de obra estava constantemente a lutar para encurtar o tempo de execução das actividades, e a betonagem da casca não foi excepção. Inicialmente estava previsto em projecto um betão C30/37, cujos tempos de descofragem com pós-escoramento eram demasiado elevados. A direcção de obra confrontada com este obstáculo, tomou a decisão, juntamente com o projectista, de alterar a classe de betão para o C35/45. Este faria com que a presa fosse mais rápida, visto que é um betão de classe superior, mas também o valor da tensão de rotura do betão aumentaria. Assim, o tempo de descofragem passaria a dois dias, mas com a condição do betão atingir como valor de tensão de rotura, no mínimo, os 22,5 MPa. Com a necessidade de satisfazer este requisito, foram levantadas de imediato as seguintes questões:

- ✚ Se o betão para que foi projectada a estrutura foi o C30/37 cujo valor de cálculo da tensão de rotura é 20 MPa, porquê ser necessário os 22,5 MPa só para resistir às tensões provenientes do seu peso próprio?
- ✚ Se o betão exigido tem de ter um valor de tensão de rotura superior ao previsto porque é que não podemos descofrar na totalidade?

Para a primeira questão, a única resposta viável encontrada foi que era exigida essa tensão de rotura para estar do lado da segurança, enquanto que, para a segunda, a resposta incidia sobre a fluência do betão, isto é, quanto mais jovem for o betão maior fluência este terá, e ao descofrarmos totalmente ao segundo dia, sem pós-escoramento, iríamos estar a agravar este efeito diferido.

Dito isto, foram feitos ensaios de compressão simples ao betão aos dois dias para despistar qualquer dúvida, e como já era de esperar os valores obtidos estavam muito acima dos requeridos, com uma média de 29 MPa de tensão de rotura.



Imagem 16 - Ensaios de compressão simples.

6.6 – Estrutura Metálica Defeituosa

No decorrer da montagem da estrutura metálica foram detectados vários erros na concepção da mesma. Por um lado, foram visualizados elementos com dimensões incorrectas impossibilitando a montagem dos mesmos. Por outro, com o aparafusamento dos vários elementos, algumas madres começaram a descrever curvas visivelmente verificadas, ultrapassando em larga escala os limites para as imperfeições geométricas admissíveis, e consequentemente pondo em causa a funcionalidade da estrutura.



Imagem 17 - Defeitos Estrutura metálica.

O empreiteiro juntamente com a fiscalização, ao se aperceber desta situação, declarou a paragem total na montagem desta estrutura até ser alcançada uma solução para estas falhas. A solução passou pela rectificação, em fábrica, de todos os elementos que não tinham as dimensões de projecto e à execução de algumas soldaduras em obra para corrigir estes desvios.

6.7 – Fornecimento de Materiais

Devido à conjectura actual, o fornecimento de materiais é um processo cada vez mais complicado e demoroso. Isto deve-se ao facto de cada vez menos, os fornecedores, terem a capacidade de possuir grandes stocks para satisfazer a qualquer momento o cliente. Com isto, para efectuar o aprovisionamento dos materiais é necessário realizar com grande antecedência a encomenda, para que a obra não seja prejudicada pela espera dos mesmos.

Outro dos aspectos a ter em conta, senão o mais importante, é o modo de pagamento. Com a crise actual, os fornecedores querem garantir que irão ser pagos pelos serviços que estão a prestar e exigem condições de pagamento mais rigorosas, como é o exemplo do Pronto Pagamento e do *Confirming*. Se estivermos a tratar de pequenas quantidades de material para

uma empresa com uma certa dimensão é de fácil resolução, mas quando falamos de grandes quantidades, isto implica uma grande quantidade de dinheiro que muitas vezes as empresas têm dificuldade em suportar.

6.8 – Erros e Incompatibilidades de Projecto

Como já é habitual em grande parte dos projectos realizados em Portugal, os erros são detectados constantemente aquando da execução da obra. Isto deve-se ao facto de ser exigido aos projectistas um reduzido prazo para efectuar projectos, de qualquer que seja a especialidade, originando erros e impossibilitando os mesmos de transformar as suas ideias em desenhos altamente detalhados. A somar ao anteriormente dito, o diminuto tempo, também os impede de fazer uma correcta sobreposição das várias especialidades podendo criar ambiguidades. Com isto, a execução da obra sai naturalmente prejudicada, tendo os projectistas que estar constantemente a intervir, efectuando alterações no projecto por eles realizado.

6.9 – Comunicação Dono de Obra / Projectista / Empreiteiro

Ao longo do desenvolvimento da empreitada, existem situações, como são os casos do ponto anterior, que é necessário haver uma comunicação entre, o Dono de Obra, o Projectista e o Empreiteiro para chegar a um consenso. Contudo, e devido à imposição do Dono de Obra de todas as situações relacionadas com a obra, terem que ser tratadas numa plataforma de comunicação, levou a que a mais simples questão, resolvida facilmente com um pequeno telefonema, tivesse que ser exposta nesta, aguardando posteriormente a resposta a quem lhe foi dirigida. Com estes tempos de espera, a produtividade foi naturalmente afectada, criando mais um factor que contribuía para os atrasos verificados em obra.

7 – Evolução Construtiva

O presente capítulo tem como objectivo a apresentação da evolução construtiva da presente obra, durante o período de estágio.

De forma a melhor enquadrar o princípio do estágio com a situação construtiva verificada a essa data, irá ser apresentado um subcapítulo que reflectirá o estado inicial da obra. Em seguida e para uma melhor percepção, esta evolução será apresentada, estabelecendo o ponto de situação a cada quatro semanas, tendo início a 27/02/2012 e conclusão a 30/08/2012 perfazendo um total de 23 semanas.

Com a finalidade de facilitar a compreensão, irão apenas ser apresentados os pontos de maior relevância no desenvolvimento da obra, acompanhados por imagens de forma a sintetizar o texto elaborado.

De referir também, que o **Anexo I – Evolução Construtiva Pormenorizada**, aborda a evolução da obra semanalmente descrevendo situações que se passaram ao longo do decorrer da obra, sendo um documento indispensável para a percepção do desenvolvimento desta empreitada ao longo do tempo.

7.1 – Estado Inicial da Obra

Ao ingressar nos trabalhos da obra, esta encontrava-se basicamente no seu estado inicial, estando apenas executado parte das fundações em estacas e alguns trabalhos de escavação/demolição e movimento de terras.

Assim, a obra apresentava-se no seguinte estado:

- ✚ Finalizadas todas as estacas localizadas na Saída do Metro (Casca /Cobertura) e do muro de contenção do Miradouro;
- ✚ Executada parte da escavação referente à Saída do Metro (casca);



Imagem 18 - Estado inicial da zona da Saída do Metro.

- ✚ Efectuado movimento de terras na zona do Miradouro de forma a criar plataforma de trabalho para a execução das estacas;



Imagem 19 - Estado inicial da zona do Miradouro.

- ✚ Demolida parte da estrutura existente na zona do Núcleo de Acessos;



Imagem 20 - Estado inicial da zona do Núcleo de Acessos.

7.2 – Ponto da Situação ao Final da 4ª Semana

De 27/02/2012 a 23/03/2012

No final da 4ª semana podemos verificar algumas alterações, mas não muito significativas relativamente ao estado inicial da obra. Isto deveu-se ao facto de todos os esforços estarem concentrados na elaboração da Saída do Metro, e tratando-se de um espaço relativamente confinado, apenas possibilitou dar os primeiros passos através de:

- ✚ Movimentos de terras;
- ✚ Betonagem de alguns elementos com pouca relevância;
- ✚ Execução de algumas infra-estruturas;
- ✚ Corte e Moldagem de aço;
- ✚ Realização de Micro-estacas.

Contudo, para além da zona da Saída do Metro, ainda houve a possibilidade de finalizar as fundações em estacas na zona do Miradouro.

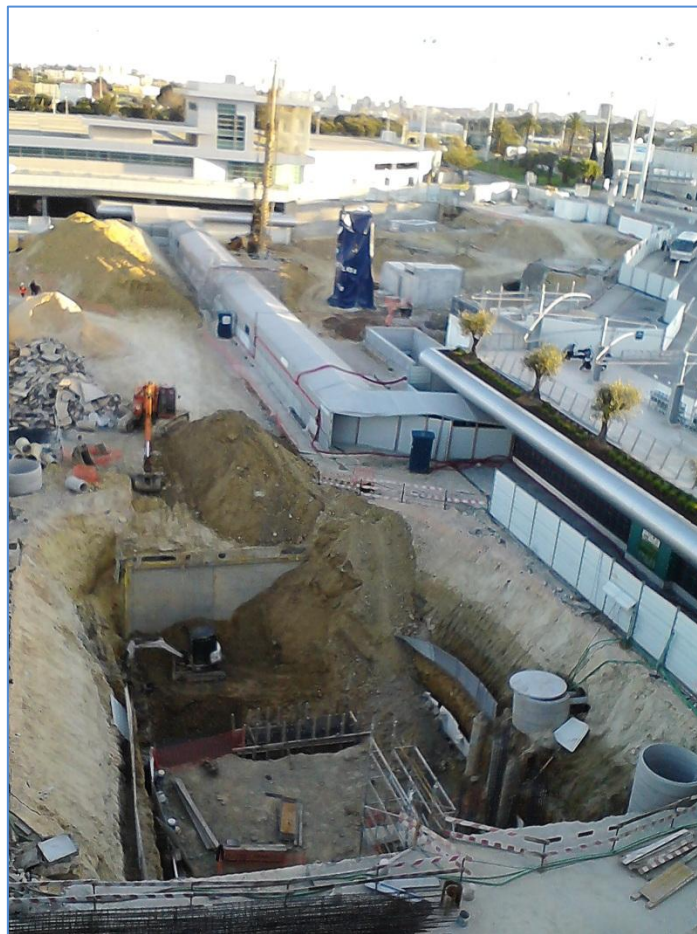


Imagem 21 - Ponto da situação ao final da 4ª semana.

7.3 – Ponto da Situação ao Final da 8ª Semana

De 26/03/2012 a 20/04/2012

Relativamente ao anterior ponto de situação (4ª semana), a obra sofreu alterações consideráveis, principalmente ao nível da estrutura de betão armado na Saída do Metro, com a construção de um grande volume de paredes, vigas e lajes. Contudo, esta foi a única zona da empreitada onde se verificou uma grande mudança, deixando as restantes num estado praticamente igual ao verificado inicialmente. Assim, podemos constatar novamente a necessidade de avançar com os trabalhos na principal saída do Metro devido aos prazos impostos pela ANA.



Imagem 22 - Ponto da situação ao final da 8ª semana.

7.4 – Ponto da Situação ao Final da 12ª Semana

De 23/04/2012 a 16/05/2012

Após mais quatro semanas de trabalho, podemos verificar que foram dados passos bastante importantes na execução da estrutura de betão armado, principalmente com a realização de dois dos quatro troços da casca. Esta etapa revelou ser um grande desafio para todas as partes intervenientes no processo, devido à dificuldade inerente à mesma. De realçar também que foram feitos esforços enormes tanto por parte do empreiteiro geral como por parte dos sub-empreiteiros de cofragem e armação de ferro, para que fossem cumpridos todos os tempos previstos para a realização de cada uma das actividades. Relativamente às outras áreas constituintes da presente empreitada, foram deixadas de parte, sendo os avanços realizados muito pouco significativos, dando prioridade novamente à Saída do Metro.



Imagem 23 - Ponto da situação ao final da 12ª semana.

7.5 – Ponto da Situação ao Final da 16ª Semana

De 21/05/2012 a 15/06/2012

Ao longo destas quatro semanas foram estabelecidos dois grandes marcos no desenvolvimento desta empreitada. Por um lado, foi dado por terminado as estruturas de betão armado na Saída do Metro, com especial relevância para a finalização da casca dentro do prazo esperado. Por outro lado, foram iniciados os trabalhos na montagem das várias estruturas metálicas, ficando ainda grande parte por terminar. Também foram realizados trabalhos na montagem das instalações mecânicas (elevador e escadas rolantes) e outros de menor importância como execução de alvenarias, rebocos, infra-estruturas, trabalhos de reparação. Quanto à zona do Miradouro e do Núcleo de Acessos, começou a haver uma pequena evolução, embora pequena, através da execução de alguns elementos estruturais.



Imagem 24 - Ponto da situação ao final da 16ª semana (Casca).

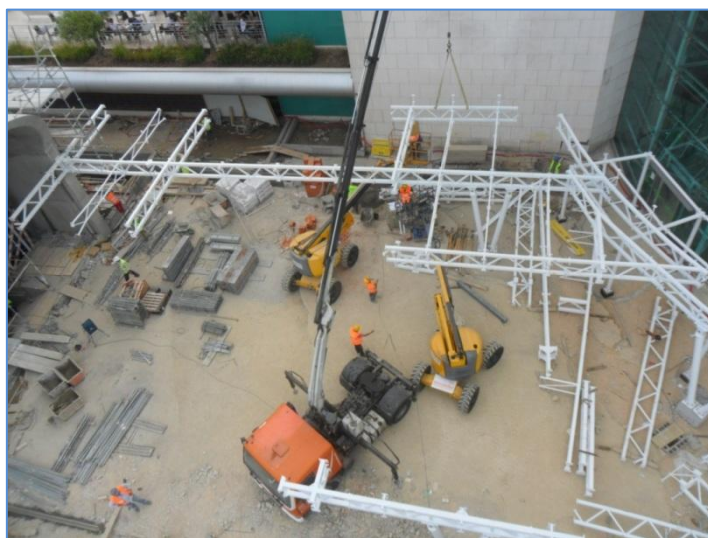


Imagem 25 - Ponto da situação ao final da 16ª semana (Cobertura metálica).

7.6 – Ponto da Situação ao Final da 20ª Semana

De 18/06/2012 a 13/07/2012

No decorrer destas quatro semanas a quantidade de trabalho executado foi enorme, tendo sempre como objectivo principal a conclusão da Saída do Metro antes da data de inauguração. Este, acabou por ser realizado em grande parte, faltando apenas uns pormenores que não foram executados quer por falta de tempo quer por falta de materiais. Contudo, esta saída tinha todas as condições necessárias e exigíveis para se efectuar a inauguração, que acabou por ser realizada na semana seguinte. Relativamente às outras zonas da obra, acabou por verificar-se uma pequena evolução, apenas executando-se algumas estruturas de betão armado na zona do Miradouro.

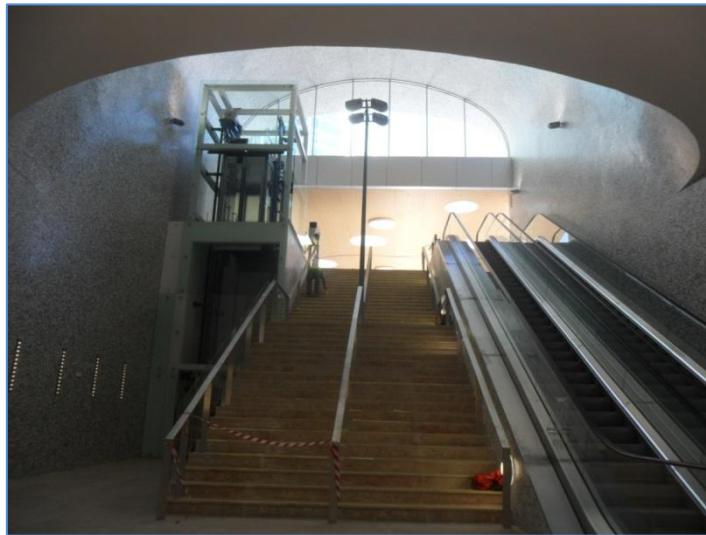


Imagem 26 - Ponto da situação ao final da 20ª semana (Casca).



Imagem 27 - Ponto da situação ao final da 20ª semana (Cobertura metálica).

7.7 – Ponto da Situação no Final do Estágio

Concluídas estas vinte e três semanas de grande esforço e dedicação por parte dos trabalhadores envolvidos nesta empreitada, verifica-se que houve uma grande progressão a todos os níveis, especialmente na estrutura de betão armado, ficando na globalidade quase toda executada. De realçar que uma das zonas, ficou quase totalmente pronta e em serviço, sendo esta a Saída do Metro, enquanto que as restantes necessitam que sejam efectuados trabalhos de várias naturezas, representando cerca de 50% da totalidade da obra.

Fazendo agora um ponto de situação, ao último dia do estágio, podemos verificar que os trabalhos executados foram:

Saída do Metro

- Efectuada na sua totalidade faltando apenas alguns pormenores como a colocação de envidraçados, revestimentos e instalações eléctricas;

Pala Nascente

- Execução de fundações em micro-estacas;

Galeria

- Não foram realizado quaisquer trabalhos;

Núcleo de Acessos

- Realizada grande parte das fundações e infra-estruturas

Pala 3

- Executou-se apenas as fundações;

Miradouro

- Executado grande parte da estrutura em betão armado;

8 – Actividades Realizadas Enquanto Estagiário

Enquanto membro estagiário numa empresa, a integração nos trabalhos da obra, não é uma situação fácil. Isto deve-se ao facto de serem completamente definidas todas as obrigações e encargos, que cada pessoa deve cumprir, logo antes de avançarem em qualquer trabalho. Para complicar ainda mais a situação, o director de obra e orientador (Eng^o Nuno Lourdes) tinha acabado de entrar em substituição do anterior responsável, com o grande objectivo de finalizar a obra dentro do prazo, estando esta já atrasada. Como tal, numa fase inicial, houve pouco tempo disponível para uma boa inclusão nos trabalhos da empreitada e nas actividades habituais da empresa.

Contudo, devido à grande disponibilidade demonstrada, à vontade em aprender e aos excelentes colegas de trabalho, fui integrando pouco a pouco as actividades normais de execução da obra. Numa fase inicial, foram-me pedidas actividades com menor importância, tais como:

- ✚ Realização de Boletins de Autorização de Betonagem;
- ✚ Realização de Boletins de Aprovação de Materiais;
- ✚ Registo de entrada e saída de materiais em obra;
- ✚ Execução diária do mapa de mão-de-obra e equipamentos;
- ✚ Medições;
- ✚ Auxílio ao encarregado para passagem de cotas para os vários elementos estruturais;
- ✚ Marcação de sapatas, muros e outros alinhamentos com o topógrafo;
- ✚ Realização de actividades inerente à Segurança e à Qualidade;

Com o passar do tempo, e ao reconhecerem capacidades para efectuar actividades de maior importância, comecei a dar os primeiros passos na realização de consultas a sub-empregueiros de variadíssimas especialidades, desde pinturas, serralharias, betonilhas, até cerâmicos, betuminosos e elementos pré-esforçados. Com isto, e ao receber inúmeros orçamentos, compunha os vários mapas comparativos separados pelas mesmas especialidades, que possibilitava ao director de obra e seu adjunto decidir sobre qual dos subempregueiros a contratar.

Outro dos trabalhos que mereceram especial atenção, foi a realização de alguns trabalhos a mais e a menos, que posteriormente, e após aprovação do director de obra, foram entregues ao cliente, para serem aprovados e em seguida facturados.

Como actividade de maior responsabilidade ao longo de todo o período de estágio, realizei autos a alguns subempreiteiros (Cofragem, Corte, Moldagem e Armação de Aço, Movimentos de Terra, entre outros) e participei pontualmente na realização dos autos ao cliente.

Para finalizar, este estágio foi uma experiencia bastante enriquecedora tanto a nível pessoal como a nível profissional, estando constantemente em contacto com pessoas com uma vasta experiencia nas várias especialidades na Engenharia Civil, que me possibilitaram efectuar inúmeras actividades, e aprender dia após dia.

9 – Conclusão

A realização deste estágio revelou ser uma experiência bastante satisfatória, sendo o culminar de muitos anos de estudo. Não só permitiu fazer a transição entre o mundo académico e o mundo profissional, mas também dar um contributo positivo à empresa acolhedora, e consequentemente motivo de orgulho.

Possibilitou pôr em prática muitos dos conhecimentos apreendidos ao longo da licenciatura e mestrado, como adquirir alguma experiência profissional, através da percepção dos vários factores necessários para o desenvolvimento de uma construção, e compreendendo as problemáticas que são inerentes à prática da actividade.

Permitiu ganhar uma maior sensibilidade, constatando que um bom controle e gestão de obra conjugada com a adopção de processos construtivos mais apropriados podem contribuir em larga escala para tornar a construção o mais eficiente e económica possível.

Também é de bastante relevância, verificar que o processo de estágio se ter desenvolvido em obra, e este relatório estar enquadrado no perfil de Estruturas, criou algumas dificuldades na selecção do conteúdo a tratar ao longo deste. Para dificultar ainda mais a situação a falta de informação ao nível do Dimensionamento da obra, impediu pormenorizar devidamente o capítulo referente a esta área, sendo este o objecto principal do relatório segundo o enquadramento anteriormente referido.

Enquanto membro estagiário, todos os objectivos foram atingidos, passando essencialmente pela integração dos trabalhos da empresa, verificando-se um constante aumento de responsabilidade para com esta, mas também aprofundar os conhecimentos inerentes à execução de uma empreitada.

Em suma, este estágio e posterior realização do relatório foi uma experiência extraordinariamente positiva, definindo claramente que o rumo profissional a seguir seja no sector da “Construção”.

10 – Referências bibliográficas

- [1] – Reis, A.Correia: Organização e Gestão de Obras. Edições Técnicas E.T.L., Lda, 2007.
- [2] - AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação de Metro – Processo de Concurso, 2011.
- [3] – AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação de Metro – Projecto de Execução – Volume 1 – Arquitectura – Peças Desenhadas. Julho de 2011.
- [4] – AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação de Metro – Projecto de Execução – Volume 2 – Estruturas e Fundações – Peças Escritas – Memória Descritiva. Julho de 2011.
- [5] – AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação de Metro – Projecto de Execução – Volume 2 – Estruturas e Fundações – Peças Escritas – Especificações Técnicas. Julho de 2011.
- [6] – Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios – NP ENV 1992-1-1:1998. Março de 2010.
- [7] – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Publisher Team, Novembro de 2007.
- [8] – Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas – NP ENV 1991-1:1999. Dezembro de 2009.
- [9] – AEROPORTO DE LISBOA – Acessibilidades à Estação de Metro – Projecto de Execução – Volume 2 – Estruturas e Fundações – Peças Escritas – Cálculos Justificativos. Julho de 2011.
- [10] – Eurocódigo 7: Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais – NP ENV 1997-1:1999. Março de 2010.
- [11] – Elementos da unidade curricular “Estruturas de Suporte e Fundações I” – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [12] – Elementos da unidade curricular “Estruturas de Suporte e Fundações II” – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [13] – Elementos da unidade curricular “Betão Estrutural I” – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

[14] – Elementos da unidade curricular “Betão Estrutural II” – Instituto Superior de Engenharias de Lisboa.

[15] – Elementos da unidade curricular “Betão Estrutural III” – Instituto Superior de Engenharias de Lisboa.

[16] – Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios – NP ENV 1992-1-1:1998. Março de 2010.

[17] – Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2. FEUP Edições. 1ª Edição 2010.

[18] – Miranda, Manuel; Martins, João – Fundações e Contenção Lateral de Solos. 1ª Edição 2006.

[19] – Gonçalves, João – Influência da Esbelteza no Comportamento de Microestacas – Instituto Superior Técnico (IST). Maio 2010.

11 - Anexos

Anexo I – Evolução Construtiva Pormenorizada