



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



EXECUÇÃO DE TÚNEIS COM RECURSO AO MÉTODO *CUT AND COVER*

Pedro Gustavo da Costa de Oliveira
(Bacharel em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
Especialização em Estruturas

Orientador:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (ISEL)

Vogais:

Doutor Ricardo Pontes Resende (ISCTE-IUL)

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes (ISEL)

Dezembro 2012

Agradecimentos

Na conceção de um trabalho, quer ele seja individual ou coletivo, existem aspetos que são sempre de ressaltar.

O facto de se ter acesso a todo um conjunto de conhecimentos já consolidados e destes serem uma fonte inesgotável de inspiração para o aprofundar do conhecimento e alargar novas perspetivas, torna qualquer sociedade alvo de um agradecimento prévio pelo trabalho elaborado e nesse contexto um agradecimento especial à família docente pela sua dedicação na passagem desse mesmo conhecimento.

É nesse contexto que quero agradecer ao meu orientador Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes pela sua disponibilidade e conhecimento.

Por outro lado, a dedicação, esforço e colaboração de quem nos rodeia, contribui para a existência das condições necessárias para esse assimilar de conhecimento. Nesse aspeto quero agradecer aos meus amigos e companheiros que também contribuíram com algo. Amigos como o Pedro Coelho, Filipe Antão, Sofia Lopes, Hugo Sernache, Liliana Matos, Marco Gomes entre outros que de forma sincera me ajudaram por diferentes motivos e em diferentes ocasiões. Ainda dentro deste contexto, a família tem um relevo especial e é dessa forma que agradeço de uma forma muito sentida aos meus Pais que sempre me apoiaram, aos meus Tios, ao meu primo Nuno, à Lídia minha companheira de vida e mãe dos meus filhos por dividir a vida comigo e me ter dado os meus bens mais preciosos os meus filhos, aos meus filhos que elevam a fasquia dos meus objetivos para outro patamar e por último a alguém a quem já não posso agradecer de outra forma que não uma dedicatória, ao meu irmão.

EXECUÇÃO DE TÚNEIS COM RECURSO AO MÉTODO *CUT AND COVER*

Resumo

Neste trabalho apresenta-se uma abordagem sobre a conceção e execução de túneis que incide na metodologia de execução de galerias a céu aberto (mais conhecida pela designação utilizada na língua inglesa – *cut and cover*).

Na primeira parte do trabalho é enquadrado o tema, introduzindo-se uma perspetiva sobre a sua evolução histórica, descrevem-se as principais metodologias adotadas na construção de túneis, afluem-se as vantagens e desvantagens de cada metodologia, abordam-se de forma sumária assuntos como a instrumentação utilizada no controlo da segurança na construção destas obras e empreendimentos envolventes assim como os benefícios obtidos com a construção deste tipo de obra.

Numa segunda fase do trabalho abordam-se as principais práticas, critérios e normativas utilizadas no desenvolvimento de modelos estruturais que suportam as verificações de segurança na fase de projeto.

Finalmente recorre-se a um estudo de caso para mostrar e discutir a aplicação prática de alguns dos critérios e normas antes referidos, bem como para verificar e discutir o estado de tensão de algumas das secções de referência da obra em análise, assim como correlacionar esse estado de tensão e de deformação com as diferentes soluções estruturais adotadas para a sua construção, nomeadamente a execução de cortinas de estacas ou taludes e banquetas na escavação.

CUT AND COVER TUNNEL METHOD

Abstract

This paper presents an approach to the conception and execution of tunnels that focuses on the implementation of the Cut and Cover method.

The first part of the work is framed the issue by introducing a perspective on its historical evolution, describes the main methodologies used in tunnel construction, emerge the advantages and disadvantages of each methodology, and briefly addresses itself issues such as the instrumentation used in monitoring the safety of these works in the building and surrounding developments and the benefits gained from the construction of this type of work.

A second phase of work to addresses the main practical and normative criteria used in the development of structural models that support security checks in the design. Finally, it refers to a case study to show and discuss the practical application of some of the aforementioned criteria and codes as well as to verify and discuss the state of stress of some of the reference sections of the work under review, and to relate this state of tension and deformation in the various structural solutions adopted for its construction, in particular the execution of pile retaining walls or embankments and excavation banquettes.

Palavra - Chave / Keywords

Túneis / *Tunnel*

Galeria a céu aberto / *Cut and Cover*

Estado de Tensão / *Stress State*

Carregamentos equivalentes / *Equivalent Loads*

Metropolitano / *Subway*

Subsolo / *Underground*

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2	CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS	7
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	7
2.2	PERSPETIVA HISTÓRICA DA EVOLUÇÃO NA CONSTRUÇÃO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS E TÚNEIS.....	7
2.3	METODOLOGIAS UTILIZADAS NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS	14
2.3.1	<i>Bored Tunneling (TBM)</i>	15
2.3.2	<i>Novo Método Austríaco (NATM)</i>	17
2.3.3	<i>Cut and Cover</i>	18
2.4	IMPACTOS CAUSADOS PELA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS	24
2.5	INSTRUMENTAÇÃO DURANTE A CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS.....	25
2.6	BENEFÍCIOS APÓS A CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS.....	26
2.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	27
3	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL EM TÚNEIS	29
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	29
3.2	REGULAMENTAÇÃO	29
3.3	AÇÕES A CONSIDERAR	30
3.3.1	<i>Peso próprio da estrutura</i>	30
3.3.2	<i>Restante carga permanente</i>	31
3.3.3	<i>Sobrecargas regulamentares</i>	32
3.3.4	<i>Ação Sísmica</i>	33
3.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	38
3.4.1	<i>Estados limites últimos</i>	38
4	ESTUDO DE CASO (PROLONGAMENTO DA LINHA AZUL: PONTINHA - FALAGUEIRA) ...	41
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	41
4.2	MOTIVAÇÃO DA EXECUÇÃO DO PROLONGAMENTO DA LINHA AZUL	42
4.3	DESCRIÇÃO DOS TROÇOS A ANALISAR.....	43
4.3.1	<i>Troço 72</i>	43
4.3.2	<i>Troço 74</i>	46
4.3.3	<i>Secção Transversal</i>	46

4.4	OPERAÇÕES CONSTRUTIVAS	48
4.4.1	<i>Trabalhos preparatórios</i>	49
4.4.2	<i>Execução da Cortina de estacas</i>	50
4.4.3	<i>Escavação</i>	54
4.4.4	<i>Entivação</i>	56
4.4.5	<i>Demolição da estrutura existente e interligação</i>	59
4.5	MODELAÇÃO ESTRUTURAL	62
4.5.1	<i>Caracterização do Modelo Estrutural</i>	62
4.5.2	<i>Casos de Carga</i>	71
4.5.3	<i>Ações</i>	75
4.5.4	<i>Combinações de ações</i>	87
4.6	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	89
4.6.1	<i>Análise aos dados provenientes do PLAXIS</i>	89
4.6.2	<i>Análise aos dados provenientes do SAP2000</i>	93
4.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
5	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	103
5.1	CONCLUSÕES	103
5.2	PERSPETIVAS FUTURAS	105
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	107
	ANEXOS	111
	ANEXO 1 – CALCULO DA RIGIDEZ EQUIVALENTE DO TERRENO DE FUNDAÇÃO.....	111
	ANEXO 2 – CALCULO DE CARREGAMENTOS ESTÁTICOS EQUIVALENTES	112

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Esquema funcional da abordagem utilizada na conceção dos modelos estruturais.....	3
Figura 2.1 - (a) Cidade subterrânea de <i>Derinkuyu</i> na Capadócia. (b) Tumba de <i>Seti I</i> no Egípto.	8
Figura 2.2 - (a) Modo de execução de túnel Romano; (b) Corte longitudinal de sistema abastecimento de água Romano.....	9
Figura 2.3 - (a) Aspeto da frente de obra; (b) Operário a remover os escombros do interior do abrigo.....	10
Figura 2.4 - Execução de Túnel Ferroviário em Londres (prints-4-all.com, 2011).....	10
Figura 2.5 - (a) Inauguração da linha férrea Lisboa-Carregado 28-Outubro-1856 (Aguarela de Alfredo Roque Gameiro); (b) Imagem do emboquilhamento do Túnel de Chão de Maçãs.....	12
Figura 2.6 - (a) Obras da primeira linha do metropolitano de Lisboa; (b) Aspeto da rotunda do Marquês de Pombal durante a construção.....	13
Figura 2.7 - Esquema da rede do Metropolitano em 1959.....	13
Figura 2.8 - (a) Estação Falagueira e final do Troço 74 durante a execução; (b) Esquema da rede do Metropolitano em 2020 depois das atuais expansões estarem concluídas.	14
Figura 2.9 - Corte longitudinal de uma Tuneladora.	16
Figura 2.10 - Processo construtivo <i>NATM</i>	17
Figura 2.11 - Métodos construtivos (a) Cut and cover; (b) Cover and cut.....	18
Figura 2.12 - <i>Cut and Cover</i> - Vala Estreita - Inicio das escavações.....	20
Figura 2.13 - <i>Cut and Cover</i> (Vala Estreita), Betonagem dos hasteais e escavação parcial do interior da galeria.....	20
Figura 2.14 - <i>Cut and Cover</i> (Vala Estreita), Execução da cofragem e betonagem da abóboda.	20
Figura 2.15 - <i>Cut and Cover</i> - (Vala Estreita), Escavação do interior da galeria, aterro sobre a abóboda e betonagem da soleira.	21

Figura 2.16 - Execução pelo método <i>Cut and Cover</i> das Galerias do Nó da Rotunda (Metropolitano de Lisboa EP).	22
Figura 2.17 - <i>Cut and Cover</i> - Vala Larga – Início da escavação e entivação.	23
Figura 2.18 – <i>Cut and Cover</i> - (Vala Larga), restantes operações construtivas seguindo a metodologia da Vala Estreita.....	23
Figura 2.19 - Processo construtivo <i>Cut and Cover com recurso a paredes moldadas multi-apoiadas</i>	24
Figura 3.1 - (a) Peso próprio da secção entre cortina de estacas; (b) Peso próprio da secção entre taludes de escavação.	30
Figura 3.2 - (a) Peso do aterro sobre a cobertura na secção entre cortina de estacas; (b) Peso do aterro sobre a cobertura na secção entre taludes de escavação.	31
Figura 3.3 - Peso do enchimento em betão sobre a laje de soleira (a) Troço 72; (b) Troço 74.....	31
Figura 3.4 - (a) Impulso lateral sobre a estrutura devido ao terreno adjacente na secção entre cortina de estacas; (b) Impulso lateral sobre a estrutura devido ao terreno adjacente na secção entre taludes de escavação.	32
Figura 3.5 - Sobrecarga rodoviária aplicada na zona da secção entre cortina de estacas.	33
Figura 3.6 - Zonamento sísmico de Portugal Continental definido no EC8.	35
Figura 3.7 – Convenção relativa aos ângulos nas expressões para o cálculo do coeficiente de impulso de terras pelo método de Mononobe e Okabe.	37
Figura 3.8 - (a) Forças sísmicas aplicadas na secção entre cortina de estacas; (b) Forças sísmicas aplicadas na secção entre taludes.	38
Figura 4.1 - Planta do prolongamento da Linha Azul (Pontinha – Falagueira).....	41
Figura 4.2 - Planta do troço 72 (zona 2, 3 e 4).....	43
Figura 4.3 - Corte transversal correspondente à zona 2	44
Figura 4.4 - Foto da zona 2.	44
Figura 4.5 - Foto da zona 3.	45
Figura 4.6 - Foto da zona 4 (Término da Pontinha a descoberto).....	45

Figura 4.7 - Zona 1 – Quinta da Falagueira: (a) Antes da intervenção; (b) Durante a Intervenção.	46
Figura 4.8 - Planta troço 74 (localização das 2 tipologias de secção transversal).....	46
Figura 4.9 - Cortes transversais: (a) corte transversal 4-4 correspondente à zona 1; (b) corte transversal 5-5 correspondente à zona 2.....	47
Figura 4.10 - Cortes longitudinal do troço 74.	47
Figura 4.11 - Secção tipo 1 terminada; (b) Zona 1 Km 27+035,451- mudança de secção.	48
Figura 4.12 - Secção tipo I terminada; (b) Zona 2 – execução das paredes da estrutura.	48
Figura 4.13 - Planta troço 72 (localização das habitações demolidas).....	49
Figura 4.14 - (a) Atravessamento de infra estruturas existentes sobre a obra; (b) Atravessamento rodoviário sobre a obra.	50
Figura 4.15 - (a) Furacão; (b) Colocação da armadura.....	51
Figura 4.16 - (a) Topo da estaca após betonagem; (b) Tremie e tubo utilizados na betonagem.....	52
Figura 4.17 - (a) Saneamento do topo da estaca; (b) Intersecção da cortina de estacas com infra estruturas existentes.	53
Figura 4.18 - (a) Armadura e cofragem da viga de encabeçamento; (b) Viga de encabeçamento após descofragem.....	53
Figura 4.19 - (a) Execução de escavação entre cortinas de estacas (1º nível); (b) Aspeto da escavação entre cortinas de estacas.....	55
Figura 4.20 - (a) Execução de escavação e perfilhamento de taludes; (b) Escavação entre cortinas de estacas 3º nível.	55
Figura 4.21 - (a) Colocação de manga plástica; (b) Colocação de drenagem no tardoz da banquetta.	55
Figura 4.22 - (a) Extrato da planta na zona do escoramento metálico; (b) Corte longitudinal A-A'; (c) Corte transversal B-B'.....	56
Figura 4.23 – Execução de uma ancoragem: (a) Posicionamento do equipamento; (b) Colocação de mais uma vara.....	57

Figura 4.24 - (a) Colocação dos cabos das ancoragens e chumbadouros dos cachorros para apoio da viga de distribuição; (b) Execução de viga de distribuição de carga.	58
Figura 4.25 - (a) Injeção de calda nas ancoragens; (b) Tensionamento dos cabos da ancoragem.....	59
Figura 4.26 - (a) Medição do deslocamento relativo da XX; (b) Célula de carga.	59
Figura 4.27 - (a) Corte de betão com cabo diamantado; (b) Demolição de betão com recurso a martelo pneumático Pesado.....	60
Figura 4.28 - (a) Demolição com recurso martelos pneumáticos ligeiros; (b) Aspeto das armaduras durante a demolição.....	61
Figura 4.29 - (a) Demolição da parede do término da Pontinha; (b) Aspeto da cobertura após demolição.....	61
Figura 4.30 - Aspeto do término da Pontinha (a) antes da demolição; (b) após demolição.....	61
Figura 4.31 - Cortes transversais: (a) Modelo 1 – corte transversal tipo; (b) Modelo estrutural executado no PLAXIS.....	63
Figura 4.32 - Cortes transversais: (a) Modelo 2 – corte transversal tipo; (b) Modelo estrutural executado no PLAXIS.....	63
Figura 4.33 - Cortes transversais: (a) Modelo 3 – corte transversal tipo; (b) Modelo estrutural executado no PLAXIS.....	64
Figura 4.34 - Distâncias mínimas às fronteiras do modelo.....	64
Figura 4.35 - Modelação geométrica executada no SAP2000.	65
Figura 4.36 - Definição geométrica das interfaces.....	68
Figura 4.37 - Definição geométrica das interfaces.....	68
Figura 4.38 - Caso de Carga 1 – Secção com laje de 1.00 situada entre cortinas de estacas.	72
Figura 4.39 - Caso de Carga 1 – Secção com laje de 1.00 situada entre taludes de escavação.	72
Figura 4.40 - Caso de Carga 1 – Secção com laje de 0.80 situada entre taludes de escavação.	72

Figura 4.41 - Caso de Carga 2 – Secção com laje de 1,00m situada entre cortinas de estacas.	73
Figura 4.42 - Caso de Carga 2 – Secção com laje de 1.00 situada entre taludes de escavação.	73
Figura 4.43 - Caso de Carga 2 – Secção com laje de 0.80 situada entre taludes de escavação.	73
Figura 4.44 - Caso de Carga 3 – Secção com laje de 1,00m situada entre cortinas de estacas.	74
Figura 4.45 - Caso de Carga 3 – Secção com laje de 1,00m situada entre taludes de escavação.	74
Figura 4.46 - Caso de Carga 3 – Secção com laje de 0,80m situada entre taludes de escavação.	74
Figura 4.47 - Bulbo de tensões verticais correspondente a um carregamento uniforme ao longo de um comprimento muito superior à largura.	79
Figura 4.48 – Modelo 1 – Estado de tensão do maciço na envolvente da estrutura.	90
Figura 4.49 – Modelo 3 – Estado de tensão do maciço na envolvente da estrutura.	90
Figura 4.50 – Modelo 1 (a) Malha de elementos finitos deformada modelada no PLAXIS; (b) Esforços nos elementos estruturais.	91
Figura 4.51 – Modelo 3 (a) Malha de elementos finitos deformada modelada no PLAXIS; (b) Esforços nos elementos estruturais.	92
Figura 4.52 – Condições de apoio estudadas.	93
Figura 4.53 – Deformadas do Modelo 1: (a) PLAXIS; (b) SAP2000 com base encastrada; (b) SAP2000 com molas.	93
Figura 4.54 - Estado de tensão no caso de carga 1.	95
Figura 4.55 - Estado de tensão no caso de carga 2 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.	95
Figura 4.56 - Estado de tensão no caso de carga 3 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.	96
Figura 4.57 – Localização dos elementos sólidos referidos na Tabela 4.22.	97
Figura 4.58 - Estado de tensão no caso de carga 1.	97

Figura 4.59 - Estado de tensão no caso de carga 2 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.....	98
Figura 4.60 - Estado de tensão no caso de carga 3 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.....	99
Figura 4.61 - Estado de tensão no caso de carga 1.	99
Figura 4.62 - Estado de tensão no caso de carga 2 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.....	100
Figura 4.63 - Estado de tensão no caso de carga 3 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.....	100
Figura 5.1 – Aspeto da armadura da laje de cobertura no Modelo 1.	105

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Vantagens e desvantagens dos três métodos de execução de tuneis (NATM, TBM e <i>Cut and Cover</i>).....	27
Tabela 3.1 - Coeficientes de Importância obtidos do Quadro NA.II do EC8.	34
Tabela 3.2 - Aceleração máxima de referência em função da zona sísmica e do tipo de força sísmica.	35
Tabela 3.3 - S_{max} – Ação sísmica tipo 1 obtido do Quadro NA-3.2 do EC8.....	36
Tabela 3.4 - S_{max} – Ação sísmica tipo 2 obtido do Quadro NA-3.3 do EC8.....	36
Tabela 3.5 - Parâmetro r para o calculo do coeficiente sísmico horizontal obtido do Quadro 7.1 do Anexo 5 do EC8.....	36
Tabela 4.1 - Densidade Populacional dos Concelhos da Área Metropolitana de Lisboa (I.N.E., 2001).....	42
Tabela 4.2 - Caracterização dos tipos de solo na envolvente da estrutura necessários para a utilização do modelo constitutivo <i>Mohr-Colomb</i>	66
Tabela 4.3 - Caracterização dos tipos de solo na envolvente da estrutura k_0	66
Tabela 4.4 - Caracterização dos tipos de solo na envolvente da estrutura R_{inter}	67
Tabela 4.5 - Metodologia para cálculo da rigidez do solo e da carga equivalente.....	69
Tabela 4.6 - Caracterização dos tipos de materiais utilizados na estrutura.	70
Tabela 4.7 - Informação proveniente do PLAXIS referente à cobertura no modelo 1 (troço 72).....	76
Tabela 4.8 - Informação proveniente do PLAXIS referente à cobertura no modelo 1 (troço 72).....	78
Tabela 4.9 - Aceleração máxima de referência em função da zona sísmica 1.3 e 2.3 e do tipo de força sísmica.	81
Tabela 4.10 - Valores da aceleração sísmica em função da zona sísmica 1.3 e 2.3 e do tipo de força sísmica.	81
Tabela 4.11 - Parâmetro S.....	81
Tabela 4.12 - Parâmetros para a definição de k_h	82
Tabela 4.13 - Coeficiente sísmico horizontal k_h	82
Tabela 4.14 - Coeficiente sísmico vertical K_v	82

Tabela 4.15 - Impulso horizontal devido à ação sísmica – Modelo 1.....	84
Tabela 4.16 - Impulso horizontal devido à ação sísmica – Modelo 2.....	85
Tabela 4.17 - Impulso horizontal devido à ação sísmica – Modelo 3.....	85
Tabela 4.18 – Impulso vertical devido _s à ação sísmica – Modelo 1.	86
Tabela 4.19 – Impulso vertical devido _s à ação sísmica – Modelo 2.	86
Tabela 4.20 – Tensões devidas ao impulso vertical (kN/m ²) devido _s à ação sísmica – Modelo 3.	86
Tabela 4.21 – Resumo das ações equivalentes (kN/m ²) a introduzir nos 3 modelos/ 9 casos de carga.	87
Tabela 4.22 – Estado de tensão dos elementos mais esforçados do Modelo 1.....	96

Anexos

Tabela A1.1 – Tensões devidas ao impulso vertical (kNm ²) dev.	111
Tabela A2.1 – Resumo das ações equivalentes (kN/m ²) a introd.	112
Tabela A2.2 – Estado de tensão dos element.....	113

Simbologia

Latinas maiúsculas

E	Módulo de Elasticidade
E_{ws}	Impulso estático da água;
E_{wd}	Impulso hidrodinâmico;
$E_{d,vertical}$	Força de cálculo que atua na estrutura devido ao impulso sísmico vertical;
$E_{d,horizontal}$	Força de cálculo que atua na estrutura devido ao impulso sísmico horizontal;
H	Altura do muro / Estrutura;
K	Coefficiente de impulso de terras (Estático + Dinâmico);
K_h	Coefficiente sísmico horizontal;
K_v	Coefficiente sísmico vertical;
S	Coefficiente de solo definido na EN1998-1:2004, 3.2.2.2 (EC8)
S_{Gik}	Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico.
S_{Q1k}	Esforço resultante da ação variável base da combinação tomada pelo seu valor característico (S_{Ek} no caso da ação sísmica)
S_{Qjk}	Esforço resultante da Ação variável distinta da Ação variável base da combinação, tomada com o seu valor característico
S_g	Esforços devido às cargas permanentes
S_{pt}	Esforços devido ao peso das terras sobre a estrutura
$S_{Impulsos}$	Esforços devido aos impulsos laterais devido ao terreno
S_{SC}	Esforços devido às sobrecargas regulamentares
S_E	Esforços devido ao sismo

Latinas minúsculas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
-------	---

a_{gr}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
g	Valor da aceleração gravítica
h	Altura da parcela de solo.
k_0	Coefficiente de impulso em repouso;
r	Coefficiente de cálculo do coeficiente sísmico horizontal

Gregas maiúsculas

Ψ_{0j}, Ψ_{2j} Coeficiente Ψ correspondente à Ação variável de ordem j

Gregas minúsculas

α	Razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g e a aceleração devida à gravidade;
σ_v	Tensão vertical efetiva no ponto em estudo;
σ_h	Tensão horizontal efetiva no ponto em estudo;
φ	Angulo de atrito interno do solo;
χ_{solo}	Peso volúmico do solo;
γ_I	Coefficiente de Importância
γ^*	Peso volúmico do solo;
γ_{gi}	Coefficiente de segurança relativo a ações permanentes
γ_q	Coefficiente de segurança relativo a ações variáveis
$\varpi, \varpi_e, \varpi_u$	Ângulos do método <i>Mononobe</i> e <i>Okabe</i> de acordo com Figura 3.7

Abreviaturas (Siglas)

EC - Eurocódigo

EPB - *Earth Pressure Balance*.

NATM - Novo Método Mineiro Austríaco “*New Austrian Tunnelling Method*”

TBM - Método com recurso a tuneladoras “*Bored Tunnelling Method*”

RSA - Regulamento de Segurança e Ações

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

A proliferação dos aglomerados populacionais em torno dos grandes centros urbanos tem tido como uma das consequências imediatas a necessidade de gerir de forma mais racional o sistema de transportes em meio urbano. Neste contexto, quando as áreas urbanizadas dificilmente comportam novas infraestruturas viárias à superfície, sem causar uma deterioração inaceitável do meio ambiente (em espaço urbano), é usual recorrer-se ao uso do espaço subterrâneo, também designado por *geospaço* (Sousa, 1996), para construir infraestruturas viárias, como são o caso dos túneis rodoviários, ferroviários e de metropolitano.

A construção destas infraestruturas em espaço subterrâneo permite que o espaço à superfície possa ser utilizado de uma forma mais efetiva, possibilitando-se assim um maior conforto às populações em áreas densamente povoadas, melhorando assim a sua qualidade de vida (Sterling, 2000) e (Hanamura, 2001).

Neste contexto, facilmente se depreende que o *geospaço* apresenta propriedades específicas, que tornam aliciante o seu uso. Do ponto de vista estrutural, as obras subterrâneas quando adequadamente projetadas e construídas, não necessitam de estruturas de suporte muito dispendiosas, face às solicitações provenientes do maciço envolvente ou das próprias obras. O espaço subterrâneo está envolvido por um meio isolante excelente, mormente em relação a ações térmicas, de alta e baixa temperatura, a vibrações, sismos incluídos, e a ruídos. Por outro lado, nestas obras existe liberdade para o desenvolvimento de variadas formas a três dimensões, sem as limitações existentes à superfície, e o impacto ambiental pode ser consideravelmente reduzido (Sousa, 1996).

A conjugação do que foi exposto anteriormente, com o facto de o candidato ter experiência profissional em construção de túneis, conduziu à opção pela realização de um trabalho final de mestrado que assenta predominantemente num estudo de caso neste domínio, o qual se refere à construção de um troço do túnel do prolongamento da linha

azul do Metropolitano de Lisboa, a saber, o troço Pontinha-Falagueira, envolvendo os troços 72 e 74.

1.2 OBJETIVOS

O projeto e a construção de túneis é um tema que tem um interesse evidente para o desenvolvimento das grandes zonas urbanas (Sousa, 1996). Embora se possa enquadrar este tema em diversos domínios, que vão desde as vias de comunicação, os complexos comerciais e industriais, as infraestruturas de abastecimento de águas, saneamento básico, entre outros, neste trabalho o objeto de estudo será o projeto e a construção de túneis para linhas de metropolitano.

Assim, estabeleceu-se como principal objetivo para a realização deste trabalho a apresentação e a discussão dos principais aspetos associados ao projeto estrutural de túneis construídos utilizando a metodologia de galeria a céu aberto (cuja designação adotada na literatura inglesa e mais usual, mesmo em Portugal, é *cut and cover*).

Um outro objetivo importante para este trabalho foi a revisão do estado da arte sobre a construção deste tipo de obras, uma vez que a discussão de alguns aspetos necessita de um enquadramento prévio.

Dentro do objetivo principal deste trabalho pretende-se enquadrar alguns aspetos relacionados com a regulamentação vigente e discutir as cargas a considerar na modelação e análise estrutural deste tipo de obras. Tendo por base o estudo de caso já antes referido irão estudar-se três secções transversais correspondentes a duas zonas distintas da obra. Uma que se situa entre estacas, e outras duas entre taludes de escavação e que diferem entre si na espessura das lajes (ver Figura 1.1).

Neste estudo irá recorrer-se à utilização de ferramentas computacionais, designadamente o EXCEL, o PLAXIS e o SAP2000, com o objetivo de discutir algumas das abordagens utilizadas pelos projetistas neste tipo de obra. Quer na utilização das referidas ferramentas informáticas quer nas adaptações à regulamentação existente por forma a enquadrá-la com as metodologias/tipologias de obra que ainda não estão inclusas na regulamentação existente.

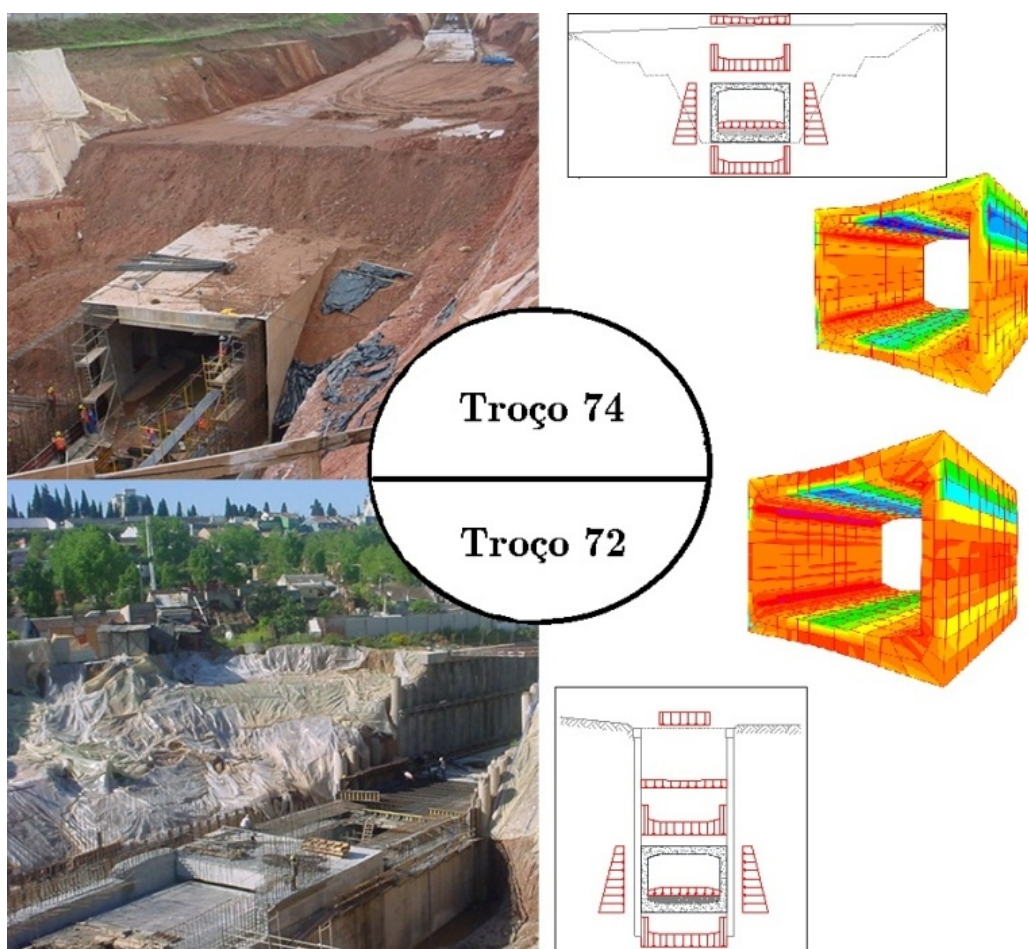


Figura 1.1 - Esquema funcional da abordagem utilizada na conceção dos modelos estruturais.

Com este tipo de abordagem, pretende-se estudar as limitações associadas à execução de túneis com recurso à metodologia de construção de galeria a céu aberto face às condicionantes estruturais nomeadamente no enquadramento com a envolvente e a profundidade. Nesta ótica pretende-se apresentar e analisar o estado de tensão e as deformações introduzidas para as três secções em estudo.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está organizado em cinco capítulos, incluindo o presente capítulo de introdução e o capítulo dedicado às conclusões e perspectivas futuras. De seguida apresenta-se um resumo dos principais assuntos abordados em cada um dos capítulos seguintes.

- **Capítulo 2 – Construção de túneis**

Este capítulo começa com a inclusão de uma perspectiva histórica sobre a evolução na construção de obras subterrâneas e túneis, em que se procura evidenciar algumas das etapas mais marcantes nesta evolução através da apresentação de alguns exemplos deste tipo de obras, quer a nível nacional, quer em termos internacionais.

São apresentadas e discutidas algumas das principais metodologias utilizadas na construção deste tipo de obras, nomeadamente: *Bored Tunneling Method* (TBM); Novo Método Austríaco (NATM) e Galeria a Céu Aberto (*Cut and Cover*).

Como qualquer obra de Engenharia Civil, a construção de túneis e obras subterrâneas provoca impactos no meio em que são introduzidos, pelo que se aborda de forma sumária alguns dos impactos causados por este tipo de obras. É igualmente afluída de forma sumária a utilização de instrumentação para monitorizar os efeitos da construção destas obras em obras existentes como sejam o caso de edifícios existentes na sua envolvente. Finalmente apontam-se alguns benefícios obtidos com a construção destas obras.

- **Capítulo 3 – Critérios utilizados na verificação de segurança de projeto de túneis**

Neste capítulo abordam-se os principais aspetos existentes na regulamentação que devem ser tidos em consideração no projeto associado à construção de túneis. Neste sentido, e para melhor compreender alguns destes aspetos efetuam-se algumas discussões e reflexões sobre as ações a considerar no projeto deste tipo de obras, com especial incidência para as situações de interesse para o desenvolvimento do presente trabalho.

- **Capítulo 4 – Estudo de caso (Prolongamento da Linha Azul: Pontinha-Falagueira)**

Este capítulo corporiza um estudo de caso da construção de um túnel que corresponde ao prolongamento da linha azul do Metropolitano de Lisboa, no troço Pontinha-Falagueira, envolvendo os troços 72 e 74.

Numa primeira parte apresenta-se uma perspetiva sobre a motivação para a execução do prolongamento e descrevem-se os aspetos geométricos e estruturais mais relevantes dos troços de túnel que serão objeto de análise e discussão no presente trabalho. Numa segunda parte apresentam-se algumas das operações construtivas mais relevantes da construção dos dois troços de túnel em análise, as quais foram acompanhadas pelo candidato no âmbito da sua atividade profissional, designadamente: alguns dos principais trabalhos preparatórios para a execução da obra; a execução de uma cortina de estacas para estabilização dos terrenos numa parte do troço; e os principais trabalhos de escavação e entivação. Finalmente, a terceira e última parte deste capítulo corresponde à apresentação e discussão de um estudo que envolve a modelação estrutural dos troços anteriormente referidos utilizando, numa primeira fase, o programa PLAXIS, para uma análise macro envolvendo o terreno adjacente à estrutura e numa segunda fase, o programa SAP2000, para uma análise de pormenor da estrutura, com o objetivo de caracterizar as tensões instaladas.

2 CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A execução de escavações e a construção de túneis remonta à pré-história, embora existam relatos e manuscritos na Antiguidade. Só no decorrer do séc. XX se generalizou a escrita desse conhecimento. É com base nesses documentos escritos, que hoje podemos de uma forma rápida e clara alcançar esse mesmo conhecimento.

As técnicas utilizadas para a escavação e suporte evoluíram bastante nos últimos séculos. Essa evolução prende-se com o facto de nessa fase, a evolução dos meios e do conhecimento ter sofrido um avanço sem precedentes.

Se até à Revolução Industrial a execução das obras era efetuada à custa de muita mão-de-obra, muito engenho nos meios utilizados, hoje em dia a situação alterou-se completamente. Os equipamentos disponíveis possibilitam a execução de obras que outrora eram impensáveis e com tempos de execução e custos muito inferiores.

2.2 PERSPETIVA HISTÓRICA DA EVOLUÇÃO NA CONSTRUÇÃO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS E TÚNEIS

Desde os primórdios da civilização o homem teve a necessidade de efetuar escavações por diferentes motivos. Inicialmente os principais objetivos seriam a criação de abrigos, a extração de recursos do solo e construções com finalidades religiosas (como é o caso dos túneis das civilizações pré-colombianas ou mesmo tumbas cerimoniais de diversas civilizações, das quais se podem destacar as chinesas ou as egípcias, devido às suas dimensões)

Na Figura 2.1 mostram-se dois desses casos. A cidade subterrânea de *Derinkuyu* na Capadócia, atual Turquia, e a Tumba de *Seti I* no Egito são dois casos de construções de grandes dimensões executadas na antiguidade. No primeiro caso, segundo (Emge, 2011) as construções remontam ao século VIII AC e terão sido iniciadas pelos Hititas. Relativamente à tumba de *Seti I*, segundo (McMurray, 2004), data do século II AC.



(a)



(b)

Figura 2.1 - (a) Cidade subterrânea de *Derinkuyu* na Capadócia (Ricondelmisterio, 2008). (b) Tumba de *Seti I* no Egípto (National Geographic, 2010).

Estes são casos, que devido a vários fatores chegaram aos dias de hoje e que pela sua magnitude ainda deslumbram a nossa comunidade, inclusive a científica, contudo a maior parte das construções subterrâneas tinham dimensões bem menores.

Mais tarde também foram executados túneis com o objetivo de transportar água potável a grandes distâncias. Nesse tipo de obra podemos destacar o Império Romano com as grandes obras levadas a cabo para o efeito. Como se pode verificar na Figura 2.2, as metodologias eram simples e os meios rudimentares, em termos transversais, normalmente a secção era reduzida e na maior parte das vezes em forma de abóboda. Dependendo do ponto de abastecimento e das características do local, o traçado em túnel variava bastante e era sempre acompanhado com grandes obras à superfície para o atravessamento de vales, os aquedutos.

Estas obras eram executadas com recurso à escravatura, pelo que as condições de segurança para os trabalhadores não eram uma questão fundamental. Por outro lado, o fácil acesso a este tipo de mão-de-obra derivado às campanhas expansionistas do império tornava a sua existência abundante e com um custo reduzido.

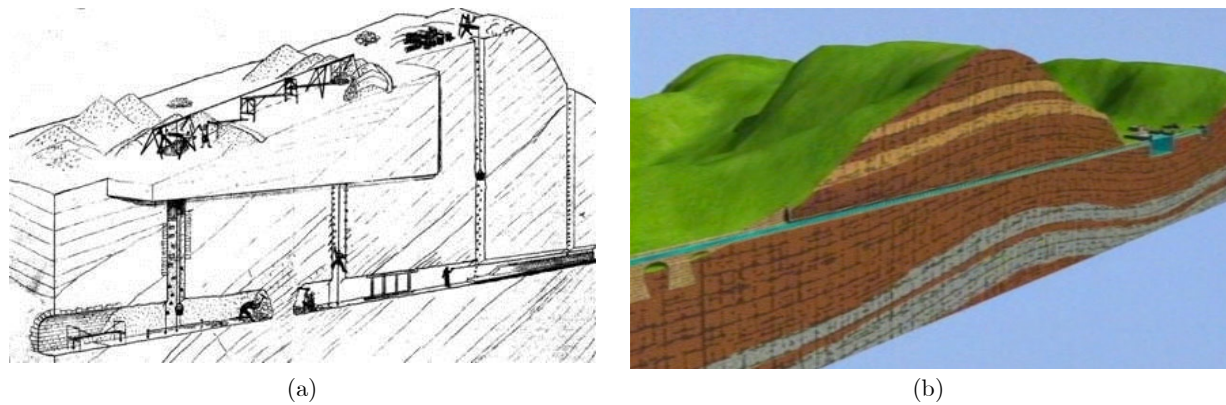


Figura 2.2 - (a) Modo de execução de túnel Romano (Athens123); (b) Corte longitudinal de sistema abastecimento de água Romano (Nova, 2000).

Um destes casos notáveis é o aqueduto de *Gadara* na Jordânia, segundo (Schulz, 2009). Este é o túnel mais comprido da antiguidade, a sua construção iniciou-se no século I AC e destinava-se a abastecer uma antiga província do império a cerca de 106 km.

Com o decorrer dos tempos, a necessidade de tornar estas escavações mais seguras e eficientes foi-se tornando evidente e o conhecimento para alcançar esse objetivo era primordial. O estudo destas construções, que inicialmente era deixado ao cargo da experiência dos mais velhos (salvo algumas exceções), foi sendo passado para um grupo de especialistas que fizeram progressos assinaláveis.

Com a introdução dos explosivos nas técnicas construtivas, fizeram-se avanços significativos na velocidade com que se executavam as obras. De acordo com (Moreira, 2006) a primeira utilização desta técnica deu-se em 1679 num túnel localizado no sul de França num canal que ligaria o Oceano Atlântico ao Mar Mediterrâneo, o Canal do *Midi*. Mais tarde, em 1867 na construção do túnel de *Hoosac* nos Estados Unidos foi usada a nitroglicerina. No mesmo ano foi inventada a dinamite.

A dinamite foi durante muitos anos o explosivo mais utilizado nas técnicas de construção mineiras devido à sua estabilidade e eficiência comparativamente com os referidos anteriormente.

Apesar da metodologia de construção ir evoluindo, os meios utilizados evoluíam de uma forma mais acentuada. A introdução de equipamentos mecânicos em substituição do trabalho braçal e das ferramentas manuais, conforme se pode observar na Figura 2.3, a

substituição de materiais com maiores capacidades resistentes, tornou estas operações mais seguras e eficientes.



Figura 2.3 - (a) Aspeto da frente de obra; (b) Operário a remover os escombros do interior do abrigo.

Como pode ser visto na Figura 2.4 a introdução de ar comprimido, que auferia um maior rendimento nas operações de escavação, e maior segurança que os explosivos e a substituição do tipo de estruturas de suporte/entivação são ilustrativas das reformas efetuadas neste tipo de operações. A título de curiosidade, foi também no túnel de *Hoosac*, que se deu uma das primeiras utilizações de perfuração por meio de ar comprimido, (Moreira, 2006).

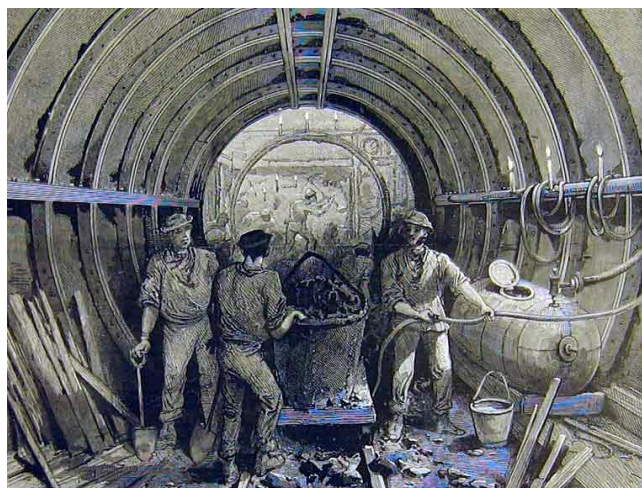


Figura 2.4 - Execução de Túnel Ferroviário em Londres (prints-4-all.com, 2011).

Se com a revolução industrial, as metodologias e equipamento evoluíram bastante, os meios de transporte também evoluíram significativamente. Esse facto criou desde logo a necessidade de criar vias de circulação para os novos meios de transporte, nomeadamente o ferroviário.

Como é sabido, a ferrovia tem grandes limitações no traçado da linha. O facto de os raios de curvatura serem generosos e as inclinações máximas admissíveis serem baixas, cria bastantes dificuldades na compatibilização do traçado da linha com a orografia do terreno, pelo que estão criadas as condições para o aumento da necessidade da execução de túneis.

No que respeita a túneis superficiais, em que na maior parte das vezes eram implantados em solos brandos, necessitavam de uma estrutura de suporte na frente do túnel designada de escudo. Segundo (Moreira, 2006) o primeiro escudo perfurador foi concebido por *Marc Brunel* e foi usado pela primeira vez no século XIX num túnel fluvial sob o Tamisa em Londres. Contudo, a utilização dessa técnica só se generalizou em meados do século XX como se poderá constatar em 2.3.1.

Relativamente a túneis em que os solos não seriam tão brandos, as técnicas utilizadas continuavam a ser a perfuração com recurso a ar comprimido e a explosivos em virtude dos equipamentos não possuírem capacidade necessária para efetivar o avanço da escavação.

No contexto nacional, de acordo com (Leal, 1953) a primeira linha ferroviária em Portugal foi inaugurada em 28 de Outubro de 1856 (Figura 2.5a) ligando Lisboa ao Carregado e o primeiro túnel em 1864, o túnel de Chão de Maçãs que tem 650 metros de comprimento sendo ainda hoje um dos 20 túneis ferroviários mais compridos em Portugal (Figura 2.5b).

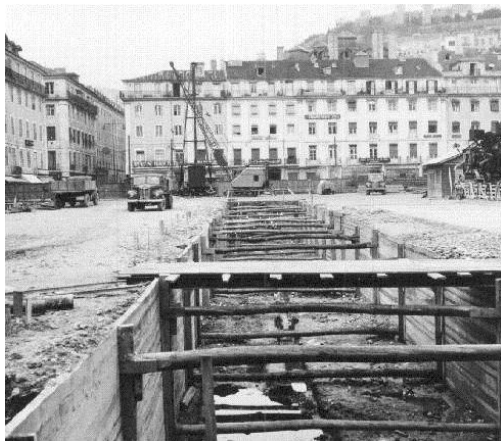


Figura 2.5 - (a) Inauguração da linha férrea Lisboa-Carregado 28-Outubro-1856 (Aquarela de Alfredo Roque Gameiro); (b) Imagem do emboquilhamento do Túnel de Chão de Mações adaptado de (Oapeadeirodasmvirtudes, 2009).

Desde então, a construção de túneis tornou-se mais comum, sendo a sua aplicabilidade mais abrangente. Foram executados túneis rodoviários, para abastecimentos de água, e para outras aplicações.

No final do século XIX, falava-se na implementação de um sistema ferroviário subterrâneo na cidade de Lisboa, o Metropolitano. A primeira sugestão para esse projeto pertenceu aos engenheiros Costa Lima e Benjamim Cabral, mas o primeiro projeto de metropolitano apresentado foi da autoria do Eng.º Henrique Lima e Cunha em 1888 numa comunicação feita à Associação de Eng.^(os) Civis Portugueses.

No entanto, esse projeto foi adiado devido à declaração de bancarrota e à crise política na transição do século. Com a instauração da República e a instabilidade da época foi sendo adiado e só foi retomado em 1949, após a 2ª Guerra Mundial. Para esse acontecimento muito contribuíram a retoma da economia nacional e a ajuda financeira do plano Marshall (Metrolisboa, 2012). A obra iniciou-se a 7 de Agosto de 1955 e foi inaugurada a 29 de Dezembro de 1959. Verifica-se na Figura 2.6 a execução em duas zonas distintas, ambos os casos a serem executados pelo método *Cut and Cover*.



(a)



(b)

Figura 2.6 - (a) Obras da primeira linha do metropolitano de Lisboa (O tópic das efemérides, 2011); (b) Aspeto da rotunda do Marquês de Pombal durante a construção (Restosdecolecão, 2012).

Após esta primeira fase do metropolitano estar terminada, a rede apresentava-se em forma de Y, como se pode observar na Figura 2.7, e ligava os Restauradores à Rotunda (atual Marquês de Pombal) e daí a rede separava-se em dois troços, um para Entre Campos e outro para Sete Rios (atual Jardim Zoológico) ligando 11 estações.



Figura 2.7 - Esquema da rede do Metropolitano em 1959.

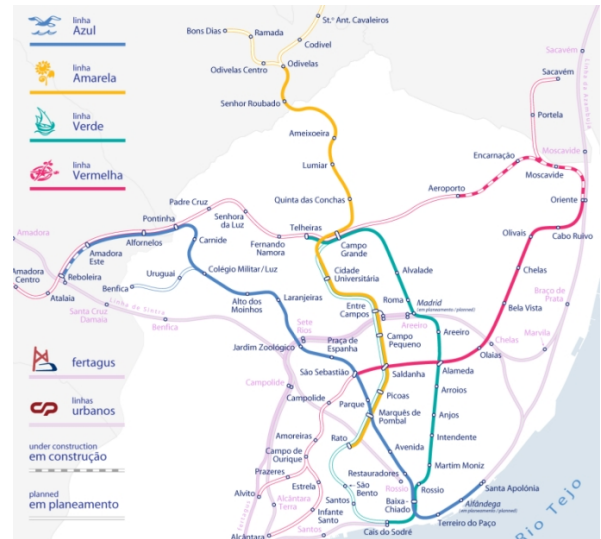
Atualmente estão em execução dois prolongamentos, o da Linha Vermelha que liga Oriente ao Aeroporto e o da Linha Azul que liga Amadora Este (antiga Falagueira) à Reboleira. Com estas duas ampliações a rede passará a ter 52 estações e cerca de 40 km de comprimento.

De salientar que este último prolongamento se inicia na estação terminal abordada no presente trabalho, e como se pode verificar na Figura 2.8 o método utilizado para a sua

execução foi o mesmo que o utilizado nas primeiras obras do metropolitano, o Método *Cut and Cover*.



(a)



(b)

Figura 2.8 - (a) Estação Falagueira e final do Troço 74 durante a execução; (b) Esquema da rede do Metropolitano em 2020 depois das atuais expansões estarem concluídas (Metropolitano de Lisboa, 2011).

2.3 METODOLOGIAS UTILIZADAS NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

Como foi referido no capítulo anterior, existem diversos métodos para a execução de túneis. Esses métodos foram evoluindo ao longo dos anos e são hoje métodos perfeitamente diferenciáveis.

Métodos como o *Cut and Cover*, *Bored Tunneling* (TBM), ou o *New Austrian Tunneling Method* (NATM) foram sendo desenvolvidos por forma a ultrapassar condicionantes existentes e a minimizar impactos. Todos eles têm vantagens e desvantagens.

A escolha do método a utilizar nem sempre é simples e linear, por vezes é necessário uma conjugação de métodos para executar a obra.

Certo é que o principal objetivo é que, de uma forma funcional, a obra satisfaça a necessidade para qual é projetada. Com essa certeza, há que estudar as condições geológicas, geotécnicas, traçados possíveis (comprimentos, profundidades e inclinações), impactos causados, condicionantes locais (construções, infraestruturas, zonas protegidas) e todo um conjunto de situações passíveis de condicionar a evolução dos trabalhos.

Assim, neste capítulo apresentam-se alguns dos métodos mais utilizados na realização de túneis, designadamente o TBM, o NATM e o *Cut and Cover*, evidenciando-se o método *Cut and Cover*, uma vez que foi o utilizado no estudo de caso que se apresenta no 4º capítulo deste trabalho.

Por outro lado, abordam-se também os impactos causados pela construção destas obras, a forma como se controlam esses impactos assim como os benefícios provenientes da execução deste tipo de obra.

2.3.1 Bored Tunneling (TBM)

Este método, também conhecido como construção com escudo, baseia-se na utilização de uma estrutura dentro de um túnel, que garanta uma zona segura e estável para a execução da escavação. Contudo, devido ao avanço tecnológico, essa estrutura tem evoluído e permitiu transformá-la em equipamentos altamente sofisticados que permitem executar a escavação, remover os materiais escavados e executar o suporte enquanto o equipamento avança ao longo do túnel. Estes equipamentos denominados Tuneladoras apareceram com êxito nos anos 50 do século XX e desde então a sua aplicabilidade tem aumentado bastante.

São geralmente construídas em forma de cilindro e como pode ser visualizado na Figura 2.9, possuem anéis cortantes na frente e hidráulicos nas laterais que impulsionam o equipamento para a frente para que os anéis executem a escavação e os produtos provenientes da escavação sejam transportados para a parte de trás por intermédio de um sem-fim.

Como já foi referido, à medida que o avanço é executado, removendo os materiais provenientes do desmonte do maciço, efectua-se o suporte temporário e o definitivo, sendo este último normalmente assegurado por aduelas pré-fabricadas e encaixadas, formando anéis fechados em betão armado, como se pode visualizar na Figura 2.9.

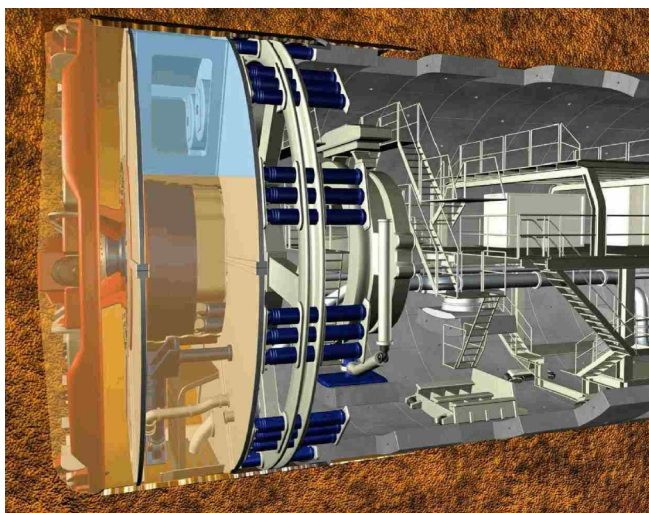


Figura 2.9 - Corte longitudinal de uma Tuneladora (Tunnelseis, 2005).

No contexto nacional, este método está muito ligado com as obras de expansão da rede do Metropolitano de Lisboa na qual tem sido utilizada uma tuneladora do tipo EPB (*Earth Pressure Balance*).

Este tipo de tuneladora baseia-se no princípio de controlar a estabilidade do maciço através do equilíbrio entre a velocidade de avanço da escavação e a recolha dos materiais provenientes do desmonte do maciço. Estes são encaminhados para uma câmara de pressão onde é mantida uma pressão constante, da ordem da pressão existente no maciço antes da intervenção.

Todo este processo está sincronizado, tendo os operadores do equipamento a responsabilidade de verificar a informação disponibilizada pelos sensores existentes nas várias etapas (avanço da escavação, pressão na câmara de pressão e nos macacos que impulsionam a tuneladora, velocidade de saída do material removido).

De acordo com (Camposinhos, 2010), as tuneladoras do tipo EPB têm sido utilizadas com bastante sucesso em túneis urbanos e em condições difíceis. Em virtude da cidade de Lisboa ter um ambicioso projeto de expansão e pelo facto apresentar uma heterogeneidade de solos elevada, este método tem muitas vantagens. Talvez por isso, e associado a empresas e profissionais especializados e bastante experientes, a aplicação do método nas obras do Metropolitano de Lisboa ter significativo sucesso.

2.3.2 Novo Método Austríaco (NATM)

É um método de escavação sequencial. Não é um método novo de execução de túneis, mas uma evolução das antigas técnicas mineiras. Conforme pode ser verificado em (Wikipedia, 2012) e confirmado com outros autores de onde se destaca (N.Barton, 1995), o seu nome deriva da necessidade da distinção de outro método, também de origem austríaca, e o seu desenvolvimento deu-se entre 1957 e 1965 quando *Mueller, Pacher* e *Rabcewicz*, após algumas experiências e inovações aplicadas na execução de túneis nos Alpes Austríacos, estabeleceram os princípios base.

Segundo (Moreira, 2006), este método considera que o maciço na zona envolvente do túnel contribui para a própria sustentação. Por esse facto deve-se deixar deformar o maciço por forma a mobilizar a máxima resistência possível.

Contudo esta técnica tem condicionantes, uma das quais é garantir que o maciço não sofra grandes alterações nas suas características. Para tal, aliado ao facto de no processo de escavação se ter o cuidado de não danificar a envolvente da zona escavada, é necessário a execução de um suporte primário que seja suficientemente leve, flexível e seja colocado logo após a escavação. Dessa forma garante-se que se tira proveito do efeito de arco criado pela escavação no maciço e assegura-se um acréscimo de segurança aos operários durante as operações construtivas Este processo pode ser visualizado na Figura 2.10



Figura 2.10 - Processo construtivo *NATM* (centralsubwaysf).

Por outro lado, existe a necessidade de uma recolha e interpretação rápida dos dados que permitam avaliar o comportamento da envolvente (maciço e suporte inicial).

Tendo essa informação, executa-se o avanço e ajustam-se as características e faseamento do suporte final de acordo com as variações geológicas e geotécnicas.

De referir que o suporte definitivo, em princípio só será aplicado após a construção do túnel e terá como principal objetivo que a estabilidade da obra seja garantida ao longo do tempo, tendo em conta possibilidades de ocorrência de fenómenos que possam criar instabilidade no sistema maciço-suporte.

Inicialmente este método foi concebido para a execução de túneis em maciços rochosos, atualmente também é utilizado em solos e rochas brandas. É por isso um método muito polivalente, o que permite uma maior aplicabilidade.

2.3.3 Cut and Cover

Ao contrário dos métodos anteriormente abordados, o *Cut and Cover* é um método de construção a céu aberto. De salientar que existe um método semelhante em que apenas algumas das operações são efetuadas a céu aberto, esse método é o *Cover and Cut*, como se poderá verificar na Figura 2.11, no qual a partir da execução da laje de cobertura ou abóboda apenas as operações efetuadas sobre as mesmas se situam a céu aberto.

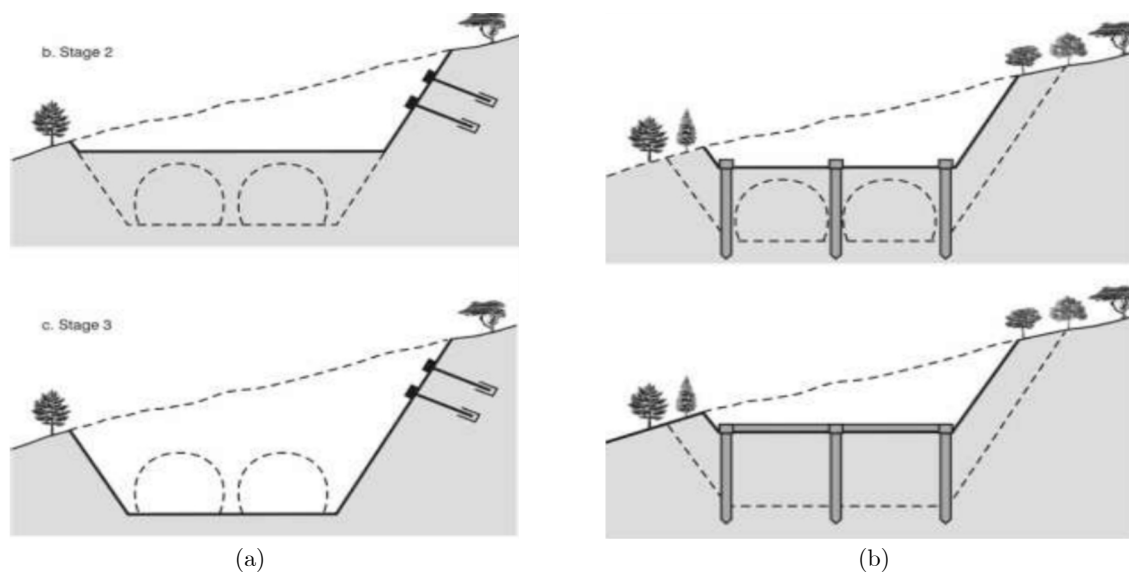


Figura 2.11 - Métodos construtivos (a) Cut and cover; (b) Cover and cut.

Desde a antiguidade que o *Cut and Cover* é o método mais utilizado na execução de “obras subterrâneas” e com bastante aplicação na execução de túneis, atualmente, e muito em especial para redes de metropolitano. O facto de estas redes normalmente se situarem a pequenas profundidades possibilita a execução do método. O método possibilita de uma forma simples que existam variações na secção transversal do túnel, que existam acessos de emergência ou poços de ventilação em qualquer ponto (condicionamentos de projeto) e pode ser considerado como o processo mais simples dos que são abordados neste trabalho. Em termos gerais, consiste em executar uma escavação a céu aberto, instalar uma estrutura no fundo da escavação e posteriormente aterrar para o nível pretendido.

Existem variações na forma de suporte das paredes da vala, estas podem ser suportadas através de cortinas de estacas ou em talude. Quando a escavação é efetuada com recurso a taludes e banquetas, normalmente a área afetada à superfície é bastante mais extensa, o que origina grandes impactos derivado à maior interferência com o meio envolvente.

Foi devido a essa minimização de impactos e também por algumas questões técnicas que o Metropolitano de Lisboa implementou duas formas distintas da execução deste método consoante a profundidade, tipos de terreno a escavar e envolvente da obra. Essas duas formas foram chamadas de construção com recurso a “Vala Estreita” e a construção em “Vala Larga”. Estes métodos foram bastante aprofundados por (Farinha, 1997) e com base nesse conhecimento se apresentam os pontos seguintes.

2.3.3.1 Vala Estreita

A utilização deste método pressupõe logo à partida um faseamento da escavação na sua secção transversal o que possibilita a utilização de menos meios e mais ligeiros. Contudo, este método acarreta um prazo de execução mais alargado.

Numa primeira fase eram executadas faseadamente duas valas com desenvolvimento reduzido, na ordem dos 10 m, localizadas na zona das paredes/hasteais. Ver Figura 2.12.

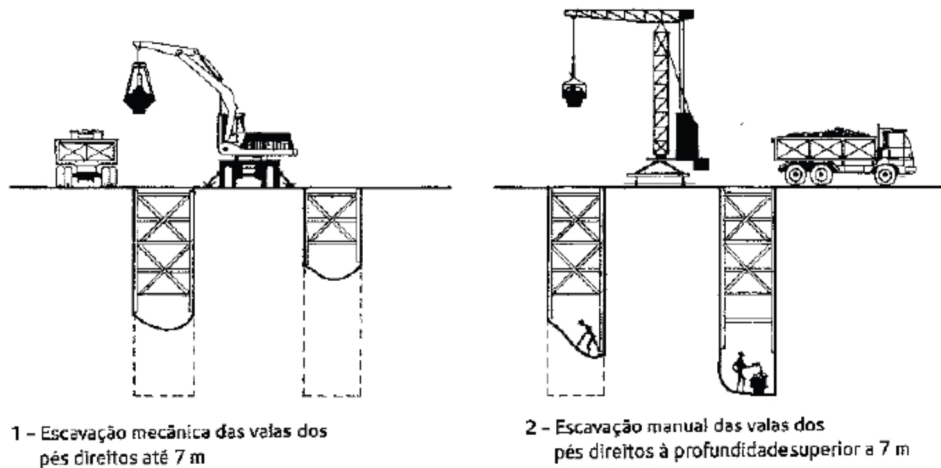


Figura 2.12 - *Cut and Cover* - Vala Estreita - Início das escavações.

Depois de se efetivar a totalidade do escoramento efetuava-se a betonagem das paredes até à cota da cobertura/abóboda e efetuava-se a escavação parcial do interior da galeria até à cota do topo dos hasteais, conforme Figura 2.13.

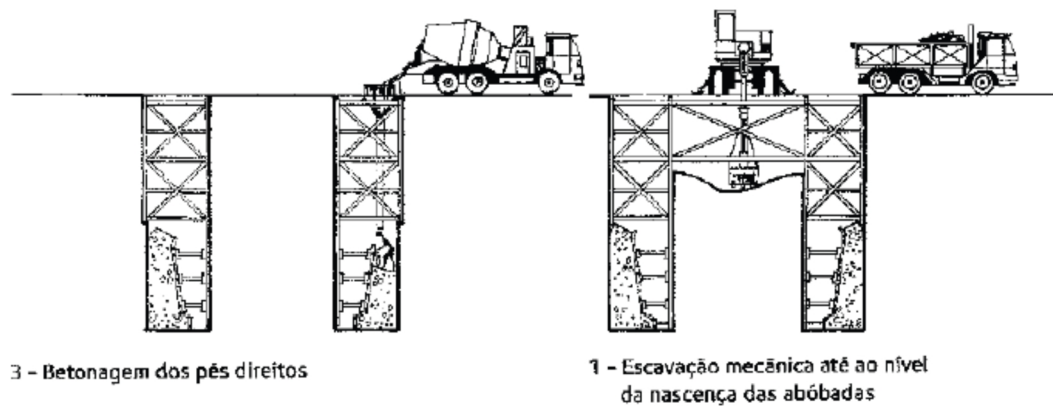


Figura 2.13 - *Cut and Cover* (Vala Estreita), Betonagem dos hasteais e escavação parcial do interior da galeria.

Seguidamente era montado o cimbra/cofragem para moldar a abóboda e procedia-se à sua betonagem, conforme se pode visualizar na Figura 2.14

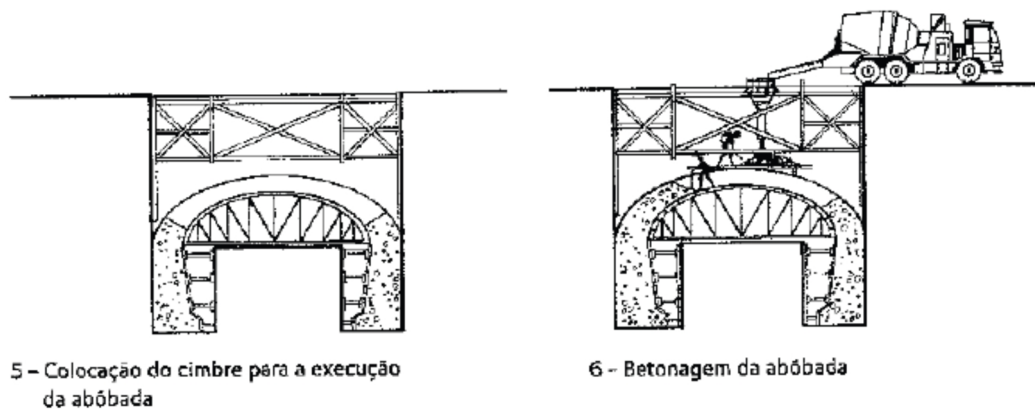


Figura 2.14 - *Cut and Cover* (Vala Estreita), Execução da cofragem e betonagem da abóboda.

Após a abóboda atingir as características mecânicas necessárias desmontava-se a cofragem e terminava-se a execução da escavação do interior da galeria e procedia-se às operações de aterro sobre a galeria. Em simultâneo ou posteriormente, consoante o faseamento da obra, era betonada a laje de soleira e o enchimento/ revestimento com camada de betão, conforme pode ser visualizado na Figura 2.15.

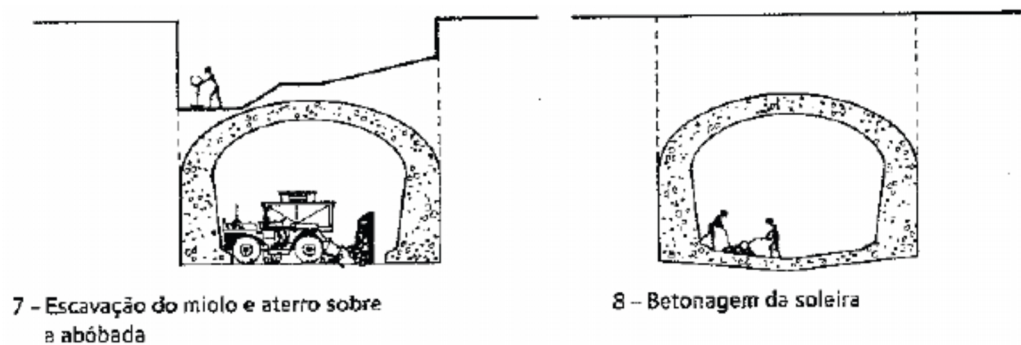


Figura 2.15 - *Cut and Cover* - (Vala Estreita), Escavação do interior da galeria, aterro sobre a abóboda e betonagem da soleira.

De salientar que, com a evolução das técnicas construtivas, nomeadamente a introdução de paredes moldadas, este método teve a sua aplicação reduzida, tendo mesmo sido abandonado nas obras do Metropolitano de Lisboa.

2.3.3.2 Vala Larga

Em relação ao método de construção com recurso a Vala Larga, a escavação efetivava-se em toda a largura da secção transversal, pelo que não provoca faseamento das operações nessa direção. Sempre que as características do solo, a profundidade a atingir e as características da envolvente o permitissem, era esse o método preferencial, sendo por isso o mais utilizado.

A este método foram entretanto introduzidas algumas variantes, que não alteram os princípios do método, como é o caso da utilização de paredes moldadas. Como se poderá verificar na secção 4.5, essas diferenças originam variações tanto a nível construtivo como a nível estrutural.

Caso se utilizem taludes e banquetas nas paredes de escavação, torna as restantes operações construtivas tornam-se menos interdependentes. Nesse caso, após a escavação, perfilamento dos taludes, execução das banquetas e sua drenagem e proteção das

paredes de escavação (com película que permita conservar algumas propriedades do solo e o proteja da erosão), iniciava-se o tratamento do fundo de escavação para proceder à betonagem da estrutura.

Depois de terminada a tarefa anterior iniciava-se a eventual impermeabilização/drenagem da estrutura e posteriormente iniciavam-se as operações de aterro. Essas operações, numa primeira fase, restringem-se às zonas laterais das paredes (normalmente com equipamentos mais ligeiros em virtude do confinamento entre a estrutura e as paredes de escavação). Posteriormente era aterrada a camada sobre a cobertura ou abóboda. Neste caso, e em termos gerais, a única restrição à execução total do aterro é a espessura de cada uma das camadas a compactar. Como veremos mais à frente no caso da existência de escoramentos provisórios, estes também condicionam a execução do faseamento do aterro. Na Figura 2.16 pode-se visualizar uma fotografia histórica dos arquivos do Metropolitano de Lisboa na qual é utilizado o método.

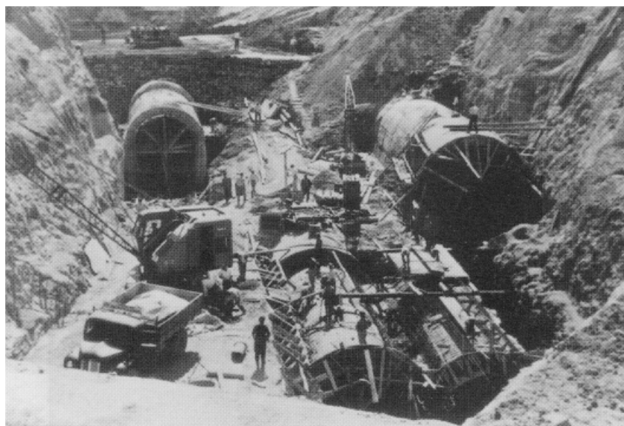


Figura 2.16 - Execução pelo método *Cut and Cover* das Galerias do Nó da Rotunda (Metropolitano de Lisboa EP.).

No caso das paredes da escavação serem executadas com recurso a paredes moldadas de Berlim, estacas-prancha, mono ou multi-apoiadas o método difere principalmente na interligação e faseamento das operações construtivas.

Inicialmente, e não havendo a possibilidade da utilização destas novas técnicas, este método estava condicionado às características do terreno, à profundidade e à envolvente. Dessa forma, as operações iniciavam-se com uma escavação inicial para que se entivasse as paredes de escavação.

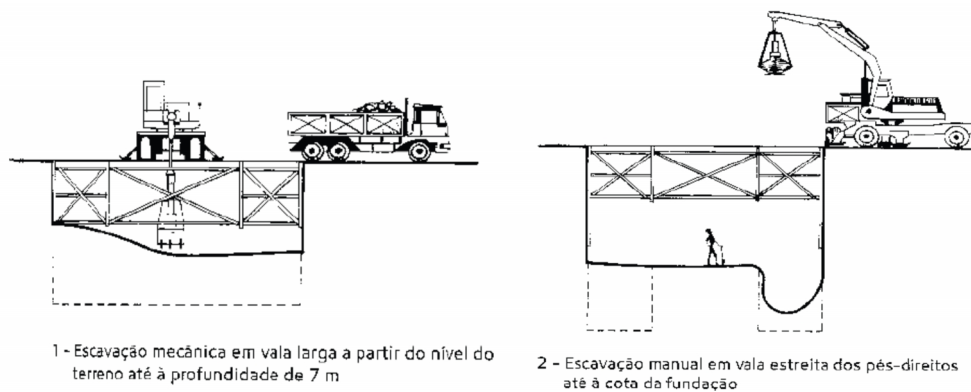


Figura 2.17 - Cut and Cover - Vala Larga – Início da escavação e entivação.

Após essa entivação executava-se outro nível de escavação até à cota do próximo nível de escoramento ou à cota do topo dos hasteais, normalmente até atingir uma profundidade máxima a rondar os 7 metros. Nessa fase iniciava-se a escavação seguindo a metodologia de vala estreita, conforme se mostra na

Figura 2.18

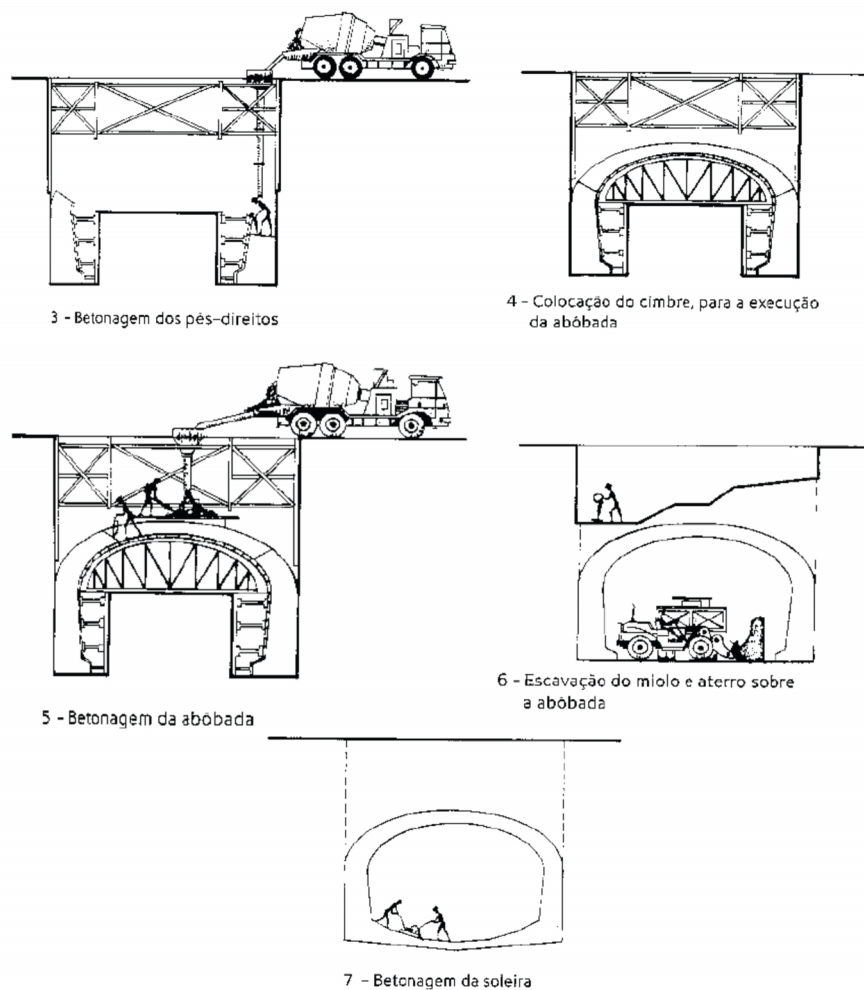


Figura 2.18 – Cut and Cover - (Vala Larga), restantes operações construtivas seguindo a metodologia da Vala Estreita.

No caso de se utilizar cortinas de estacas, pode-se visualizar o faseamento das operações na Figura 2.19.

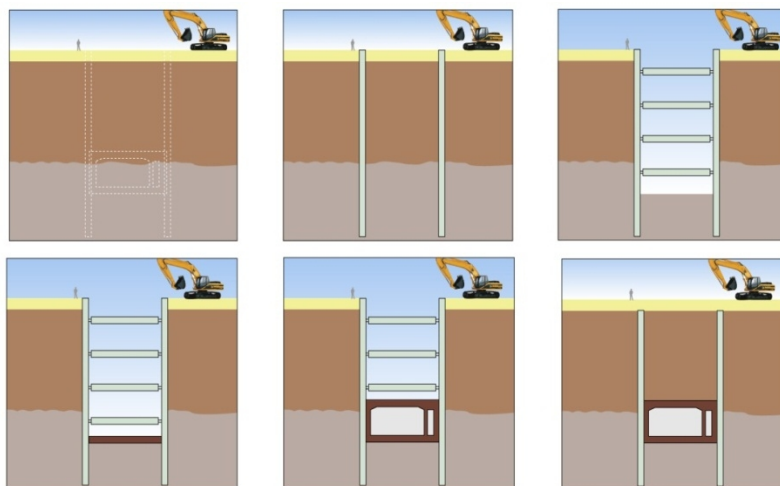


Figura 2.19 - Processo construtivo *Cut and Cover* com recurso a paredes moldadas multi-apoiadas (Arup, 2002).

Nesse caso, começava-se por executar a cortina de estacas, posteriormente e de forma faseada, era executada a escavação e entre as fases de escavação eram efetivados os apoios das cortinas de estacas. Alcançada a cota de fundo, a base de fundação era tratada e iniciava-se a execução da estrutura. Mediante a cota dos níveis de apoio das cortinas, as operações de betonagem e aterro são compatibilizadas por forma a não criar condicionalismos. De seguida é executado o aterro por camadas e sincronizado com as fases para remoção dos referidos apoios.

2.4 IMPACTOS CAUSADOS PELA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

Como é sabido, todas as obras têm impactos negativos, quer no quotidiano das pessoas, nas atividades ao redor do local onde se executam os trabalhos, quer na alteração do meio onde elas se encontram. Na execução de túneis podemos desde logo distinguir dois tipos de intervenção: as que interferem com a superfície ao longo do seu traçado e as que são inteiramente executadas sem interferência direta com a superfície.

Dos métodos abordados na secção 2.3, o NATM e o TBM são métodos que não interferem diretamente com a superfície, gerando apenas alguns efeitos secundários como as vibrações ou o ruído.

No que respeita ao método *Cut and Cover*, a execução das galerias a céu aberto para a construção de túneis interfere diretamente com a superfície e o facto de elas se desenrolarem num comprimento com alguma significância, torna esses impactos geograficamente mais abrangentes. Assim, é comum que se executem desvios de trânsito para repor a circulação das vias afetadas, como também é comum que se executem desvios de concessionárias como abastecimentos de água, energia e comunicações. Estes são alguns dos impactos mas existem outros, como a incomodidade sonora no decorrer das atividades, poeiras lançadas para atmosfera devido às escavações e aterros, ou mesmo no foro organizacional da comunidade local, a alteração de hábitos instalados como a utilização de espaços ocupados pelas empreitadas ou pelas alterações.

No âmbito deste trabalho não será efetuado nenhum estudo sobre os impactos causados, mas é sempre de salientar esse facto pelo simples facto de estar em causa a incomodidade causada por todos os métodos utilizados, por mais tecnologicamente avançados que sejam.

2.5 INSTRUMENTAÇÃO DURANTE A CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

Atendendo que este tipo de obras são normalmente efectuadas em zonas altamente urbanizadas, o que implica um condicionamento óbvio dos trabalhos e pode colocar em causa a segurança de pessoas e bens, é usual recorrer-se à instalação de alguma instrumentação para monitorizar o comportamento estrutural de algumas estruturas já existentes na envolvente da construção e das novas estruturas a construir.

Dessa forma é imprescindível o acompanhamento da execução da obra com um plano de instrumentação. Esse plano deve estabelecer à partida um quadro de referência e com o decorrer dos trabalhos devem ser monitorizados todas as alterações. Após a análise dessas eventuais alterações e no caso das mesmas ocorrerem por interferência das operações, devem ser tomadas as medidas cautelares por forma a minimizar as alterações ao quadro de referência. A questão da instrumentação pode ser aprofundada em vários trabalhos já executados e é uma temática muito importante em obras subterrâneas. Contudo não será alvo de especial atenção no decorrer deste trabalho

embora o tenha sido no decorrer do acompanhamento da obra referida no capítulo 4. Nesse caso, como oportunamente poderemos verificar, o facto de se executar uma escavação com cerca de 15 metros de profundidade a escassos 3 metros de edifícios é uma questão extremamente delicada pelo que deve ser sempre digna de ressalva.

2.6 BENEFÍCIOS APÓS A CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

Como foi visto na secção 2.4, todas as obras têm impactos negativos, mas é espectável que as vantagens decorrentes da execução da obra sejam largamente compensatórias desses mesmos impactos.

De uma forma geral, essa análise é feita no início do processo e normalmente esse estudo abrange o tempo de vida útil da obra. Assim, o tempo de exploração excede em muito o tempo da execução. Se tivermos em conta que os impactos negativos estão maioritariamente associados à fase construtiva, podemos dizer que de uma forma global e para um processo bem planeado que os benefícios decorrentes da execução da obra são vantajosos relativamente aos impactos causados. Dentro desses benefícios, podemos contabilizar os seguintes:

- Diminuição de equipamentos de transportes à superfície;
- Utilização de meio de transporte mais eficiente e seguro;
- Diminuição de acidentes de viação;
- Melhoria da qualidade do ar em virtude da diminuição do tráfego à superfície;
- Ganho efetivo de tempo na maior parte das viagens em percurso urbano;
- Valorização do património na zona que é servida pela rede de metropolitano.

Desta lista de benefícios pode-se concluir que existe uma significativa melhoria da qualidade de vida das populações inerente à existência de uma rede de metropolitano na zona em análise.

Desde o fator ambiental, organizacional e o económico, passando pela segurança, a existência de uma rede deste género é sempre globalmente benéfica na maior parte dos parâmetros em análise.

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Todos os métodos referidos neste capítulo têm vantagem e desvantagens, como se pode verificar na seguinte tabela:

Tabela 2.1 - Vantagens e desvantagens dos três métodos de execução de túneis (NATM, TBM e *Cut and Cover*).

Método	Vantagens	Desvantagens
<i>Cut and Cover</i>	Maior facilidade de executar poços de ventilação, acessos e outras estruturas de apoio	Maiores impactos causados pela obra derivado ao facto da frente de obra ocupar a superfície
	Normalmente, não requer mão-de-obra tão especializada nem equipamentos tão específicos como os outros 2 métodos.	Para maiores profundidades é na maior parte das vezes um método antieconómico.
<i>Bored Tunneling</i> (TBM)	Impactos ambientais são mais reduzidos em termos de ruído, poeiras e vibrações	Raios de curvatura limitados e maiores limitações na variação da secção a utilizar.
	Comparativamente com o <i>cut and cover</i> gera menos movimentos de produtos provenientes da escavação	A sua utilização só em túneis com comprimentos significativos.
	Grandes velocidades de avanço em terrenos mais macios	Requer equipamento e mão-de-obra altamente especializada.
Novo Método Austríaco (NATM)	Impactos ambientais são mais reduzidos em termos de ruído, poeiras e vibrações	Requer equipamento e mão-de-obra especializada neste tipo de construção.
	Comparativamente com o método <i>cut and cover</i> gera menos movimentos de produtos provenientes da escavação	Mais vocacionado para maciços rochosos
	Versatilidade no que respeita à parcialização da escavação	Maior dificuldade em alterações significativas da secção a executar

Das diversas metodologias normalmente utilizadas na atualidade para a construção de túneis, neste trabalho será abordado um estudo de caso com recurso ao método *Cut and Cover*.

3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL EM TÚNEIS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como se verificou na secção 2.3, para executar obras subterrâneas existem vários processos construtivos, contudo quando está em causa a verificação de segurança de uma estrutura, o princípio base é comum para todas elas. Os esforços atuantes devem ser, com um grau de satisfação previamente definido, inferiores à capacidade resistente dos elementos estruturais. Essa é a pedra basilar do cálculo de estruturas e o princípio que toda a legislação e regulamentação obrigam a verificar.

Na verificação da segurança estrutural em túneis, existem diferentes métodos subjacentes a diversas regulamentações e abordagens. Essa verificação é efetuada em relação a estados limites que podem ser últimos ou de utilização.

Mesmo tendo esse princípio em comum, cada tipo de obra tem condicionalismos próprios que estão interligados entre si. O facto de existirem envolventes diferentes, metodologias construtivas distintas e várias ações a considerar, não esquecendo o grau de exigência que se atribui à estrutura ou a sua importância, torna a verificação de segurança diferente entre os diversos tipos de obra.

No caso do método *Cut and Cover*, a verificação da segurança estrutural também se faz de acordo com os estados limites, e como foi dito atrás existem condicionalismos próprios deste processo construtivo. O facto de ser uma obra no subsolo garante por si só um grau de incerteza elevado, por outro lado as próprias metodologias de execução podem condicionar a verificação de segurança estrutural. Esta situação poderá ser verificada no capítulo seguinte.

3.2 REGULAMENTAÇÃO

Como é de conhecimento geral, e referido em (Lnec, 2012), na década de 1970 a Comissão das Comunidades Europeias lançou os trabalhos para a elaboração dos Eurocódigos Estruturais.

Neste momento estamos numa fase de transição, pelo que é possível utilizar tanto os Eurocódigos, como a antiga legislação nacional, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações e o Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado.

No presente trabalho, em virtude de se efetuar apenas uma verificação parcial de um caso concreto, tem sentido utilizar a regulamentação utilizada à data pela generalidade dos projetistas. Assim, as ações utilizadas na definição de cada um dos modelos tiveram como base o Regulamento de Segurança e Ações (RSA), no entanto, em algumas situações poder-se-á efetuar alguma abordagem com metodologias referidas nos Eurocódigos, como veremos mais à frente, nomeadamente na quantificação da ação sísmica.

3.3 AÇÕES A CONSIDERAR

Como na maioria das estruturas, as ações a considerar podem-se dividir em dois grupos, as ações permanentes e as ações variáveis.

No caso em estudo, a estrutura é executada no subsolo e é posteriormente aterrada, pelo que a componente permanente pode subdividir-se em peso próprio da estrutura e restantes cargas permanentes, conforme exemplificado nas figuras apresentadas nas secções 3.3.1 e 3.3.2.

3.3.1 Peso próprio da estrutura

O peso próprio da estrutura é determinado através da multiplicação da volumetria dos elementos estruturais pelo seu peso volúmico.

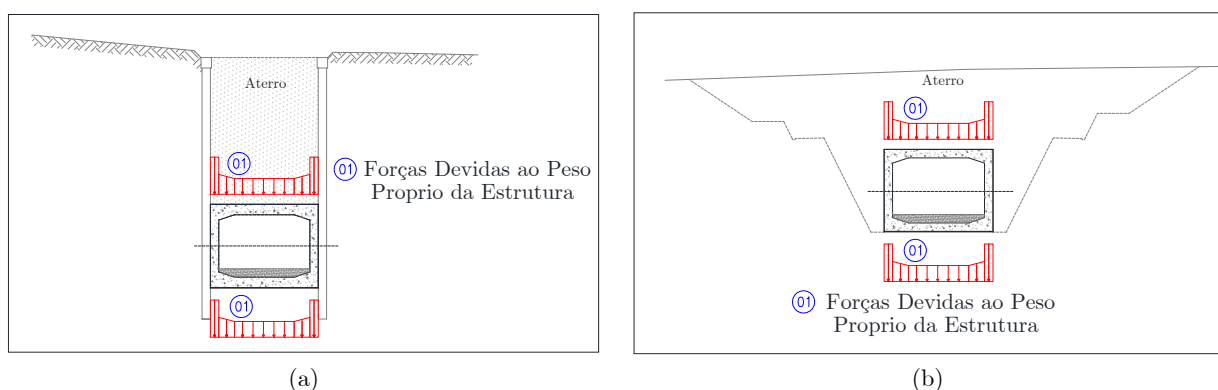


Figura 3.1 - (a) Peso próprio da secção entre cortina de estacas; (b) Peso próprio da secção entre taludes de escavação.

3.3.2 Restante carga permanente

A restante carga permanente são todas as cargas permanentes excetuando, o peso próprio da estrutura, que podem ser:

- Peso do terreno sobre a laje de cobertura
- Enchimento em Betão no Interior da estrutura
- Impulsos laterais do terreno

3.3.2.1 *Peso do terreno sobre a laje de cobertura*

O peso do terreno sobre a cobertura é estimado pela multiplicação da volumetria do solo que atua sobre a estrutura pelo peso específico do solo.

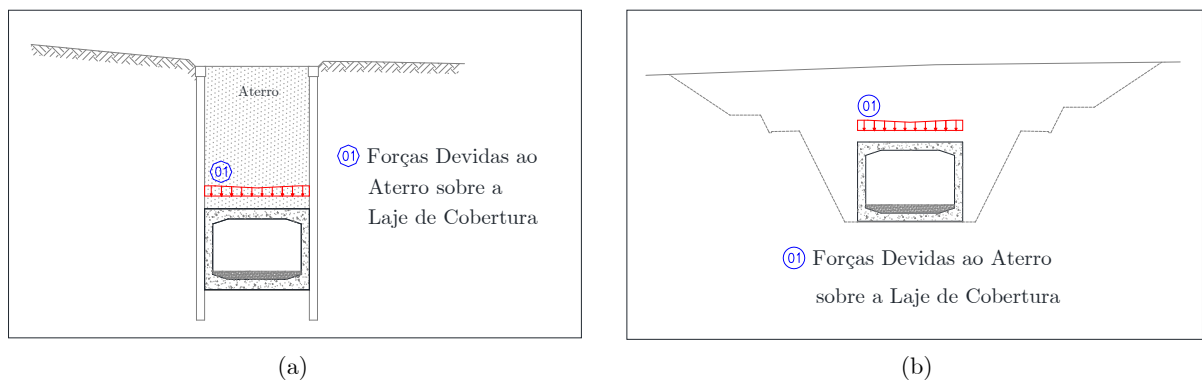


Figura 3.2 - (a) Peso do aterro sobre a cobertura na secção entre cortina de estacas; (b) Peso do aterro sobre a cobertura na secção entre taludes de escavação.

3.3.2.2 *Enchimento em betão no interior da estrutura*

O peso do betão sobre a laje de soleira é estimado pela multiplicação da volumetria do betão que atua sobre a estrutura, pelo peso específico do betão.

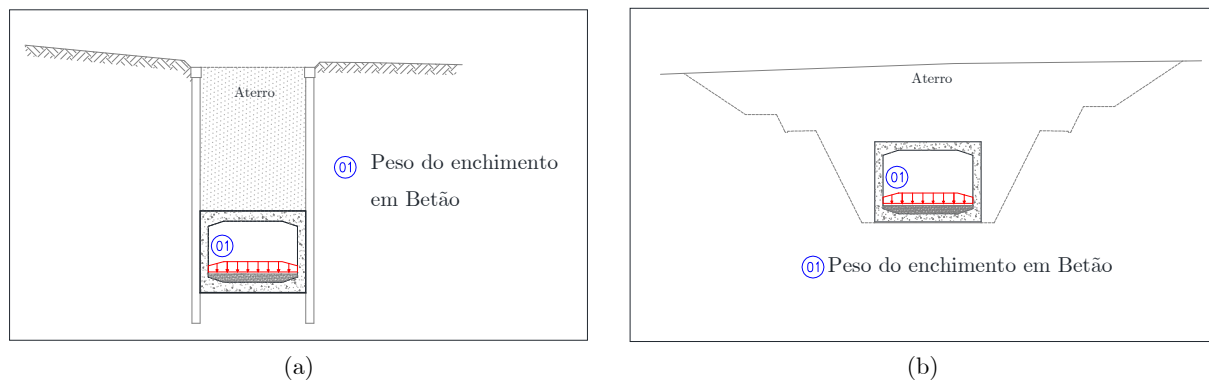


Figura 3.3 - Peso do enchimento em betão sobre a laje de soleira (a) Troço 72; (b) Troço 74.

3.3.2.3 Impulsos laterais do terreno

Os impulsos laterais sobre a estrutura podem ser determinados, multiplicando o coeficiente de impulso em repouso pela tensão vertical efetiva no ponto em estudo, obtém-se a tensão horizontal efetiva nesse mesmo ponto.

$$\dagger_h = k_0 \times \dagger_v$$

Tendo as componentes dessa tensão, pode-se facilmente obter os carregamentos que lhes dão origem. De salientar que o valor do coeficiente de impulso em repouso (k_0) pode ser estimado pela seguinte expressão;

$$k_0 = 1 - \text{Sen} \{$$

Sendo que a tensão vertical efetiva no ponto em estudo (σ_v) pode ser determinada recorrendo à seguinte expressão:

$$\dagger_v = \chi_{solo} \times h$$

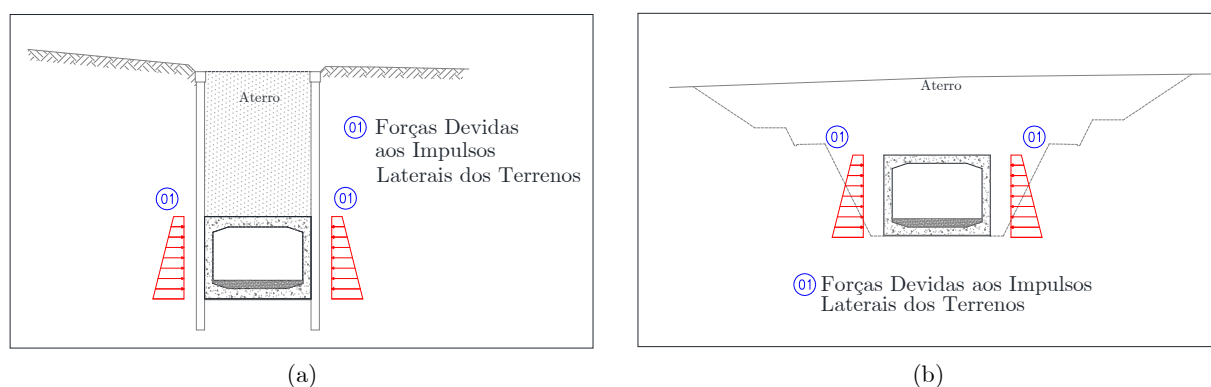


Figura 3.4 - (a) Impulso lateral sobre a estrutura devido ao terreno adjacente na secção entre cortina de estacas; (b) Impulso lateral sobre a estrutura devido ao terreno adjacente na secção entre taludes de escavação.

3.3.3 Sobrecargas regulamentares

De acordo com o ponto 41.3 do RSA “As sobrecargas devidas ao tráfego, a considerar para efeito de determinação do impulso de terras sobre os encontros podem ser assimiladas a uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem com o valor característico de 10 kN/m². Os valores reduzidos podem ser obtidos aplicando os

coeficientes de redução () indicados no ponto 41.1, sendo este o critério normalmente utilizado para a quantificação desta sobrecarga por parte dos projetistas que executam projetos para o Metropolitano de Lisboa. É também este o valor utilizado no presente trabalho.

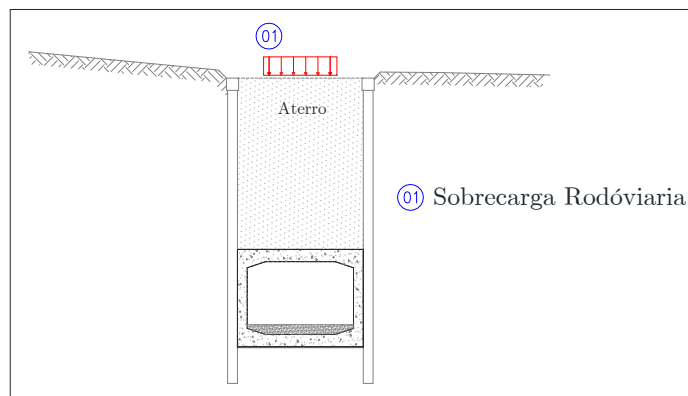


Figura 3.5 - Sobrecarga rodoviária aplicada na zona da secção entre cortina de estacas.

3.3.4 Ação Sísmica

Em virtude da regulamentação aplicável, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações e os Eurocódigos não serem diretamente aplicáveis a estruturas deste tipo, é comum que a generalidade dos projetistas adapte os métodos existentes nessa mesma regulamentação aos casos particulares.

Neste trabalho após várias análises, foi decidido que a metodologia a adotar seria a consideração das recomendações da Parte 5 do EC8, adaptando, como referido anteriormente, alguma da metodologia aí existente.

Por outro lado, importa referir que as componentes sísmicas, em obras subterrâneas, se podem dividir em duas, as forças sísmicas provocadas pelas forças de inércia da própria estrutura e as forças mássicas que a envolvente provoca na referida estrutura. Contudo, neste trabalho a análise sísmica baseia-se nas forças sísmicas devidas ao peso e impulso dos solos da envolvente na estrutura.

Dessa forma e pelo facto de não existir informação sobre os coeficientes sísmicos horizontal e vertical serão adotadas as relações expressas no (Eurocódigo 8, 2010), nomeadamente:

$$K_h = r + \frac{S}{r}$$

e

$$K_v = \pm 0.50 \times K_h$$

Para a obtenção destes dois coeficientes, a formulação presente no (Eurocódigo 8, 2010) obriga a que se definam outros parâmetros, são esses parâmetros e procedimentos de cálculo que se passam a descrever:

A obtenção da razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) e a aceleração devida à gravidade é considerada utilizando a seguinte expressão:

$$r = \frac{a_g}{g}$$

É necessário definir previamente o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g), já que o valor da aceleração gravítica é uma constante conhecida e de valor igual a $9,81 \text{ m/s}^2$.

Então, é introduzido outro parâmetro, o Coeficiente de Importância da estrutura a executar (χ_I), este pode ser obtido diretamente da Tabela 3.1

$$a_g = \chi_I \times a_{gr}$$

Tabela 3.1 - Coeficientes de Importância obtidos do Quadro NA.II do EC8.

Classe de Importância	Valores de χ_I Coeficientes de Importância	
	Ação Sísmica tipo 1	Ação Sísmica tipo 2
I	0.65	0.75
II	1.00	1.00
III	1.45	1.25
IV	1.95	1.50

Para definir a zona sísmica, pode-se recorrer à Figura 3.6, correspondente ao zonamento sísmico nacional presente no Eurocódigo 8.

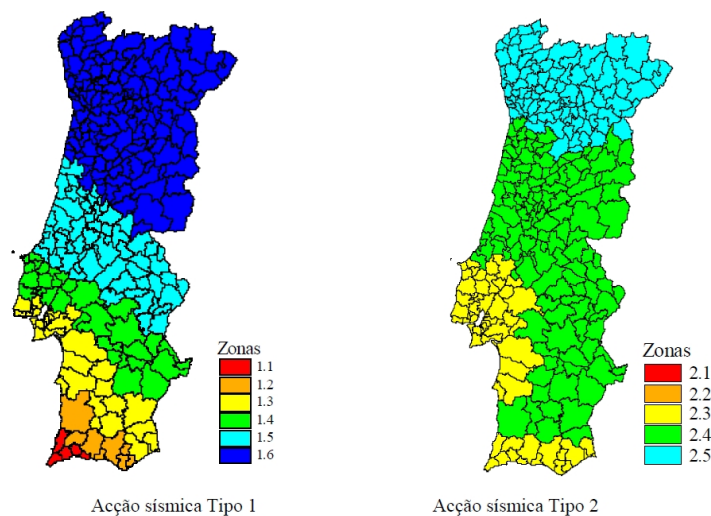


Figura 3.6 - Zonamento sísmico de Portugal Continental definido no ECS (Eurocódigo 8, 2010).

Com a zona sísmica definida no EC8, e consultando a Tabela 3.2 também obtida do referido Eurocódigo, pode-se obter a aceleração sísmica de referência

Tabela 3.2 - Aceleração máxima de referência em função da zona sísmica e do tipo de força sísmica.

Zona Sísmica	Valores de a_{gR} (m/s^2) para a ação sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
1	2.50	2.50
2	2.00	2.00
3	1.50	1.70
4	1.00	1.10
5	0.60	0.80
6	0.35	-

Executando o produto atrás referido entre os valores da aceleração sísmica de referência e o coeficiente de importância, obtém-se os valores de a_g .

Seguidamente mostra-se como se calcula o valor do coeficiente de solo (S), para tal é novamente utilizado o valor da aceleração sísmica para enquadrar a formulação a adotar.

$$S = S_{Max} \quad \text{para: } a_g \leq 1.0 m/s^2$$

$$S = S_{Max} - \frac{S_{Max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad \text{para: } 1.0 m/s^2 < a_g < 4.0 m/s^2$$

$$S = 1.0 \quad \text{para: } a_g \geq 4.0 m/s^2$$

Através do tipo de ação em causa e o tipo de solo, extrai-se das Tabela 3.3 e Tabela 3.4 o valor correspondente de S_{max} e dessa forma calcula-se o valor de S .

Tabela 3.3 - S_{max} - Ação sísmica tipo 1 obtido do Quadro NA-3.2 do EC8.

Ação sísmica tipo 1				
Tipo de Solo	S_{max}	Tb	Tc	Td
A	1.00	0.10	0.60	2.00
B	1.35	0.10	0.60	2.00
C	1.60	0.10	0.60	2.00
D	2.00	0.10	0.80	2.00
E	1.80	0.10	0.60	2.00

Tabela 3.4 - S_{max} - Ação sísmica tipo 2 obtido do Quadro NA-3.3 do EC8.

Ação sísmica tipo 2				
Tipo de Solo	S_{max}	Tb	Tc	Td
A	1.00	0.10	0.25	2.00
B	1.35	0.10	0.25	2.00
C	1.60	0.10	0.25	2.00
D	2.00	0.10	0.30	2.00
E	1.80	0.10	0.25	2.00

Finalmente, para que se possa calcular o coeficiente sísmico horizontal (K_h) falta definir o valor de r , este é simplesmente retirado da Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Parâmetro r para o calculo do coeficiente sísmico horizontal obtido do Quadro 7.1 do Anexo 5 do EC8.

Tipos de estrutura de suporte	r
Muros de gravidade simples que admitam um deslocamento até $d_r = 300 \cdot S$ (mm)	2.00
Muros de gravidade simples que admitam um deslocamento até $d_r = 200 \cdot S$ (mm)	1.50
Muros de betão armado em flexão, muros ancorados /contraventados, muros de betão armado fundados em estacas verticais, paredes de caves travadas e encontros de pontes	1.00

Tendo os coeficientes sísmicos horizontal e vertical definidos, segue-se a formulação para a obtenção do valor do impulso horizontal, a saber:

$$E_d = \frac{1}{2} \times \chi^* \times (1 \pm k_v) \times K \times H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Passa-se a calcular o valor de K através da fórmula de *Mononobe e Okabe*, ou seja:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\mathbb{E} + W'_d - u_n)}{\cos u_n \times \text{sen}^2 \mathbb{E} \times \text{sen}(\mathbb{E} - u_n - u_d) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(W'_d + u_d) \times \text{sen}(W'_d - S - u_n)}{\text{sen}(\mathbb{E} - u_n - u_d) \times \text{sen}(\mathbb{E} + S)}} \right]^2} \quad \text{no caso de: } S \leq W'_d - u_n$$

e

$$K = \frac{\text{sen}^2(\mathbb{E} + W - u_n)}{\cos u_n \times \text{sen}^2 \mathbb{E} \times \text{sen}(\mathbb{E} - u_n - u_d)} \quad \text{no caso de: } S > W'_d - u_n$$

Apresenta-se na Figura 3.7 o esquema com a convenção relativa aos ângulos nas expressões para o cálculo do coeficiente de impulso de terras, de salientar que esta é uma das adaptações por forma a poder utilizar um método inicialmente previsto para aplicações no contexto dos muros de suporte e que é vulgarmente utilizado pelos projetistas.

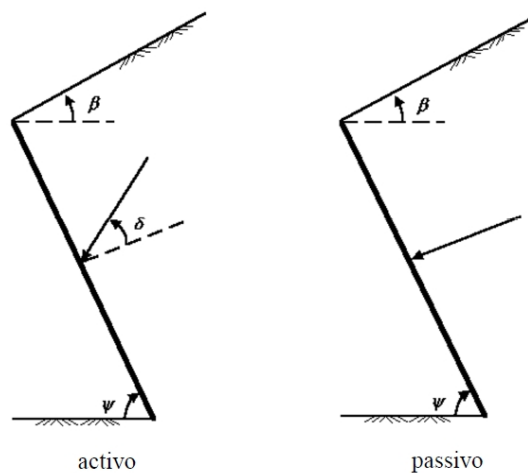


Figura 3.7 – Convenção relativa aos ângulos nas expressões para o cálculo do coeficiente de impulso de terras pelo método de Mononobe e Okabe (Eurocódigo 8, 2010).

De salientar que este método é definido na Parte 5 do Eurocódigo 8 para a determinação de impulsos sobre muros de suporte. Contudo, trata-se de um método recorrentemente aplicado a túneis, nomeadamente aos túneis executados pelo método *Cut and cover*, sendo dessa forma uma adaptação feita à metodologia existente na regulamentação.

No entanto, numa ótica de uma análise pseudo-estática pode-se considerar o conjunto das forças estáticas horizontais e verticais iguais ao produto das forças gravíticas pelo seu respetivo coeficiente sísmico (Eurocódigo 8, 2010) dessa forma pode-se com base nas forças calculadas nos pontos 3.3.1, 3.3.2.3 e 3.3.2 executar a operação, obtendo-se a partir daí a respetiva força sísmica.

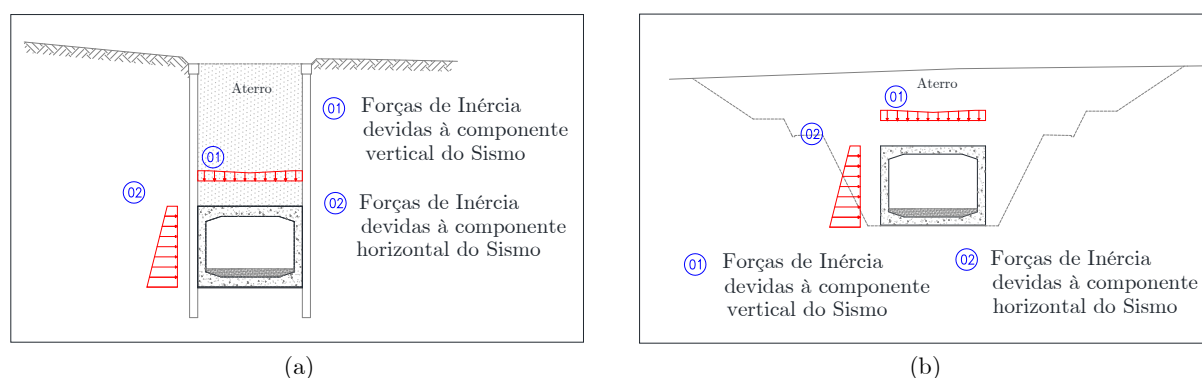


Figura 3.8 - (a) Forças sísmicas aplicadas na secção entre cortina de estacas; (b) Forças sísmicas aplicadas na secção entre taludes.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações realizadas neste trabalho tiveram por base o Regulamento de Segurança e Ações (RSA). Com as ações definidas serão verificadas diversas combinações por forma a obter, com maior grau de segurança, os efeitos dessas ações e se se encontram dentro dos limites definidos na referida regulamentação. Dessa forma, será verificada a segurança relativamente aos estados limites últimos.

3.4.1 Estados limites últimos

De acordo com o Regulamento de Segurança e Ações (RSA), na verificação de segurança em relação aos Estados Limites Últimos, as ações variáveis base são quantificadas pelos seus valores característicos (F_k) e as restantes pelos seus valores reduzidos ($\gamma_0 F_k$), já que

estas têm em conta uma maior probabilidade de serem excedidas se todas atuarem em simultâneo e a probabilidade de essa situação ocorrer é menor. Desta forma os valores de cálculo dos esforços atuantes são obtidos da seguinte forma:

Caso o Sismo não seja a ação variável base (S_{Q1})

$$S_d = \sum_{i=1}^m \alpha_{gi} \times S_{Gik} + \alpha_q \left[S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{oj} \times S_{Qjk} \right]$$

No caso em que a ação sísmica seja a ação variável base da combinação

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \alpha_q \times S_{Ek} + \sum_{i=2}^n \Psi_{2j} \times S_{Qik}$$

4 ESTUDO DE CASO (PROLONGAMENTO DA LINHA AZUL: PONTINHA - FALAGUEIRA)

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente trabalho apresentam-se e discutem-se alguns aspetos referentes a uma obra do Metropolitano de Lisboa: a ML 597/01 - “Empreitada para a execução de toscos da galeria a céu aberto, entre o término da Pontinha e a estação da Falagueira, da Linha Azul, do Metropolitano de Lisboa E.P.”.

Na empreitada em causa, as operações construtivas são executadas a céu aberto, nomeadamente a galeria entre a estação Alforneiros e o término da Pontinha, a que corresponde o troço 72 e o troço 74, que se situam entre a estação da Falagueira e o Posto de Ventilação PV2. Na Figura 4.1 apresenta-se um esquema em planta com o prolongamento da Linha Azul.



Embora o processo construtivo nestes dois troços seja semelhante, o facto de existirem diferenças do meio em que se inserem, gera a necessidade de criar vários modelos representativos dessas diferenças. Foi esse o motivo, ainda no decorrer do acompanhamento da execução da obra, que suscitou o interesse da presente análise estrutural. Por esse facto irão ser estudadas varias secções transversais com diversos carregamentos por forma a simular as referidas diferenças.

Assim, na secção 4.2 são descritas algumas das operações construtivas, que o candidato acompanhou no âmbito da sua atividade profissional, na secção 4.3 apresenta-se a descrição da obra, enquanto nas secções seguintes se apresenta o estudo estrutural deste exemplo.

4.2 MOTIVAÇÃO DA EXECUÇÃO DO PROLONGAMENTO DA LINHA AZUL

O prolongamento da Linha Azul do Metropolitano de Lisboa, no troço Pontinha Falagueira pretende potenciar as acessibilidades entre Amadora e Lisboa.

De acordo com o recenseamento geral da população executado pelo Instituto Nacional de Estatística em 2001 o Concelho da Amadora tem a maior densidade populacional do distrito de Lisboa, como se pode verificar na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Densidade Populacional dos Concelhos da Área Metropolitana de Lisboa (I.N.E., 2001).

Concelhos da Área Metropolitana de Lisboa	Densidade populacional (hb / km ²)
Amadora	7 375,5
Lisboa	6 606,9
Odivelas	5 028,7
Oeiras	3 543,8
Barreiro	2 454,2
Almada	2 293,2
Cascais	1 764,6
Seixal	1 593,5
Moita	1 235,9
Loures	1 178,3
Sintra	1 162
Vila Franca de Xira	383,8
Montijo	115,5

Por outro lado e de acordo com (Câmara Municipal de Lisboa, 2005), a Amadora é dos concelhos com maior número de deslocações para o centro de Lisboa principalmente nas deslocações “casa trabalho e trabalho casa”, por isso se concluiu que seria vantajoso o reforço deste corredor. Tendo a necessidade de reforçar a oferta de transporte no corredor Amadora-Lisboa foi decidido executar o prolongamento da linha Azul da Pontinha para a Falagueira, passando por Alforneiros.

Numa fase inicial estavam previstas taxas de utilização superiores às encontradas. Segundo os Relatórios de Contas do Metropolitano, nos primeiros anos só se atingiram 60% dos valores espectáveis relativos ao número de passageiros transportados, pelo que no Plano de Atuação do PNAC Transportes se fez uma revisão em baixa para o número de passageiros transportados por quilómetro. Por esse facto, e mantendo a capacidade instalada, as necessidades de transporte neste eixo estão garantidas para os anos vindouros. Por outro lado está em curso o prolongamento desta linha para a Reboleira possibilitando o aumento da oferta a áreas cada vez mais longe do centro da cidade.

4.3 DESCRIÇÃO DOS TROÇOS A ANALISAR

Como já foi referido, a empreitada ML 597/01 divide-se em dois troços, o troço 72 e o troço 74. O facto do troço 72 se encontrar numa zona mais urbanizada condicionou os métodos utilizados. Por esse facto, este troço divide-se ainda em três zonas distintas (Zona 2, 3 e 4)

No que respeita ao troço 74, em virtude da inexistência de infraestruturas relevantes à superfície e o facto de não existirem alterações dessa ordem em todo o seu comprimento, adotou-se uma escavação recorrendo unicamente a taludes naturais, sendo que todo este troço enquadra-se na zona 1.

4.3.1 Troço 72

Como se pode observar na Figura 4.2, grande parte do troço 72 desenvolve-se numa área mais urbanizada que se designa zona 2. Esta inicia-se na Estação Alforneiros e termina ao km 28+079.424.

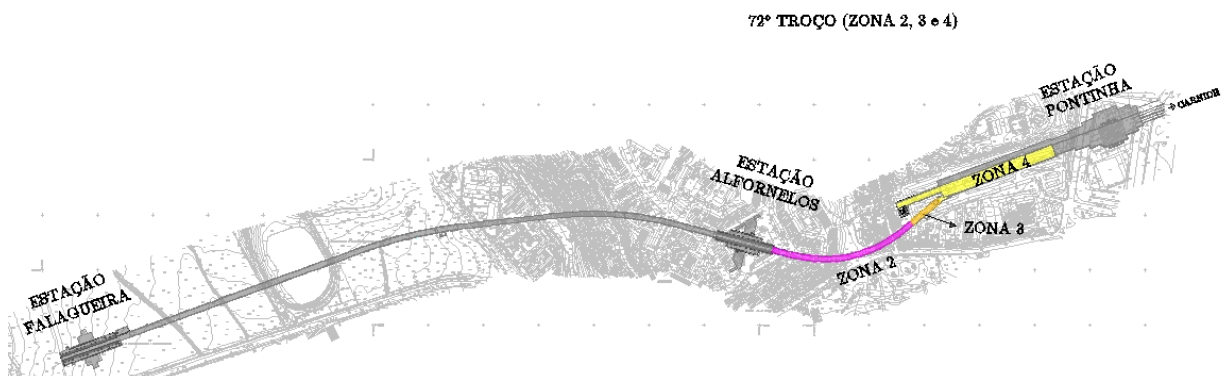


Figura 4.2 - Planta do troço 72 (zona 2, 3 e 4).

Na zona 2 adotou-se uma contenção por estacas de grande diâmetro, contraventadas por vários níveis de escoras metálicas conforme se apresenta na Figura 4.3. Esta solução foi entretanto alterada por iniciativa do empreiteiro geral para uma solução mista de escoramento metálico e ancoragens.

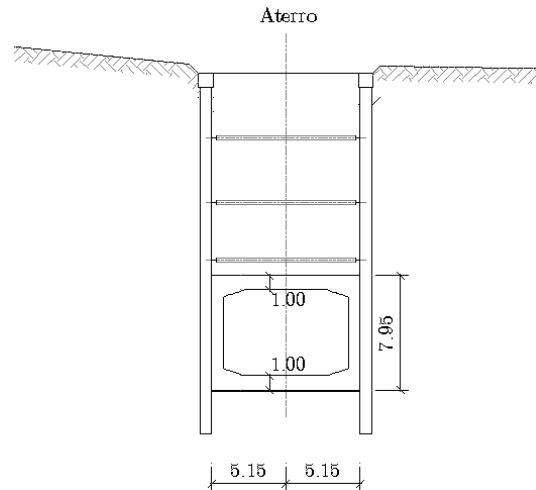


Figura 4.3 - Corte transversal correspondente à zona 2

O motivo que obrigou a que se mantivesse os escoramentos metálicos esteve relacionado com a existência de edificações, cujas caves inviabilizavam a execução de ancoragens nessa zona. Essa situação é apresentada na Figura 4.4.



Figura 4.4 - Foto da zona 2.

Neste troço ainda existe a zona 3 e 4 que não serão aprofundadas neste trabalho, contudo serão abordadas para se obter um melhor enquadramento com a empreitada em estudo.

A zona 3 inicia-se no final da zona 2 ao km 28+079.424 e termina após o posto de ventilação PV1. Nesta zona, a escavação é executada com recurso a taludes naturais e banquetas, aproveitando o espaço do estacionamento existente. É nesta zona que se situa o referido posto de ventilação.



Figura 4.5 - Foto da zona 3.

A zona 4 inicia-se no final da zona 3 e termina já no interior do túnel existente, denominado término da Pontinha. É neste troço que se faz a interligação entre o túnel novo e o existente. Na Figura 4.6 apresenta-se o término da Pontinha a descoberto, zona de interligação com a construção da empreitada ML-597/01. Pode-se ver no ponto 4.4.5 alguns trabalhos respeitantes à operação de interligação da estrutura já existente com a estrutura a ser executada, nomeadamente a demolição parcial da cobertura, da laje do piso sobreelevado e da soleira de fundação do Término da Pontinha.



Figura 4.6 - Foto da zona 4 (Término da Pontinha a descoberto).

4.3.2 Troço 74

No troço 74, só existe a Zona 1, que se situa na Quinta da Falagueira.



Figura 4.7 - Zona 1 – Quinta da Falagueira: (a) Antes da intervenção; (b) Durante a Intervenção.

Este troço foi executado em vala aberta com recurso a taludes naturais e banquetas, começa na Estação Falagueira e termina no Posto de Ventilação PV2.



Figura 4.8 - Planta troço 74 (localização das 2 tipologias de secção transversal)

Ao km 27+035,451 (sentido da contagem quilométrica) existe uma mudança de secção transversal em virtude do aumento da profundidade do túnel com o aumento do aterro sobre a estrutura, sendo este tema abordado mais a frente.

4.3.3 Secção Transversal

Como pode ser observado na Figura 4.9 existem dois tipos de secção. Em termos estruturais são constituídas em betão armado e ambas as secções tem paredes de 0,80 m,

apresentando diferenças na espessura das lajes. Para a secção tipo I as lajes têm uma espessura de 1,00 m, enquanto na secção tipo II têm 0,80 m.

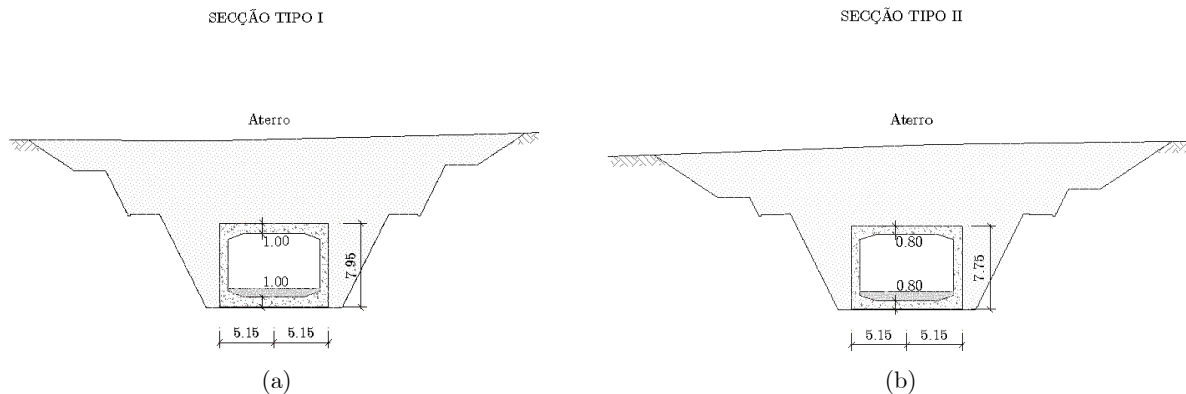


Figura 4.9 - Cortes transversais: (a) corte transversal 4-4 correspondente à zona 1; (b) corte transversal 5-5 correspondente à zona 2.

Como foi referido em 4.3.2, a transição dá-se no troço 74, ao km 27+035,451, numa zona onde o aterro sobre a estrutura é de aproximadamente 7 metros com tendência a aumentar para os 8 metros (sentido da contagem quilométrica) como se pode verificar no corte longitudinal do troço representado na Figura 4.10.

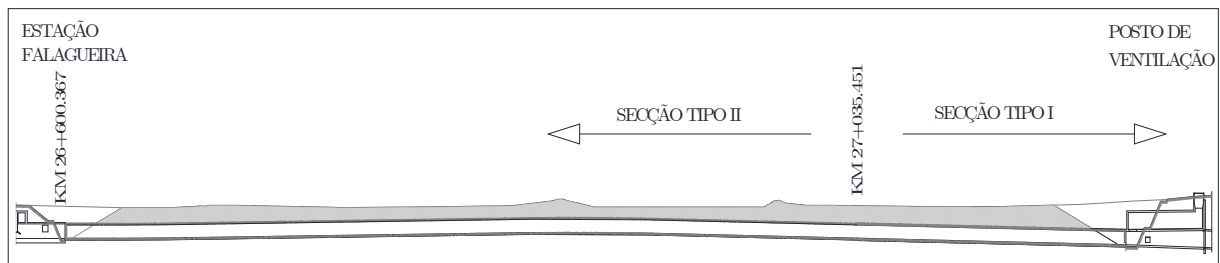


Figura 4.10 - Corte longitudinal do troço 74.

Embora só existam dois tipos de secção transversal, para efeitos de modelação foram utilizados três tipos, como veremos na secção 4.5, devido à alteração do processo construtivo.

No caso do troço 74 e parte do 72 (zona 3 e 4) a estrutura é executada entre taludes de escavação, conforme se pode verificar na Figura 4.11



(a)



(b)

Figura 4.11 - Secção tipo 1 terminada; (b) Zona 1 Km 27+035,451- mudança de secção.

No caso da zona 2 do troço 72, o túnel está confinado entre duas cortinas de estacas, como pode ser observado na Figura 4.12



(a)



(b)

Figura 4.12 - Secção tipo I terminada; (b) Zona 2 – execução das paredes da estrutura.

4.4 OPERAÇÕES CONSTRUTIVAS

Como foi referido na secção 4.1, durante a execução da obra, mais precisamente no acompanhamento da execução das cortinas de estacas multi-apoiadas, a questão da diferença estrutural derivada da utilização de processos construtivos diferentes suscitou a curiosidade do melhor conhecimento dessa mesma diferença.

Por esse facto foi executado com maior detalhe a descrição das operações que fazem com que exista diferença entre os dois troços, nomeadamente a execução das cortinas estacas, o escoramento provisório, a execução da escavação e a demolição da estrutura para interligação da estrutura já existente com a nova. Estas operações referem-se à execução

da zona 2 e 4 do troço 72. Relativamente às outras zonas, nomeadamente a zona 1 e 3, as operações construtivas não sofrem tantos condicionamentos derivados da envolvente e por esse facto não são abordados na secção 4.4.

4.4.1 Trabalhos preparatórios

A obra iniciou-se com o reconhecimento do local. Foram definidas as áreas a intervir e a ocupar. Após a implantação do estaleiro, da mobilização das primeiras equipas e equipamentos, executou-se o levantamento da situação de referência da envolvente da obra, implementou-se o plano de instrumentação e por fim de executou-se o desvio de todas as infraestruturas existentes. Só depois se iniciaram as operações necessárias para a execução da obra.

As primeiras operações iniciaram-se no troço 72, seguindo a metodologia indicada no ponto 4.4.2, com a execução das cortinas de estacas. Estas têm como objetivo a contenção dos terrenos na envolvente da zona 2, por forma a minimizar os impactos com a superfície. Apesar da utilização desta contenção e de o traçado do túnel ser coincidente com a Rua Maria Veleda houve a necessidade de demolir algumas habitações cuja implantação se situava sobre a zona a intervir. Ver Figura 4.13



Figura 4.13 - Planta troço 72 (localização das habitações demolidas).

Por outro lado, houve também a necessidade de executar desvios de trânsito de carácter provisório, passagens rodoviárias sobre a zona da obra e compatibilizar o traçado de infra-estruturas urbanas existentes no subsolo com o desenvolvimento da obra, como se pode observar na Figura 4.14. Para tal executaram-se estruturas de suporte.



(a)



(b)

Figura 4.14 - (a) Atravessamento de infra estruturas existentes sobre a obra; (b) Atravessamento rodoviário sobre a obra.

Faseadamente, executou-se uma 1ª fase de escavação para aceder às estacas e sanear a sua “cabeça” por forma a poder executar a viga de coroamento. Após a execução da viga de coroamento efetivou-se a 2ª fase de escavação que tem como objetivo alcançar o primeiro nível de escoramento. De seguida iniciou-se a projeção de betão entre estacas. Posteriormente executou-se a viga de distribuição que viria a receber a fixação das ancoragens.

4.4.2 Execução da Cortina de estacas

Foram executadas aproximadamente 8000 m de estacas com diâmetro de 800 mm, executadas em betão armado com comprimentos máximos na ordem dos 22 metros.

Para a execução desta atividade, usou-se a seguinte metodologia (Engil, 2002):

Implantação

É colocado no terreno uma ponta de varão identificando o eixo da estaca com o número da estaca, cota de fundo, cota de topo, cota do terreno e altura da estaca.

Posicionamento

Após a colocação do trado na extremidade da vara telescópica faz-se coincidir o eixo do trado com o eixo da estaca. A verticalidade da vara telescópica é garantida através da leitura da inclinação em dois planos perpendiculares.

Furação

Após o correto posicionamento do equipamento inicia-se a furação. Esta operação consiste na extração do terreno por rotação do trado e movimentos ascendentes e descendentes da vara telescópica como se pode ver na Figura 4.15.

Após iniciada a furação, seria cravado um tubo metálico com o diâmetro interior igual ao diâmetro da estaca e o comprimento necessário para garantir a estabilidade do extrato inicial mais descomprimido. Para além desta função também serviria como guia na execução da furação.

A furação estaria completa quando se atingisse a cota de fundo e este estivesse devidamente limpo.

Colocação da Armadura

Após confirmação da cota de fundo iniciam-se as operações para a colocação da armadura. Esta operação é executada com o auxílio do guincho do equipamento e de dois operários, conforme Figura 4.15. A armadura encontra-se previamente montada e é colocada em troços com comprimentos máximos de 12 metros.

Para efetuar o empalme da armadura, o primeiro troço é deixado suspenso através da colocação de 2 varões em cruz atravessando a estaca na boca do furo. É executado o empalme entre as duas armaduras previamente moldadas. Relativamente ao recobrimento, este é garantido através da colocação de espaçadores fixos na armadura que são colocados pelos operários conforme Figura 4.15

Após a montagem da armadura, esta é descida e posicionada no fundo da furação.



(a)



(b)

Figura 4.15 - (a) Furação; (b) Colocação da armadura.

Instalação da coluna de montagem

Com a armadura posicionada, é colocada a coluna de betonagem (Tubos *Tremie*), ver Figura 4.16. Esta é descida pelo interior da armadura e centrada no eixo da estaca. A extremidade inferior do tubo ficará a cerca de 20/30 cm do fundo da estaca e é acoplado na extremidade superior o cone de receção do betão.

Betonagem

Após a correta colocação da coluna de betonagem e a confirmação de que o betão tem os requisitos necessários (índice plasticidade e dimensão de inerte), dá-se início à betonagem, que é executada de baixo para cima por descarga direta do betão proveniente da autobetoneira, no cone da coluna de betonagem.

O controlo da cota do betão é efetuado através de uma sonda na medida em que o betão, vai subindo no furo. Com essas leituras vão-se retirando troços da coluna de betonagem e garantindo que a ponta da coluna se encontra sempre dentro do betão.

Neste caso específico a cota do topo da estaca é a cota do terreno e dessa forma a betonagem dá-se por terminada após a remoção do tubo guia quando o betão alcança a superfície, como se pode verificar na Figura 4.16.



(a)



(b)

Figura 4.16 - (a) Topo da estaca após betonagem; (b) Tremie e tubo utilizados na betonagem.

Saneamento do topo das estacas

Após o betão ter atingido as características necessárias pode-se iniciar a execução do saneamento do topo das estacas. Esta operação inicia-se com a escavação em redor da estaca até atingir a cota do fundo da viga de coroamento. Nessa fase, e com recurso a martelos pneumáticos conforme se pode visualizar na Figura 4.17, o topo da estaca é

demolido até alcançar a cota de fundo da viga, salvaguardando-se as armaduras para efetuar a ligação entre os dois elementos estruturais (estaca / viga de coroamento).



Figura 4.17 - (a) Saneamento do topo da estaca; (b) Intersecção da cortina de estacas com infra estruturas existentes.

Execução da Viga de Coroamento

Após o saneamento do topo das estacas e de se efectuarem os desvios das infraestruturas ou acondicionamento das mesmas, dá-se início à execução da viga de coroamento. Esta é executada, numa primeira fase, ligando a armadura descoberta no topo das estacas à armadura da viga conforme se pode visualizar na Figura 4.18. Após a execução da armadura da viga de coroamento, conforme projeto, é executada a cofragem da mesma. A betonagem é executada após a limpeza da cofragem e armadura, de uma forma direta ou bombada, conforme a acessibilidade à zona a betonar.

Durante a betonagem o betão é compactado com recurso a vibrador de agulha e após o betão ter adquirido os requisitos patentes no projeto para a descofragem. Executada a descofragem dá-se por concluída a execução da viga de coroamento. Pode visualizar-se um troço da viga terminada na Figura 4.18.



Figura 4.18 - (a) Armadura e cofragem da viga de encabeçamento; (b) Viga de encabeçamento após descofragem.

4.4.3 Escavação

Após a execução das cortinas de estacas inicia-se a escavação. Tal como foi referido em 4.4.1, numa primeira fase é necessário remover todas as infra-estruturas para que não existam interferências com a obra. Nos primeiros metros de escavação existem redes de distribuição das várias concessionárias. Por vezes existem casos em que podem não estar cadastradas e outros casos em que estão mal localizados nos desenhos existentes, por esse facto há que, com todo o cuidado, executar a escavação.

Por outro lado o facto da escavação a executar se encontrar no interior de duas cortinas de estacas multi-ancoradas cria a necessidade de executar uma escavação faseada. Esse faseamento encontra-se condicionado com a cota de cada nível de ancoragens/escoras.

Outra diferença a ter em conta é que, neste caso, não se podem executar novos acessos à frente de escavação. A remoção dos solos provenientes da escavação terá de ser efetuada forçosamente pela zona 3. Este condicionamento tem implicações nas restantes operações construtivas, já que a escavação se executará da estação de Alfovelos para o término da Pontinha e só depois de se alcançar a cota de projeto no final da zona 2 se poderá entrar com as restantes operações construtivas.

Por outro lado, existem operações a executar de forma intercalada com a escavação: escoramento, ancoragens, execução da viga de distribuição e betão projetado.

Nas zonas 1, 3 e 4 a escavação situa-se entre taludes de escavação. Nestas zonas não existem tantas condicionantes, no entanto existem operações que são necessárias executar como é o caso do perfilamento dos taludes e a proteção destes com a película plástica, por forma a minimizar a alteração das características do solo, e dessa forma comprometer a estabilidade dos taludes. Podem ser visualizadas nas seguintes figuras algumas destas operações:



(a)



(b)

Figura 4.19 - (a) Execução de escavação entre cortinas de estacas (1º nível); (b) Aspetto da escavação entre cortinas de estacas.



(a)



(b)

Figura 4.20 - (a) Execução de escavação e perfilamento de taludes; (b) Escavação entre cortinas de estacas 3º nível.



(a)



(b)

Figura 4.21 - (a) Colocação de manga plástica; (b) Colocação de drenagem no tardoz da banquetta.

4.4.4 Entivação

Após a execução do 1º nível de escavação existe a necessidade de executar um alinhamento de apoio. Esse alinhamento, como os restantes, podem ser efetuados através de escoramento metálico ligando as duas cortinas de estacas ou através da execução de ancoragens. Relativamente às ancoragens, foram executadas 671 em vários níveis com diferentes tensionamentos.

Para distribuir uniformemente as forças das ancoragens na cortina de estacas foram também executadas vigas de distribuição conforme se poderá ver na Figura 4.24.

No que respeita ao escoramento metálico, foram usados três níveis de cinco escoras. Cada uma das escoras é formada por um tubo metálico, nas extremidades possui três perfis que distribuem a força à referida viga de distribuição situada na continuidade da viga de distribuição das ancoragens. Este esquema pode ser visualizado Figura 4.22

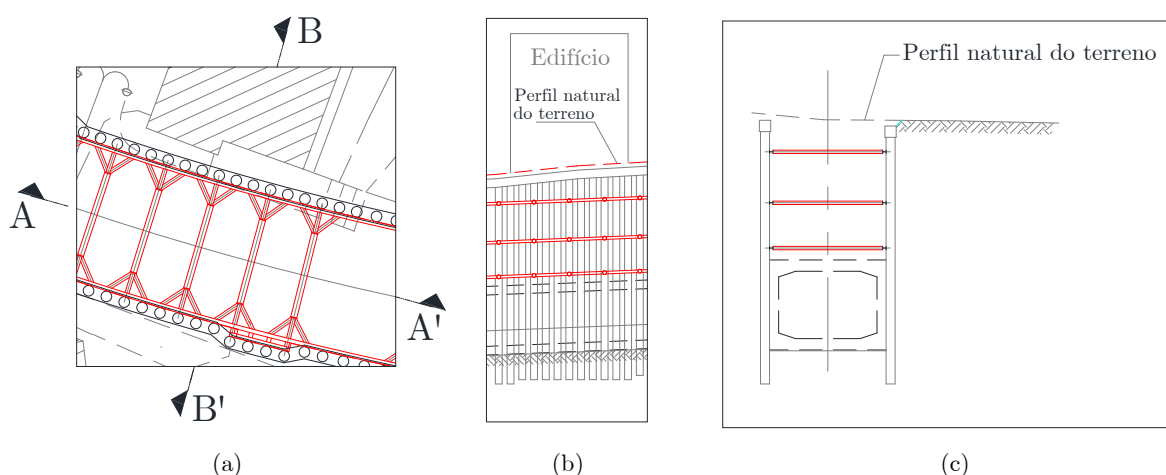


Figura 4.22 - (a) Extrato da planta na zona do escoramento metálico; (b) Corte longitudinal A-A'; (c) Corte transversal B-B'.

Para a execução das ancoragens, usou-se a metodologia da (Engil, 2002).

Implantação

Após a execução da cortina de estacas e da escavação até à cota desejada (mínimo de 700 mm abaixo da cota da boca da ancoragem devido a condicionamentos do equipamento de furação e para montagem da viga de distribuição) é marcada a posição da boca do furo, a inclinação, o comprimento e o diâmetro de furação da ancoragem.

Posicionamento

Após a adaptação da ferramenta apropriada à cabeça de rotação do equipamento, posiciona-se a ponteira do equipamento com o eixo do furo a executar, conforme se pode observar na Figura 4.23, e com o auxílio de um inclinómetro sobre a torre do equipamento confirma-se a inclinação da furação.

Furação

Após o posicionamento do equipamento dá-se início à furação. Esta operação consiste em remover o terreno por rotação até à profundidade desejada e, uma vez alcançada procede-se à limpeza do furo. Pode observar-se na Figura 4.23 b) o operário a instalar um troço de vara para atingir o próximo nível de profundidade.



(a)



(b)

Figura 4.23 – Execução de uma ancoragem: (a) Posicionamento do equipamento; (b) Colocação de mais uma vara.

Colocação da armadura

Com o furo devidamente limpo, é introduzida no furo a armadura pré-fabricada com os comprimentos de projeto acrescido de 1 m para futura introdução no macaco de pré-esforço, como se pode observar na Figura 4.24.

Montagem da viga de distribuição

Esta operação consiste na montagem de uma estrutura metálica, composta por um cachorro fixo à estaca, para apoio de dois perfis tipo UNP, que farão a distribuição da força provocada pelo tensionamento dos cabos das ancoragens à cortina de estacas.



(a)



(b)

Figura 4.24 - (a) Colocação dos cabos das ancoragens e chumbadouros dos cachorros para apoio da viga de distribuição; (b) Execução de viga de distribuição de carga.

Injeção

Após a colocação da armadura inicia-se o processo da injeção que consiste em executar uma injeção de calda de cimento em duas fases. A primeira é efetuada a baixa pressão através do tubo de polietileno e o enchimento é executado do fundo para a boca dando-se por concluído quando a calda escorre pela boca com um aspeto limpo e consistente, conforme Figura 4.25. Posteriormente executa-se a injeção secundária (passadas pelo menos 4 horas) através do tubo de PVC de alta resistência. A pressão aumenta até atingir o ponto de abertura das manchetes e a rotura da calda da injeção primária. Com as manchetes abertas continua-se a bombagem até atingir pressões na ordem dos $20\text{kg}/\text{cm}^2$.

Tensionamento

Após a calda atingir a resistência de projeto e da viga de distribuição estar devidamente instalada inicia-se o processo de tensionamento. Para tal, faz-se passar os cabos da ancoragem pelo interior da cabeça do macaco, estando este devidamente encostado à chapa de distribuição de carga para os dois UNP. Inicia-se o tensionamento fazendo o macaco atingir o carregamento desejado.



Figura 4.25 - (a) Injeção de calda nas ancoragens; (b) Tensionamento dos cabos da ancoragem.

Entretanto deve-se efetuar as devidas verificações para confirmar que a tensão aplicada se encontra uniformemente distribuída pelos cabos. Para tal devem efetuar-se medições no cabo e deslocamento das vigas de distribuição utilizando o equipamento de precisão apresentado na Figura 4.26. Aplicada a carga necessária, de acordo com o plano de instrumentação, são então executadas as leituras das células de cargas para verificar a evolução das tensões nas ancoragens instrumentadas, ver Figura 4.26



Figura 4.26 - (a) Medição do deslocamento relativo da XX; (b) Célula de carga.

4.4.5 Demolição da estrutura existente e interligação

Para executar a interligação entre o troço novo e o existente, procederam-se a algumas demolições, tendo-se utilizado vários métodos conforme o tipo de condicionamento: martelo pneumático ligeiro, martelo pneumático pesado e/ou cabo diamantado.

Conforme se pode observar na Figura 4.27, a utilização de cabo diamantado serviu para executar o corte de parte da estrutura. Esta técnica permite de uma forma rápida e precisa o desmonte de grandes blocos de betão armado sem danificar a estrutura. Como condicionante tem o facto de executar em simultâneo o corte das armaduras no interior do betão. Por esse facto, e devido à necessidade de garantir os comprimentos de amarração, conjugam-se outros métodos de demolição como a demolição por precursão. Na Figura 4.27 b) pode-se observar a utilização do martelo pneumático pesado que executa a demolição do betão sem cortar a armadura, contudo a sua utilização tem de ser acautelada para que as vibrações não introduzam fendilhação no betão.



(a)



(b)

Figura 4.27 - (a) Corte de betão com cabo diamantado; (b) Demolição de betão com recurso a martelo pneumático Pesado.

É por esse facto que nos elementos estruturais a manter, se executa grande parte das intervenções com recurso a martelos pneumáticos ligeiros, como se pode verificar na Figura 4.28. A utilização deste método conjugado com um corte prévio no recobrimento do betão minimiza a fendilhação para o interior do elemento estrutural.



(a)



(b)

Figura 4.28 - (a) Demolição com recurso martelos pneumáticos ligeiros; (b) Aspeto das armaduras durante a demolição.



(a)



(b)

Figura 4.29 - (a) Demolição da parede do término da Pontinha; (b) Aspeto da cobertura após demolição.



(a)



(b)

Figura 4.30 - Aspeto do término da Pontinha (a) antes da demolição; (b) após demolição.

4.5 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Como foi referido anteriormente, nos troços 72 e 74 existem duas secções diferentes: a secção tipo I e a secção tipo II, que se distinguem essencialmente pela diferença de altura das lajes.

O aterro executado sobre a laje provoca nestes esforços, que aumentam com a profundidade, aos quais esta terá de resistir. Uma vez que neste troço a profundidade aumenta, dos 7 m para aproximadamente 8 m, o aumento de resistência da laje consegue-se única e exclusivamente com o aumento da sua espessura. As metodologias de execução também têm interferência com os esforços instalados. O facto de existirem taludes naturais e entivação com recurso a cortinas de estacas encostadas à estrutura, provoca alterações nos carregamentos e posteriores esforços na estrutura.

4.5.1 Caracterização do Modelo Estrutural

A caracterização da envolvente do túnel e dos esforços a considerar no seu dimensionamento foi efetuada recorrendo a dois programas de elementos finitos: o *PLAXIS*, que permite calcular o estado de tensão e de deformação dos solos e das estruturas que com ele interagem, e o *SAP2000* que de uma forma mais detalhada permite definir e analisar a estrutura em si.

No *PLAXIS*, após a definição da geometria dos modelos (estrutura e envolvente), propriedades dos solos envolventes à estrutura, características mecânicas dos materiais e carregamentos (sobrecarga rodoviária, peso dos aterros e impulsos dos terrenos) foi efetuado um cálculo para obter os resultados numéricos referentes a essas condições.

Com os valores dos esforços e deslocamentos introduzidos na estrutura por ação dos carregamentos atrás referidos, foram calculados os carregamentos equivalentes e as características de apoio, nomeadamente a rigidez dos terrenos. Posteriormente foram introduzidos no *SAP2000* os modelos 3D representativos da obra juntamente com os carregamentos equivalentes e as condições de apoio, nomeadamente as molas com uma rigidez aproximada à rigidez do terreno, obtida no *PLAXIS*. A esses juntaram-se os

restantes carregamentos por forma a obter os 3 casos de carga distintos nos três modelos estruturais representativos de várias zonas da obra, conforme apresentado na secção 3.3.

4.5.1.1 Caracterização Geométrica

Os três modelos criados pretendem retratar as seguintes condições:

Modelo 1 - Secção tipo I situada entre cortinas de estacas conforme apresentado na Figura 4.31.

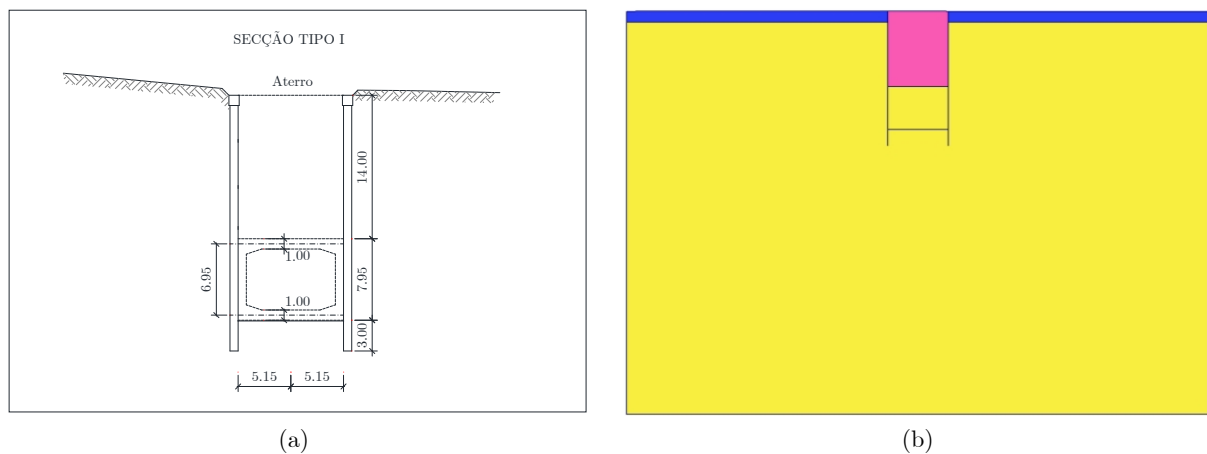


Figura 4.31 - Cortes transversais: (a) Modelo 1 – corte transversal tipo; (b) Modelo estrutural executado no PLAXIS.

Modelo 2 - Secção tipo I situada entre taludes de escavação conforme Figura 4.32

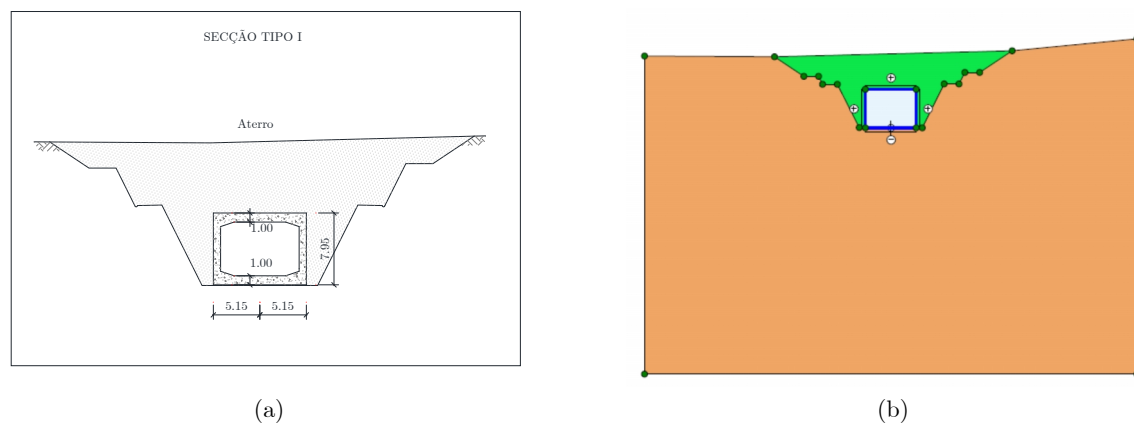


Figura 4.32 - Cortes transversais: (a) Modelo 2 – corte transversal tipo; (b) Modelo estrutural executado no PLAXIS.

Modelo 3 - Secção tipo II situada entre taludes de escavação conforme Figura 4.33

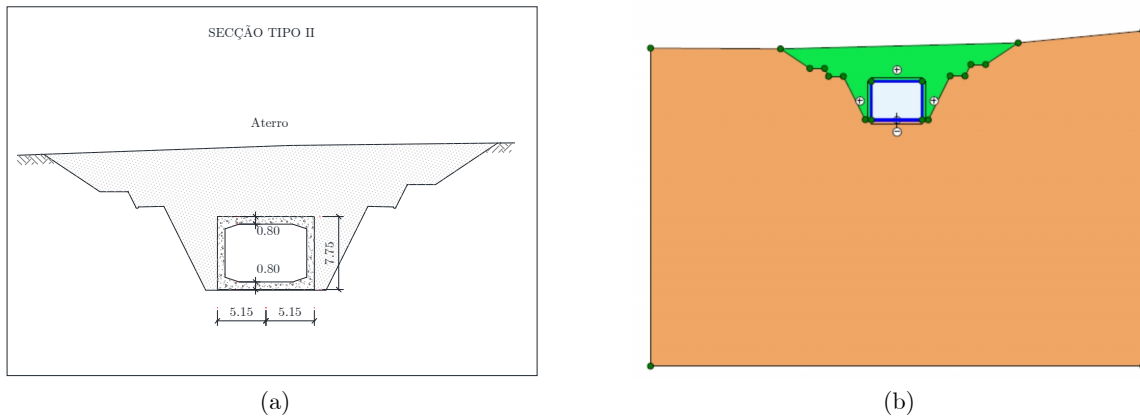


Figura 4.33 - Cortes transversais: (a) Modelo 3 – corte transversal tipo; (b) Modelo estrutural executado no PLAXIS.

De salientar que na definição geométrica do modelo, nem só a geometria da estrutura tem interferência nos resultados, segundo (Meissner, 2010) as distâncias para a fronteira do modelo podem interferir com os resultados apresentados, pelo que se devem satisfazer distâncias mínimas. Essas dimensões mínimas estão expressas na Figura 4.34, sendo que foi introduzida essa salvaguarda no modelo utilizado no PLAXIS.

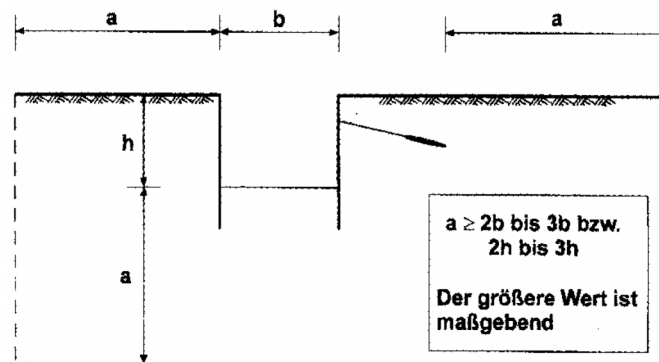


Figura 4.34 - Distâncias mínimas às fronteiras do modelo.

Após a caracterização geométrica executada no PLAXIS, efetuou-se a caracterização no SAP2000. Neste caso foram introduzidos dois troços de 10 metros de comprimento, referentes à secção tipo I e à secção tipo II. Como se pode verificar na Figura 4.35, que representa o modelo 3 (laje do tipo II), a pormenorização da estrutura é geometricamente bem mais detalhada que no modelo introduzido no PLAXIS, o que possibilitará a nível estrutural a obtenção de resultados mais discretizados. Em termos geométricos os restantes modelos apenas diferem na espessura da laje e nas características físicas que advêm dessa diferença. Também existem diferenças nos

carregamentos: na imagem, cada uma das cores representa uma faceta do elemento sólido que será carregado. A título de exemplo, na laje de cobertura cada modelo será carregado com o respetivo peso do aterro nas facetas 2 e 4.

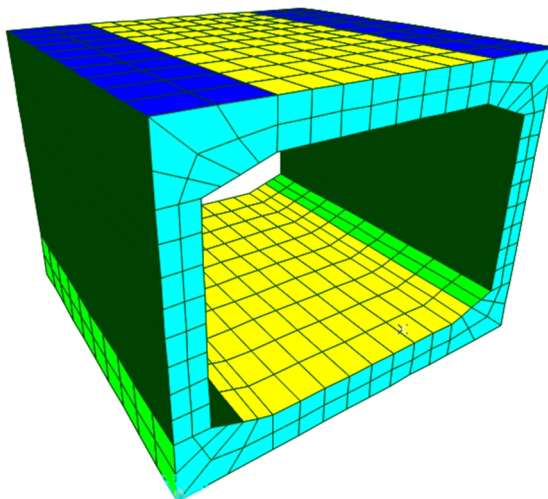


Figura 4.35 - Modelação geométrica executada no SAP2000.

4.5.1.2 Condições existentes

Por forma a caracterizar as condições da envolvente da obra, foi executado um levantamento geotécnico. No relatório desse levantamento, constatou-se que se poderia considerar que toda a obra se encontra inserida num único tipo de solo, a Formação de Benfica. Sobre esse solo, existe no entanto uma camada que se considerou a camada superficial. Não foi tido em conta a existência de nível freático. Após a execução da estrutura haverá lugar à execução do aterro o que cria a necessidade de caracterizar mais um tipo de solo. Devido aos factos atrás referidos, é necessário para a análise da estrutura parametrizar os tipos de solo já referidos. Por outro lado, o modelo utilizado é o modelo constitutivo elasto-plástico de *Mohr-Colomb* e dessa forma é necessário definir previamente 5 parâmetros, nomeadamente o peso volúmico, o módulo de elasticidade, a coesão, o ângulo de atrito interno e finalmente o coeficiente de *Poisson*.

De referir que a utilização deste modelo constitutivo se deve ao facto de este método ser frequentemente utilizado para executar uma primeira aproximação do comportamento do solo na envolvente, assim como a interação com a estrutura a executar. Como a utilização do método serve única e exclusivamente para obter os carregamentos

equivalentes referentes ao peso dos solos sobre a estrutura, sobrecarga rodoviária e impulsos horizontais causados pelos terrenos da envolvente considera-se que o método fornecerá de forma bastante satisfatória os resultados pretendidos.

Assim, pode-se verificar na Tabela 4.2 a parametrização dos quatro tipos de solo

Tabela 4.2 - Caracterização dos tipos de solo na envolvente da estrutura necessários para a utilização do modelo constitutivo *Mohr-Colomb*.

Material	Peso	Coefficiente	Coesão	Angulo de	Coefficiente
	Volúmico	Elasticidade			
	(kN/m ³)	E	c _{ref}	{	γ
		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(°)	(Adimensional)
Camada Superficial	18.00	40.000	10.00	28	0.3
Formação de Benfica	22.00	160.000	50.00	30	0.3
Aterro Sobre a Estrutura	22.00	120.000	40.00	30	0.3

Com base na informação presente na Tabela 4.2 e das respetivas formulações, nomeadamente as presentes no manual do programa de cálculo utilizado e a bibliografia consultada, na qual se destaca (Coelho, 1996), o valor do coeficiente de impulso em repouso, k_0 , é obtido através da seguinte expressão:

$$k_0 = 1 - \text{Sen} \{$$

Para a expressão anterior importa ainda referir que ($\{$) representa o ângulo de atrito interno, apresentando-se na Tabela 4.3, os valores obtidos para k_0 .

Tabela 4.3 - Caracterização dos tipos de solo na envolvente da estrutura k_0 .

Material	Coefficiente de Impulso em repouso
	k_0
	(Adimensional)
Camada Superficial	0.531
Formação de Benfica	0.500
Aterro Sobre a Estrutura	0.500

Por outro lado, um parâmetro que também tem relevância nos resultados obtidos é o R_{inter} . Este parâmetro é um fator de redução da resistência nas interfaces, e visa afetar a interligação entre materiais. Na realidade, junto à estrutura (na interface) o solo apresenta menos resistência e maior deformabilidade (Plaxis, 2010). Na definição do modelo são criados os vários materiais. Na interligação entre esses materiais são definidos os elementos de interface. Na definição desses elementos podemos usar como uma primeira abordagem a informação fornecida pela própria literatura do PLAXIS. Na Tabela 4.4 apresentam-se os valores a adotar para este parâmetro.

Tabela 4.4 - Caracterização dos tipos de solo na envolvente da estrutura R_{inte} .

Interfaces entre seguintes materiais	Valor	
	Mínimo	Máximo
Betão / Areias	0.80	1.00
Betão / Argilas	0.70	1.00

No presente trabalho o valor adotado foi de 0.80, valor que também foi utilizado em vários casos práticos deste tipo de estrutura e que representa um valor conservativo em função da incerteza desta parametrização.

De referir que o valor 1.0 é o equivalente à não utilização de interface, pelo que neste caso era o mesmo que garantir que o comportamento da interface era o mesmo que o comportamento do solo definido nessa interligação Betão/Solo.

De salientar que na definição desta interface existem outros cuidados a ter, nomeadamente na definição geométrica nos cantos da estrutura.

Na figura 4.36 está representada a definição geométrica das interfaces da estrutura contornando simplesmente a geometria do elemento estrutural.

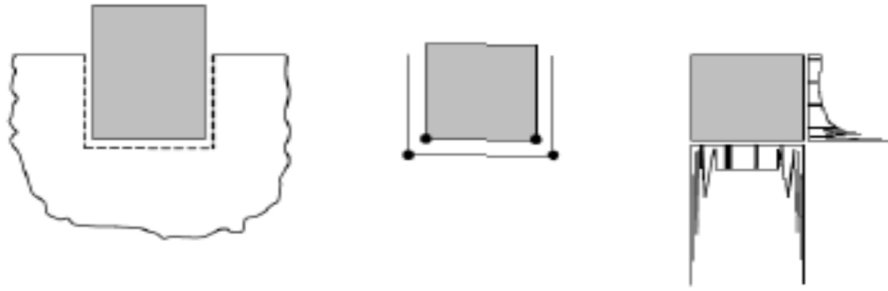


Figura 4.36 - Definição geométrica das interfaces.

Conforme pode ser verificado na figura anterior, proveniente da literatura do PLAXIS, quando nos vértices da estrutura, a interface apresenta a geometria indicada existe a possibilidade de ocorrerem picos de tensões extremas (solução matemática tendente para infinito). Para evitar este problema, devem-se prolongar as interfaces nos cantos, conforme se mostra na Figura 4.37.

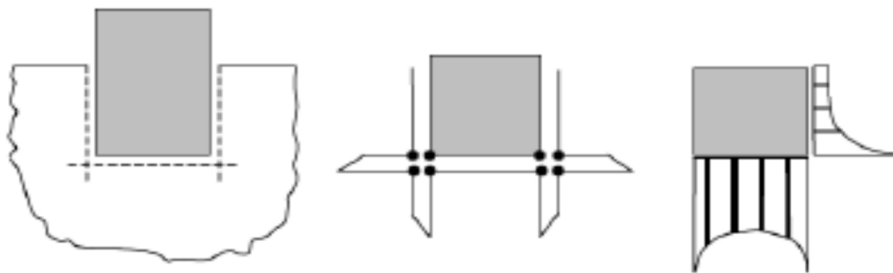


Figura 4.37 - Definição geométrica das interfaces.

Por outro lado, há ainda um parâmetro extremamente importante na definição das condições existentes: a rigidez do terreno. O programa de cálculo utilizado seguidamente, o SAP2000 e as metodologias de simulação do comportamento de um terreno de fundação, são normalmente efetuadas com a utilização de apoios elásticos (molas) que são parametrizados com coeficientes de rigidez que pretendem simular a própria rigidez do terreno. Assim é necessário conhecer esse parâmetro para o introduzir no SAP2000. A forma adotada para a primeira aproximação foi a referida no manual do PLAXIS e que se traduz na seguinte expressão:

$$K_{\text{terreno}} = \frac{E}{3 \times (1 - 2 \times \epsilon)}$$

Como para a Formação de Benfica o valor para o módulo de elasticidade (E) é de 160 000 e o coeficiente de Poisson é 0.30, obtém-se o valor de 133 333 (kN/m²/m).

Contudo e de forma a particularizar o valor da rigidez nos vários modelos também foi verificada a lei de Hooke:

$$F = K_{\text{terreno}} \times d$$

O que significa que:

$$K_{\text{terreno}} = \frac{F}{d}$$

Nota: Apesar do valor da rigidez do terreno ser calculado com dados provenientes do carregamento, é referente às condições já existentes. Apresenta-se, de seguida, a metodologia de cálculo da rigidez assim como o valor equivalente a atribuir às molas que irão recriar as mesmas condições de apoio no SAP2000.

A título exemplificativo, pode ser visualizado na Tabela 4.5 os dados retirados do PLAXIS para efetuar o tratamento numérico e dessa forma retirar os valores da rigidez do terreno (K) seguindo a lei de *Hooke*.

Tabela 4.5 - Metodologia para cálculo da rigidez do solo e da carga equivalente.

Esforços na soleira			Deslocamentos em		Distância ao eixo de simetria	Incremento	Carga equivalente
Normal	Transverso	Fletor	x	y			
N (kN/m)	Q (kN/m)	M (kN.m/m)	dx (mm)	dy (mm)	L (m)	I= L _i -L _{i+1} (m)	q=(Q _i -Q _{i+1})/I (kN/m ²)
-928.9	1 544.6	-2 028.2	0.2	0.5	-5.15	0.2	433.4
-916.2	1015.7	-57.0	0.1	1.8	-3.68	0.2	390.7
-896.3	405.8	1 388.6	0.0	3.4	-1.58	0.2	329.6
-890.8	-0.6	1 698.9	0.0	3.8	0.11	0.2	314.5
-891.5	-133.8	1 664.3	0.0	3.8	0.53	0.2	318.2
-905.9	-698.1	820.2	-0.1	2.7	2.63	0.2	364.2
-926.9	-1 363.6	-1 283.7	-0.1	0.9	4.73	0.2	428.5
Média do deslocamento segundo y (m)				0.0028	Média da carga equivalente (kN/m ²)		366.0
K= Média (qi)/Média (dy)						K_{terreno}=	130 606.51

Nota: Para não estender a tabela, os valores apresentados não estão discretizados segundo um incremento de $\cong 0.20$ conforme indicado na coluna 7. Por esse facto, a Tabela 4.5 é apenas um excerto da tabela utilizada para a obtenção da rigidez do solo, a tabela completa é apresentada no anexo 1.

4.5.1.3 Materiais utilizados

Relativamente aos materiais utilizados, o betão é da Classe C25/30, pelo que o Módulo de Elasticidade adotado foi de 30.5 GPa e o aço é da classe A400.6

Na parametrização desses elementos estruturais no PLAXIS, foi utilizado um modelo elástico linear, definindo-se inicialmente os valores da rigidez axial (EA) e a rigidez à flexão (EI) dos referidos elementos estruturais.

Após determinar as áreas, as inércias relativas ao centro de gravidade de cada um dos elementos, assim como as distâncias dos centros de gravidade ao eixo segundo o qual se pretende calcular a inércia, utilizando Teorema de *Steiner*, calcula-se o valor de rigidez à flexão. Tendo já a área das secções transversais dos elementos estruturais determinou-se também a rigidez axial desses mesmos elementos.

Tabela 4.6 - Caracterização dos tipos de materiais utilizados na estrutura.

Material	Rigidez Axial	Rigidez à Flexão	Módulo de Deformabilidade
	EA	EI	ν
	(kN/m)	(kN/m ²)	(Adimensional)
Cortina de estacas	9.74E+06	1.94E+06	0.2
Parede	2.48E+07	5.29E+06	0.2
Conjunto cortina de estacas e parede	3.45E+07	7.23E+06	0.2
Laje de cobertura (secção tipo I)	3.10E+07	5.17E+06	0.2
Laje de cobertura (secção tipo II)	2.48E+07	3.91E+06	0.2

4.5.2 Casos de Carga

Como já foi referido na secção 4.5 existem três modelos de cálculo. Para simplificar a análise, foi admitido que também existem três casos de carga por modelo. Esta simplificação, conscientemente exclui as diferentes fases intermédias de cada um dos processos construtivos, limitando-se a analisar o modelo final.

Por outro lado, também não foram contabilizadas algumas ações: Sobrecargas Ferroviárias, Forças de Frenagem, impulsos Hidrostáticos e Hidrodinâmicos. Relativamente à definição do carregamento no SAP2000 houve ações que tiveram como base o PLAXIS e outras houve que foram introduzidas diretamente no SAP2000.

Com o auxílio do PLAXIS foram calculados os efeitos na estrutura devidos às seguintes ações:

- Peso próprio do aterro;
- Impulsos horizontais de terra sobre a estrutura;
- Sobrecarga rodoviária (quando aplicável).

Relativamente aos restantes carregamentos:

- Componente horizontal da ação sísmica;
- Componente vertical da ação sísmica.

Os referidos efeitos foram calculados em folhas de cálculo especialmente elaboradas para cada um dos modelos e posteriormente foram introduzidos no SAP2000. Esses casos de carga estão apresentados esquematicamente sobre a secção transversal da situação que se pretende representar, obtendo os referidos casos de carga:

4.5.2.1 Caso de carga 1

Este caso de carga pretende retratar a situação normal de funcionamento da estrutura.

Modelo 1 - Secção do tipo I, situada entre cortinas de estacas, conforme Figura 4.38.

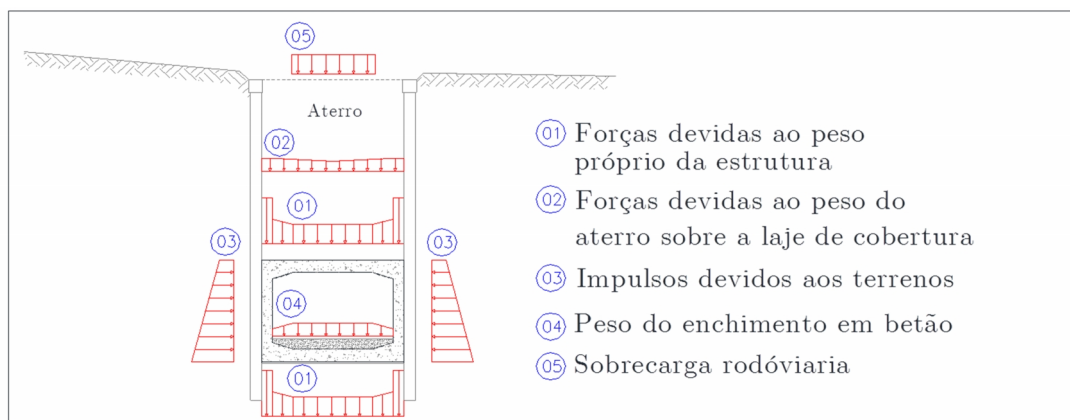


Figura 4.38 - Caso de Carga 1 – Secção com laje de 1.00 situada entre cortinas de estacas.

Modelo 2 - Secção do tipo I, situada entre taludes de escavação, conforme Figura 4.39.

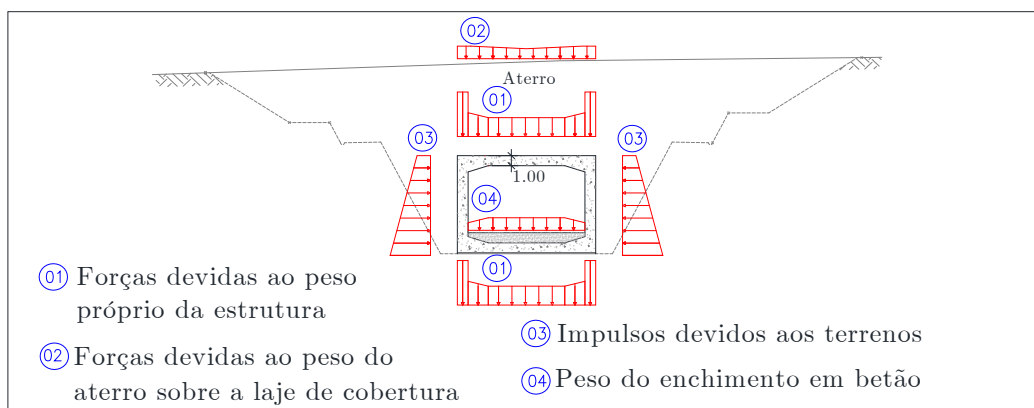


Figura 4.39 - Caso de Carga 1 – Secção com laje de 1.00 situada entre taludes de escavação.

Modelo 3 - Secção do tipo II, situada entre taludes de escavação, conforme Figura 4.40.

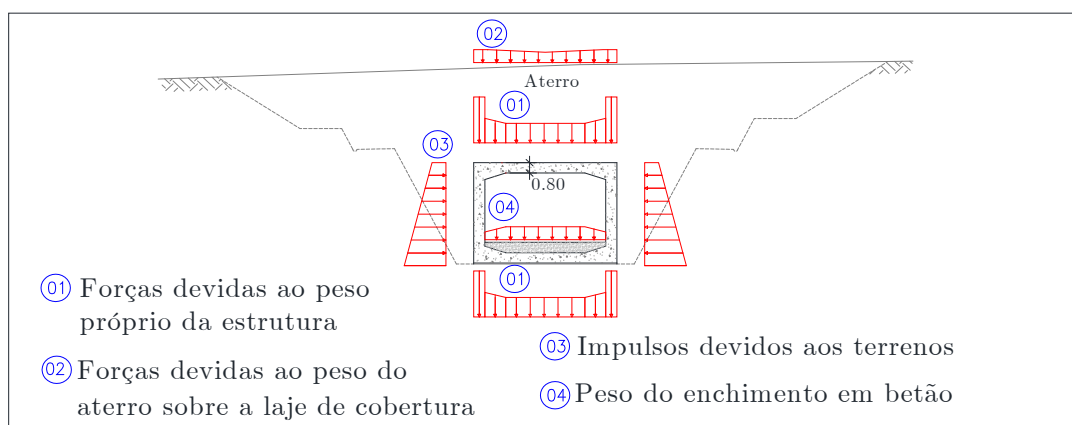


Figura 4.40 - Caso de Carga 1 – Secção com laje de 0.80 situada entre taludes de escavação.

4.5.2.2 Caso de carga 2

Este caso de carga é referente à situação em que é introduzida uma ação sísmica tipo 1
Modelo 1 - Secção do tipo I situada entre cortinas de estacas, conforme Figura 4.41.

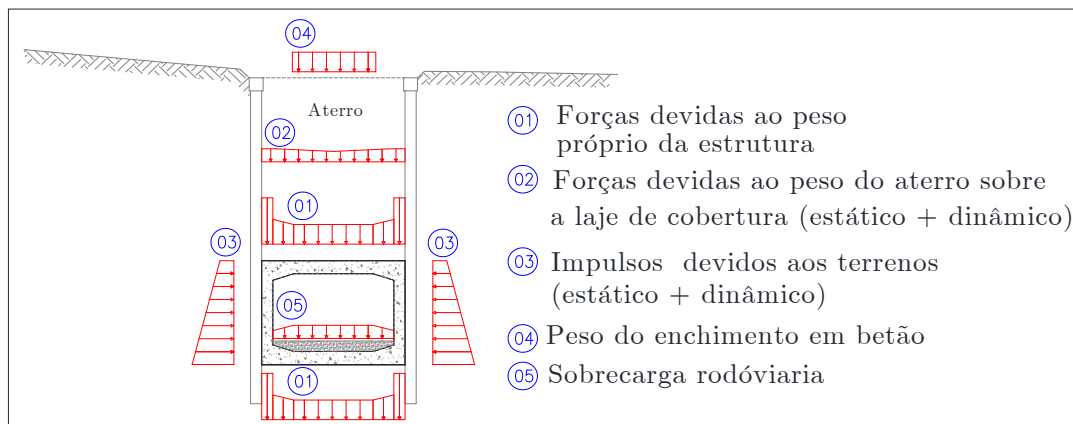


Figura 4.41 - Caso de Carga 2 – Secção com laje de 1,00m situada entre cortinas de estacas.

Modelo 2 - Secção do tipo I, situada entre taludes de escavação, conforme Figura 4.42.

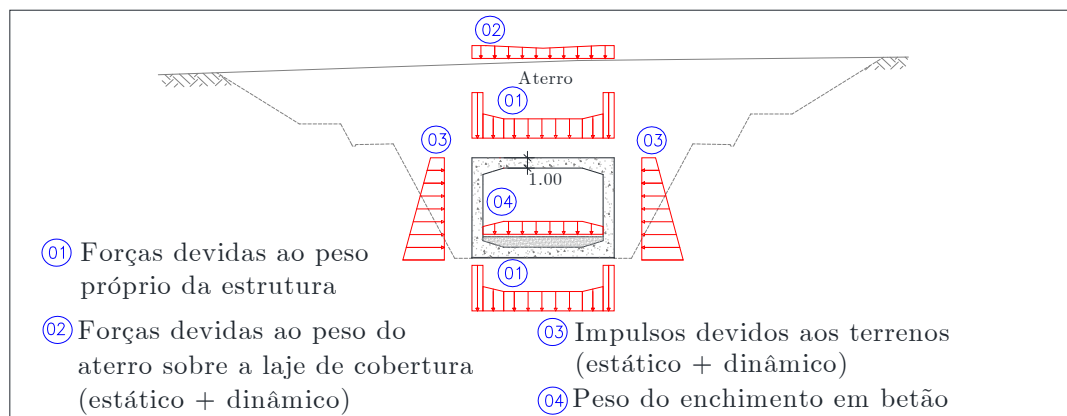


Figura 4.42 - Caso de Carga 2 – Secção com laje de 1.00 situada entre taludes de escavação.

Modelo 3 - Secção do tipo II, situada entre taludes de escavação, conforme Figura 4.43.

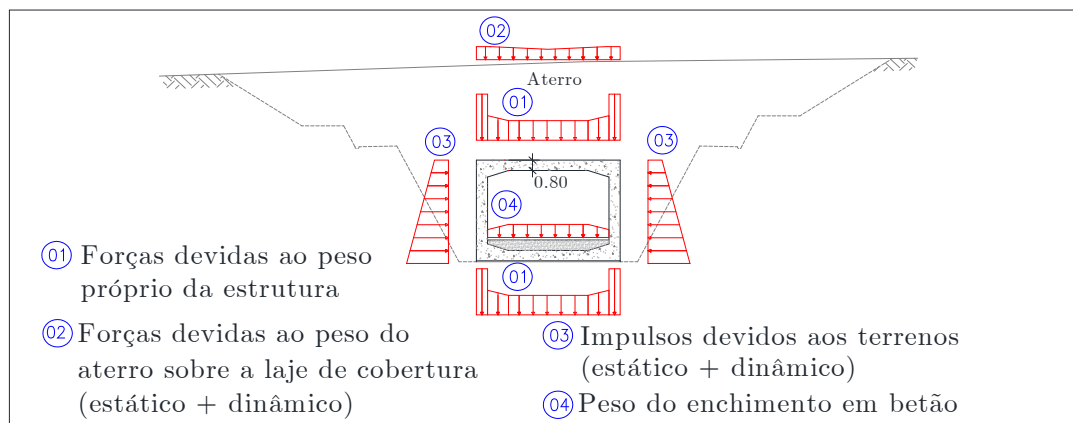


Figura 4.43 - Caso de Carga 2 – Secção com laje de 0.80 situada entre taludes de escavação.

4.5.2.3 Caso de carga 3

Este caso de carga é referente à situação em que é introduzida uma ação sísmica tipo 2

Modelo 1 - Secção do tipo I situada entre cortinas de estacas, conforme Figura 4.44.

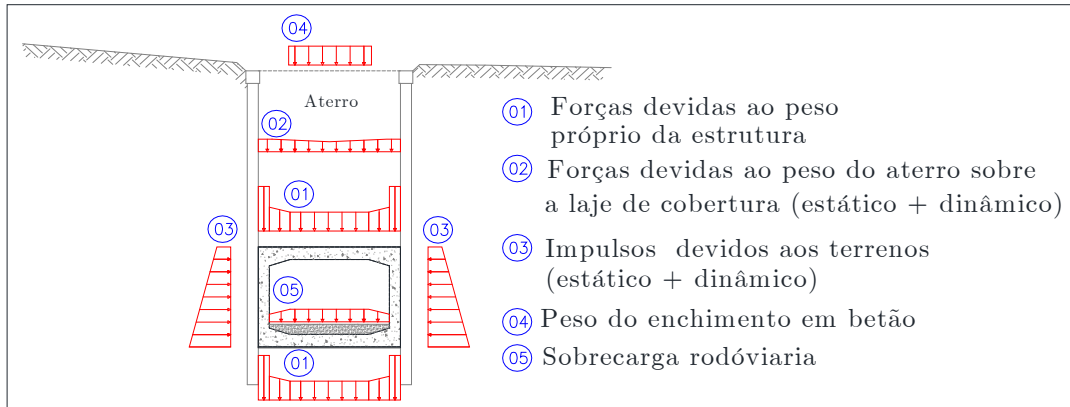


Figura 4.44 - Caso de Carga 3 – Secção com laje de 1,00m situada entre cortinas de estacas.

Modelo 2 - Secção do tipo I situada entre taludes de escavação, conforme Figura 4.45.

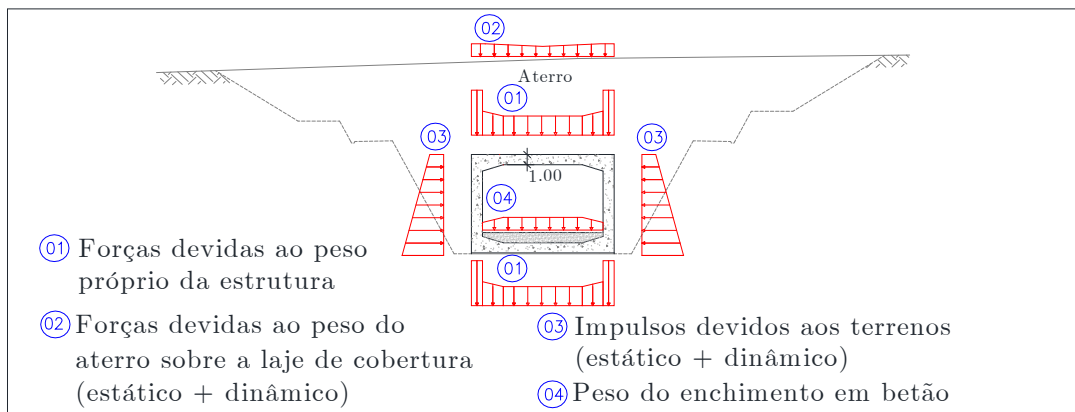


Figura 4.45 - Caso de Carga 3 – Secção com laje de 1,00m situada entre taludes de escavação.

Modelo 3 - Secção do tipo II situada entre taludes de escavação, conforme Figura 4.46.

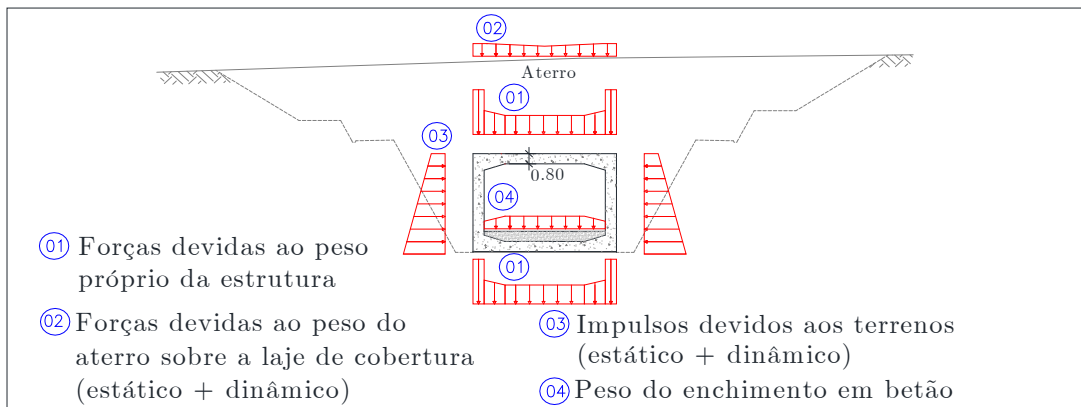


Figura 4.46 - Caso de Carga 3 – Secção com laje de 0,80m situada entre taludes de escavação.

4.5.3 Ações

Como já foi referido no capítulo 3.3, as ações utilizadas neste cálculo podem-se dividir em dois grupos: as ações permanentes e as ações variáveis.

Relativamente às permanentes foram contabilizadas as seguintes ações:

- **Peso próprio da estrutura**

Sendo a estrutura executada em betão armado e tendo este um peso volúmico de 25kN/m^3 , e de acordo com a geometria de cada elemento estrutural, obtemos o peso próprio de cada elemento, a saber:

- Laje cobertura/soleira de 1,00 m
- Laje cobertura/soleira de 0,80 m
- Parede de 0,80 m

Na introdução da estrutura no SAP2000, o valor do peso próprio é contabilizado através da definição da geometria da estrutura e do peso volúmico do betão.

- **Enchimento no interior do túnel em betão não armado**

Sendo este enchimento executado em betão não armado, com peso volúmico de 24 kN/m^3 , e altura média de 0.80 m, a força equivalente nos três modelos é de 19.2 kN/m^2 .

- **Peso do terreno sobre a laje de cobertura**

Neste caso o valor utilizado refere-se ao cálculo da pressão imposta por um carregamento de uma coluna de terreno em aterro. O peso volúmico do solo utilizado é de 22 kN/m^3 e a altura do aterro diverge na sua geometria consoante o modelo em análise. Foi introduzido no PLAXIS a definição de cada um desses modelos e daí foi retirada a informação que permite obter o carregamento equivalente devido ao peso do aterro.

Modelo 1

Na Tabela 4.7 (extrato de tabela apresentada no anexo 2), apresentam-se os valores provenientes do PLAXIS, com a informação que permite estimar o valor da carga equivalente, seguindo a metodologia atrás referida.

Tabela 4.7 - Informação proveniente do PLAXIS referente à cobertura no modelo 1 (troço 72).

Esforços na cobertura devidos ao peso do aterro			Deslocamentos em		Distância ao eixo de simetria	Incremento	Carga equivalente
Normal	Transverso	Fletor	x	y			
N (kN/m)	Q (kN/m)	M (kN.m/m)	dx (mm)	dy (mm)	L (m)	I (m)	$(Q_i - Q_{i+1})/I$ (kN/m ²)
-506.2	-1495.5	2042.1	0.1	0.5	-5.15	0.1	-347.0
-505.8	-1448.5	1842.6	0.1	0.4	-5.01	0.1	-343.5
-475.5	243.1	-1475.8	0.0	-2.4	0.95	0.1	-260.1
-476.1	278.3	-1440.4	0.0	-2.3	1.08	0.1	-261.4
-505.0	1400.9	1645.3	-0.1	0.3	4.88	0.1	-343.4
-505.5	1447.5	1838.4	-0.1	0.4	5.01	0.1	-346.9
Média da carga equivalente						$Q_{eq} =$	-290.30

Modelo 2

Seguindo a metodologia descrita na Tabela 4.7 obteve-se, para o Modelo 2, o valor de Carga equivalente: $Q_{eq} = -163 \text{ kN/m}^2$.

Modelo 3

Da mesma forma, usando a metodologia descrita na Tabela 4.7, obteve-se para o Modelo 3 o valor de carga equivalente: $Q_{eq} = -163 \text{ kN/m}^2$.

Optou-se por utilizar o mesmo carregamento equivalente em virtude de aproximar o valor do local em que se dá a transição da secção.

- **Impulsos laterais do terreno**

Utilizando os cálculos referidos no capítulo 3.3.2.3 obteve-se o valor da carga equivalente ao impulso horizontal, \dagger_h

$$\dagger_h = k_0 \times \dagger_v$$

Sendo: $k_0 = 1 - \text{Sen}\{\ = 0,50$ (Tabela 4.3);

$$\dagger_v = \chi_{\text{solo}} \times h = 167 \text{ kN/ m}^2.$$

$$\dagger_h = 0,50 \times 167 = 83,5 \text{ kN/ m}^2$$

Utilizando o modelo introduzido no PLAXIS, obtiveram-se os seguintes valores:

Tensão vertical, $\dagger_v = 163 \text{ kN/m}^2$;

Tensão horizontal, $\dagger_h = 81,5 \text{ kN/ m}^2$, à cota da cobertura.

O valor de \dagger_h obtido no PLAXIS já tem em conta outros fatores e ponderações como sendo a alteração da deformabilidade do solo na interligação entre o betão e a estrutura. Será com base neles que a restante análise será efetuada.

Uma vez que a carga equivalente não é uniformemente distribuída, optou-se por dividir cada elemento estrutural em pequenos troços nos quais se calculou a média do carregamento sobre o elemento estrutural em causa. Obteve-se uma carga equivalente com uma evolução crescente, com um acréscimo aproximadamente linear.

Na tabela 4.7 pode verificar-se essa mesma evolução com informação obtida no programa de cálculo.

Modelo 1

Neste modelo, que representa o troço 72, a carga equivalente adotada para os impulsos laterais (provocados pelos terrenos adjacentes), apresenta uma distribuição crescente em profundidade com um valor mínimo de $Q_{\text{eq. Min}} = 141 \text{ kN/m}^2$ à cota do topo da cobertura

e um valor máximo de $Q_{eq. Min} = 426 \text{ kN/m}^2$ à cota da base da laje de soleira, tendo-se obtidos estes valores como se mostra na Tabela 4.8 (extrato de tabela apresentada no anexo 2).

Tabela 4.8 - Informação proveniente do PLAXIS referente à cobertura no modelo 1 (troço 72).

Esforços na cobertura devidos ao peso do aterro			Deslocamentos em		Cota de referência	Incremento	Carga equivalente	Média Troço
Normal	Transverso	Fletor	x	y				
N (kN/m)	Q (kN/m)	M (kN.m/m)	dx (mm)	dy (mm)	L (m)	I (m)	$(Q_i - Q_{i+1})/I$ (kN/m ²)	
-1642.5	-643.0	1617.5	-0.1	0.5	60.50	-0.2	136.0	140.96
-1643.0	-621.4	1532.7	0.0	0.5	60.34	-0.2	139.6	
-1643.6	-599.2	1450.8	0.0	0.5	60.18	-0.2	142.9	
-1644.1	-576.4	1372.0	0.1	0.5	60.02	-0.2	145.9	
-1653.6	353.8	764.8	0.3	0.7	54.93	-0.2	365.4	373.01
-1653.5	412.0	858.9	0.3	0.7	54.77	-0.2	370.8	
-1653.4	471.0	967.5	0.3	0.7	54.61	-0.2	375.9	
-1653.1	530.8	1090.7	0.2	0.8	54.45	-0.2	380.6	
-1652.7	591.3	1228.7	0.2	0.8	54.14	-0.2	420.3	425.63
-1652.1	658.2	1396.2	0.1	0.8	53.98	-0.2	424.6	
-1651.4	725.7	1581.8	0.0	0.8	53.82	-0.2	428.1	
-1650.5	793.8	1785.6	0.0	0.8	53.66	-0.2	430.9	

De forma idêntica à apresentada para o caso do modelo 1, obtiveram--se os impulsos laterais para os modelos 2 e 3, que se indicam de seguida:

Modelo 2

$$Q_{eq. Min} = 82 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{eq. Max} = 193 \text{ kN/m}^2$$

Modelo 3

$$Q_{eq. Min} = 82 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{eq. Max} = 193 \text{ kN/m}^2$$

Optou-se por utilizar o mesmo carregamento equivalente utilizado no Modelo 2 em virtude de aproximar o valor do local em que se dá a transição da secção.

No que respeita às ações variáveis foram contabilizadas as seguintes:

- **Sobrecargas regulamentares**

No dimensionamento da estrutura do túnel considerou-se a sobrecarga rodoviária definida no RSA. No entanto, seguindo a formulação existente no programa de cálculo utilizado (PLAXIS), para o efeito da dissipação da carga chegou-se à conclusão que o valor efetivo aplicado à estrutura é aproximadamente 2.0 kN/m^2 sobre a laje de cobertura.

Embora esta sobrecarga também se faça sentir nos restantes elementos estruturais essa diferença é diminuta, inferior a 0.10 kN/m^2 , pelo que este carregamento equivalente é aplicado exclusivamente na cobertura.

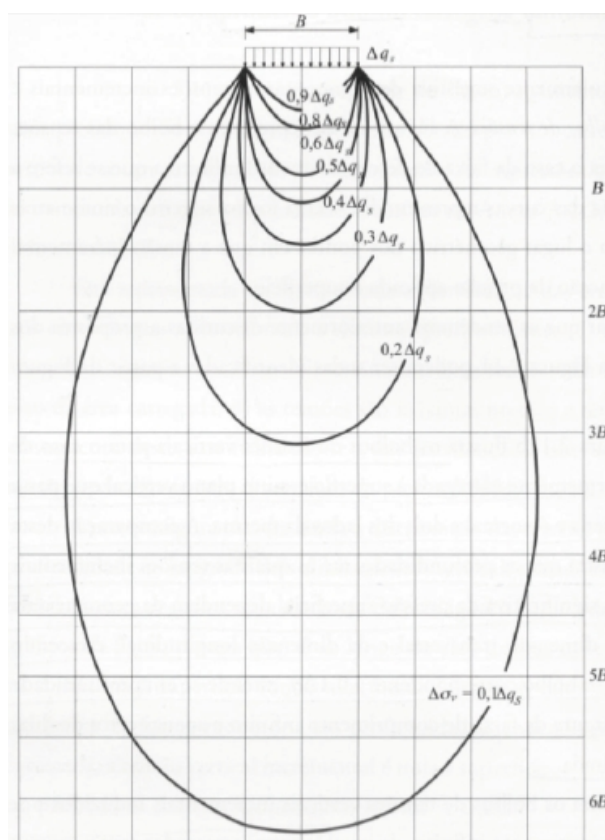


Figura 4.47 - Bolbo de tensões verticais correspondente a um carregamento uniforme ao longo de um comprimento muito superior à largura (Coelho S. , 1996).

De salientar que através da utilização do PLAXIS, o valor da dissipação de tensões em profundidade é ligeiramente superior ao valor proveniente da utilização do ábaco da Figura 4.47 que considera valores de carga inferiores sobre os elementos estruturais.

Contudo essa diferença não é significativa pelo que, por uma questão de critério adota-se o valor proveniente do PLAXIS, ou seja 2.0 kN/m².

- **Sismo**

Para a determinação dos parâmetros que permitem calcular as forças equivalentes à ação sísmica é seguida a metodologia enunciada em 3.3.4.

As componentes E_{ws} e E_{wd} , referentes aos impulsos hidrostático e hidrodinâmico, não foram tidas em conta na análise logo, o valor do impulso horizontal pelos efeitos dinâmicos do sismo obtém-se pela expressão:

$$E_d = \frac{1}{2} \times \chi^* \times (1 \pm k_v) \times K \times H^2$$

No cálculo dos impulsos laterais do terreno em termos estáticos o valor de $\frac{1}{2} \times \chi^* \times H^2$ é multiplicado pelo K_0 referente ao coeficiente de impulso em repouso.

Em termos dinâmicos, e de acordo com a formulação de *Mononobe* e *Okabe*, este coeficiente é substituído pelo κ . Dessa forma a formulação utilizada para determinação do impulso horizontal devido ao sismo será:

$$E_{d,horizontal} = \frac{I_{terrenos,estático}}{k_0} \times (1 \pm k_v) \times K$$

Sendo: $I_{terreno,estático}$: impulso lateral do terreno devido aos efeitos estáticos;

k_0 : coeficiente de impulso em repouso.

É necessário então conhecer os valores de K_h e K .

A aceleração gravítica é uma constante conhecida, $g = 9.81$.

Na Tabela 3.1., e sendo a estrutura de classe 4 para garantir as acessibilidades da proteção civil e considerando a estrutura como prioritária nesse contexto, obtém-se o coeficiente de importância da estrutura, χ_I :

- $\chi_I = 1.95$ para a ação sísmica tipo 1;
- $\chi_I = 1.50$ para a ação sísmica tipo 2.

E da Tabela 4.9, em virtude da estrutura se situar em Lisboa, enquadrada na zona 1.3 (Ação sísmica tipo 1) e 2.3 (Ação sísmica tipo 2), retiram-se os valores da aceleração máxima de referência.

Tabela 4.9 - Aceleração máxima de referência em função da zona sísmica 1.3 e 2.3 e do tipo de força sísmica.

Valores de a_{gR} (m/s^2) para a ação sísmica	
Tipo 1	Tipo 2
1.50	1.70

Da tabela 4.10 retira-se o valor da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g):

Tabela 4.10 - Valores da aceleração sísmica em função da zona sísmica 1.3 e 2.3 e do tipo de força sísmica.

Valores de a_g (m/s^2) para a ação sísmica	
Tipo 1	Tipo 2
2,93	2,55

Para um solo do tipo B, $S_{max} = 1.35$.

A aceleração à superfície de um terreno do tipo A enquadra-se no seguinte intervalo $1,0m/s^2 < a_g < 4,0m/s^2$ logo, o valor do coeficiente do solo (S) observa os valores apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Parâmetro S.

Parâmetro	Ação Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
S	1.13	1.17

Finalmente, para que se possa calcular o coeficiente sísmico horizontal (K_h) falta definir o valor de r, que é retirado da Tabela 3.5.

A estrutura em causa é uma estrutura em caixão executada em betão armado, por esse facto pode-se estimar que o valor de r seja 1.00.

Com todos os parâmetros necessários para a determinação do coeficiente de impulso sísmico horizontal definidos, que se apresentam na Tabela 4.12, obtêm-se os seguintes valores de K_h (Tabela 4.13):

Tabela 4.12 - Parâmetros para a definição de k_h .

Ação sísmica		S	r
Tipo 1	0.30	1.13	1
Tipo 2	0.26	1.17	1

Tabela 4.13 - Coeficiente sísmico horizontal k_h .

Ação sísmica	K_h
Tipo 1	0.34
Tipo 2	0.30

Sendo que o coeficiente sísmico vertical é função do coeficiente sísmico horizontal com a relação já referida, obtêm-se os valores de (K_v) apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Coeficiente sísmico vertical K_v .

Ação sísmica	K_v
Tipo 1	0.17
Tipo 2	0.15

Para a determinação de K , e como referido em 3.3.4, é utilizado o Método de *Mononobe* e *Okabe*, ou seja:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\alpha + w'_d - \theta)}{\cos \theta \times \text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha - \theta - u_d) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(w'_d + u_d) \times \text{sen}(w'_d - \alpha - \theta)}{\text{sen}(\alpha - \theta - u_d) \times \text{sen}(\alpha + \alpha)}} \right]^2}$$

Pode verificar-se na Figura 3.7 o esquema com a convenção relativa aos ângulos nas expressões para o cálculo do coeficiente de impulso de terras.

De salientar que esta é uma das adaptações por forma a poder utilizar um método inicialmente previsto para aplicações no contexto dos muros de suporte e que é vulgarmente utilizado pelos projetistas.

No caso concreto, a estrutura é um túnel com uma secção em caixão com paredes verticais, logo:

- $\alpha = 90^\circ$;
- $\beta = 0^\circ$;
- $\gamma_d = 30^\circ$

Como $\beta \leq \gamma_d$, logo a ação sísmica tem os seguintes valores:

Tipo 1: $K = 0,56$;

Tipo 2: $K = 0.53$.

Numa análise pseudo-estática pode considerar-se o conjunto das forças estáticas horizontais e verticais igual ao produto das forças gravíticas pelo seu respetivo coeficiente sísmico (Eurocódigo 8, 2010).

Dessa forma confirma-se a utilização dos carregamentos estáticos sobre a estrutura calculados em 3.3.1, 3.3.2.3 e 3.3.2 operados com os respetivos coeficientes dinâmicos e daí obter a respetiva força sísmica.

$$E_{d,horizontal} = \frac{I_{terrenos.estático}}{k_0} \times (1 \pm k_v) \times K$$

Importa ainda referir, que o Método *Mononobe* e *Okabe* se destina a determinação de impulsos dos solos sobre uma estrutura tipo muro. Por esse facto as tensões de contacto entre o muro e o solo no coroamento do muro, são normalmente nulas.

Como no topo da parede do túnel a tensão de contacto não é nula, visto a estrutura se encontrar com uma camada de solo acima desse ponto, a carga tem uma forma

trapezoidal idêntica à que é proveniente do carregamento devido ao impulso estático do terreno.

Modelo 1

A carga equivalente adotada para a componente estática dos impulsos laterais provocados pelos terrenos adjacentes ao troço 72 apresenta uma distribuição crescente em profundidade com os seguintes valores:

- $Q_{eq. Min} = 141 \text{ kN/m}^2$ à cota do topo da cobertura;
- $Q_{eq. Max} = 426 \text{ kN/m}^2$ à cota da base da laje de soleira.

Por forma a facilitar a combinação das componentes sísmicas de acordo com a sua direção, a componente estática será removida dos resultados apresentados neste ponto por já ter sido apresentada anteriormente.

Na Tabela 4.15, para a ação sísmica tipo 1, na cota do topo da cobertura, apresenta-se o resumo dos valores obtidos para a componente devido ao sismo:

Tabela 4.15 - Impulso horizontal devido à ação sísmica – Modelo 1.

	Ed.K.(1+kh)		Ed.K.(1-kh)	
	Ação sísmica		Ação sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Impulso sísmico à cota do topo cobertura	42.00	31.70	-10.60	-8.10
Impulso sísmico à cota da base da Soleira	127.00	95.90	-31.90	-41.80

Modelo 2

Seguindo a mesma abordagem para o Modelo 2, obtém-se os valores da Tabela 4.16:

Tabela 4.16 - Impulso horizontal devido à ação sísmica – Modelo 2.

	Ed.K.(1+kh)		Ed.K.(1-kh)	
	Ação sísmica		Ação sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Impulso sísmico à cota do topo cobertura	24.40	18.50	75.90	74.00
Impulso sísmico à cota da base da Soleira	57.50	43.50	178.50	174.00

Modelo 3

Utilizando a mesma abordagem para o Modelo 3, obtêm-se os valores da tabela 4.17:

Tabela 4.17 - Impulso horizontal devido à ação sísmica – Modelo 3.

	Ed.K.(1+kh)		Ed.K.(1-kh)	
	Ação sísmica		Ação sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Impulso sísmico à cota do topo cobertura	24.40	18.50	75.90	74.00
Impulso sísmico à cota da base da Soleira	57.50	43.50	178.50	174.00

O impulso vertical, utilizando o mesmo critério da componente horizontal (carregamentos estáticos) pode ser definido com a seguinte formulação:

$$E_{d,vertical} = W_{Solo} \times (1 + k_v) \times K$$

De salientar que para o cálculo de K basta fazer uma rotação de 90°.

Nesse caso o carregamento é o peso do solo e $\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$, Obtendo-se $K = 1.57$.

Com o valor do K e K_v definido e tendo os valores correspondentes ao peso da coluna de solo sobre a laje de cobertura resta executar a operação para obter os resultados referentes ao carregamento equivalente da componente vertical do sismo devido às forças mássicas da coluna de solo sobre a cobertura.

Os resultados são apresentados nas Tabela 4.18, 4.19 e 4.20, para cada um dos casos de carga.

Modelo 1

Tabela 4.18 – Impulso vertical devido à ação sísmica – Modelo 1.

	Ed.K.(1+kv)		Ed.K.(1-kv)	
	Ação sísmica		Ação sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Componente vertical sismo sobre laje de cobertura	241.00	234.00	89.10	96.30

Modelo 2

Tabela 4.19 – Impulso vertical devido à ação sísmica – Modelo 2.

	Ed.K.(1+kv)		Ed.K.(1-kv)	
	Ação sísmica		Ação sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Componente vertical sismo sobre laje de cobertura	136.00	131.00	50.00	54.10

Modelo 3

Tabela 4.20 – Tensões devidas ao impulso vertical (kN/m²) devido à ação sísmica – Modelo 3.

	Ed.K.(1+kv)		Ed.K.(1-kv)	
	Ação sísmica		Ação sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Componente vertical sismo sobre laje de cobertura	136.00	131.00	50.00	54.10

Apresenta-se na Tabela 4.21 todos os carregamentos a introduzir em cada um dos modelos criados.

Tabela 4.21 – Resumo das ações equivalentes (kN/m²) a introduzir nos 3 modelos/ 9 casos de carga.

Ação devido a:	Enchimento de betão sobre a soleira	Sobrecarga rodoviária	Impulso horizontal devido aos terrenos	Peso do aterro	Impulso horizontal devido aos terrenos	Peso do aterro
Caso de carga	(Estático)			(Dinâmico)		
<i>Modelo 1</i>						
Tipo 1	19	2	141/426	290	-	-
Tipo 2	19	-	-	-	42/127	241
Tipo 3	19	-	-	-	31/96	234
<i>Modelo 2</i>						
Tipo 1	19	-	82/193	163	-	-
Tipo 2	19	-	-	-	24.4/57.5	136
Tipo 3	19	-	-	-	18.5/43.5	131
<i>Modelo 3</i>						
Tipo 1	19	-	82/193	163	-	-
Tipo 2	19	-	-	-	24.4/57.5	136
Tipo 3	19	-	-	-	18.5/43.5	131

4.5.4 Combinações de ações

Neste cálculo foram usadas duas verificações de segurança, relativamente aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização. Relativamente à verificação aos estados limites últimos usaram-se duas ações variáveis base: o Sismo e a Sobrecarga.

Sobrecarga rodoviária

$$S_{sd} = 1.50 \times S_G + 1.50 + S_{RCP} + 1.50 \times S_{SC}$$

No que respeita à ação sísmica e de acordo com o Eurocódigo 8 (EC8), esta pode ser do tipo 1 (ação sísmica de magnitude moderada e uma pequena distância focal com uma duração da parte estacionária de 10 segundos) ou do tipo 2 (ação sísmica de magnitude elevada a grande distância focal com uma duração da parte estacionária de 30 segundos). Qualquer uma delas é combinada com a componente vertical da ação sísmica.

Ação sísmica tipo 1

$$S_{sd} = 1.00 \times S_G + 1.00 \times S_{RCP} + 1.0 \times S_{E,Horizontal_Tipo1} + 0.5 \times S_{E,Vertical_Tipo1}$$

$$S_{sd} = 1.00 \times S_G + 1.00 \times S_{RCP} + 0.5 \times S_{E,Horizontal_Tipo1} + 1.0 \times S_{E,Vertical_Tipo1}$$

Ação sísmica tipo 2

$$S_{sd} = 1.00 \times S_G + 1.00 \times S_{RCP} + 1.0 \times S_{E,Horizontal_Tipo2} + 0.5 \times S_{E,Vertical_Tipo2}$$

$$S_{sd} = 1.00 \times S_G + 1.00 \times S_{RCP} + 0.5 \times S_{E,Horizontal_Tipo2} + 1.0 \times S_{E,Vertical_Tipo2}$$

Notas:

No cálculo da ação sísmica devida a força exercida pela massa de terreno utilizando o referido método já contabiliza o efeito estático e dinâmico. O valor do peso do aterro e do impulso horizontal é removido do valor da ação sísmica. A situação prende-se com a necessidade de combinar a multidireccionalidade da ação sísmica. Essa combinação pretende recriar uma situação semelhante à definida no ponto 4.5 do EC8. Contudo nesta combinação executa-se uma adaptação devido ao facto de se utilizar apenas duas direções para a ação sísmica, uma horizontal que é transversal à secção e a vertical. Dessa forma o valor de combinação em vez de 0,30 (aproximadamente 1/3) passa a ser 0,50 devido aos terrenos nas combinações em que o sismo é contabilizado.

O facto de se utilizar combinações com base no RSA, e o cálculo da ação sísmica ter sido definido segundo o EC8, origina um conflito que provoca uma sobreestimativa dos resultados. Esta situação deve-se ao facto da ação sísmica definida no RSA majorada, e a ação sísmica definida no EC8 não majorada serem muito semelhantes, devido ao tratamento numérico a que os períodos de retorno foram sujeitos no Documento Nacional de Aplicação, (Metropolitano de Lisboa E.P., 2006). Dessa forma foi utilizado $\chi_q = 1.00$ para a ação sísmica, não majorando então a ação sísmica calculada com base no EC8.

Uma Sobrecarga quando combinada com o sismo e em que este é a ação variável base toma o valor de $\Xi_2 = 0$ (Art.º 41.1º do RSA)

4.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

Após o desenvolvimento dos três modelos estruturais antes referidos, efetuou-se o cálculo de cada um dos casos de carga em cada modelo. Numa primeira fase, utilizando o PLAXIS foi analisado o comportamento que o carregamento imposto introduziu na estrutura, conforme se poderá verificar em 4.6.1. Posteriormente com base na informação do PLAXIS, foram introduzidos no Excel os esforços e deslocamentos em cada um dos modelos e foram calculados através da formulação apresentada em 4.5.3 os carregamentos equivalentes, assim como os valores a adotar para a rigidez do terreno.

Com as forças equivalentes e a caracterização da rigidez a adotar para os apoios dos modelos, juntaram-se as componentes devidas ao sismo e foi modelada no SAP2000 cada uma das secções com o seu respetivo carregamento. Foram introduzidas as combinações a adotar assim como os coeficientes de combinação. Com o modelo terminado efetuou-se o cálculo e procedeu-se à análise do output do programa, nomeadamente os campos de tensões e deslocamentos em cada um dos modelos 3D, essa análise está presente em 4.6.2.

4.6.1 Análise aos dados provenientes do PLAXIS

Tal como já foi referido, a envolvente da estrutura condiciona globalmente o comportamento da mesma. Como se pode verificar na Figura 4.48 e Figura 4.49 o estado de tensão e geometria dos maciços e aterros, assim como as estruturas e ações contíguas à estrutura em causa, interferem com os esforços equivalentes a aplicar na mesma. Nas referidas figuras apresentam-se os estados relativos de tensão (a azul escuro é referente ao valor de tensão mais baixo como por exemplo a superfície, e o cor de laranja é referente ao valor máximo de tensão existente no modelo).

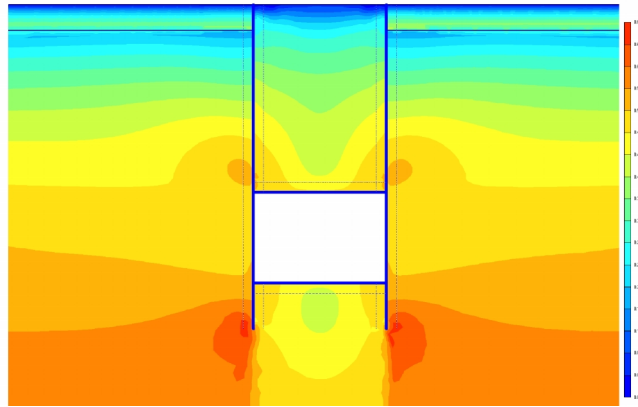


Figura 4.48 – Modelo 1 – Estado de tensão do maciço na envolvente da estrutura.

Como se pode observar no modelo anterior, existem dois pontos nos quais as tensões no tardo da cortina de estacas se destacam, um no fundo da estaca e outro logo acima da laje de cobertura. De referir que no 1º caso, o acréscimo de tensão que se dá cerca de 2 metros abaixo da cota da laje de soleira e se faz repercutir de forma acentuada no valor de esforço transversal do conjunto Parede / Estaca conforme se pode observar no valor dos carregamentos equivalentes devidos ao impulso dos terrenos.

Relativamente aos modelos que se encontram entre taludes de escavação, como se pode verificar na Figura 4.49, os pontos com as maiores tensões encontram-se junto à laje de soleira e de cobertura. O facto de não existir uma estrutura que distribua tensões mais elevadas para estes dois nós, faz com que os valores dos carregamentos equivalentes sejam mais condicentes com os valores das tensões criadas a essa cota pelos impulsos dos terrenos, não havendo nesse caso grandes variações do carregamento equivalente devido às condicionantes da envolvente à estrutura do túnel.

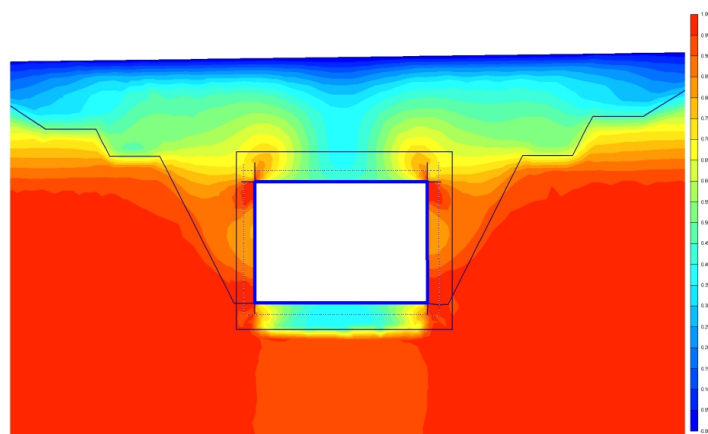


Figura 4.49 – Modelo 3 – Estado de tensão do maciço na envolvente da estrutura.

Esta situação pode ser confirmada com base na análise dos deslocamentos apresentados na Figura 4.50. O ponto de deslocamento horizontal máximo é a base da estaca, por esse facto existe um acréscimo de esforços impostos à estrutura do túnel uma vez que a soleira funciona quase como um apoio de uma consola. Devido à grande diferença de deformabilidade entre esta e o terreno abaixo da soleira, este nó tem a capacidade de absorver mais tensão que o terreno, por isso o valor da carga equivalente sobe para os valores encontrados.

Como se pode verificar nos diagramas de esforço transversal do último troço da estaca, a semelhança com uma consola é notória. A única diferença é que o terreno funciona como apoio elástico o que altera o grau da curva do diagrama (formato da curva) assim como a existência de uma pequena reação de apoio na base da estaca derivado de alguma capacidade de suporte do maciço.

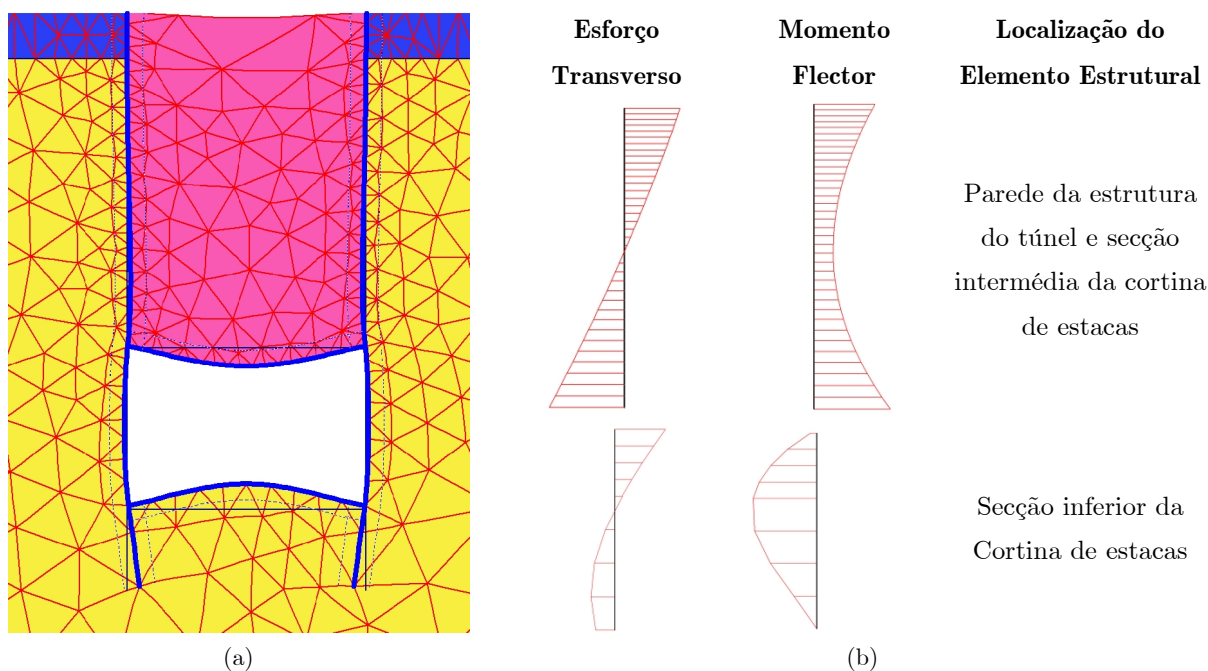


Figura 4.50 – Modelo 1 (a) Malha de elementos finitos deformada modelada no PLAXIS; (b) Esforços nos elementos estruturais.

Por outro lado o facto da cortina de estacas oferecer um acréscimo de inércia à parede da estrutura, limita a deformada da laje uma vez que a rotação em torno dos cantos superiores do túnel também é inferior.

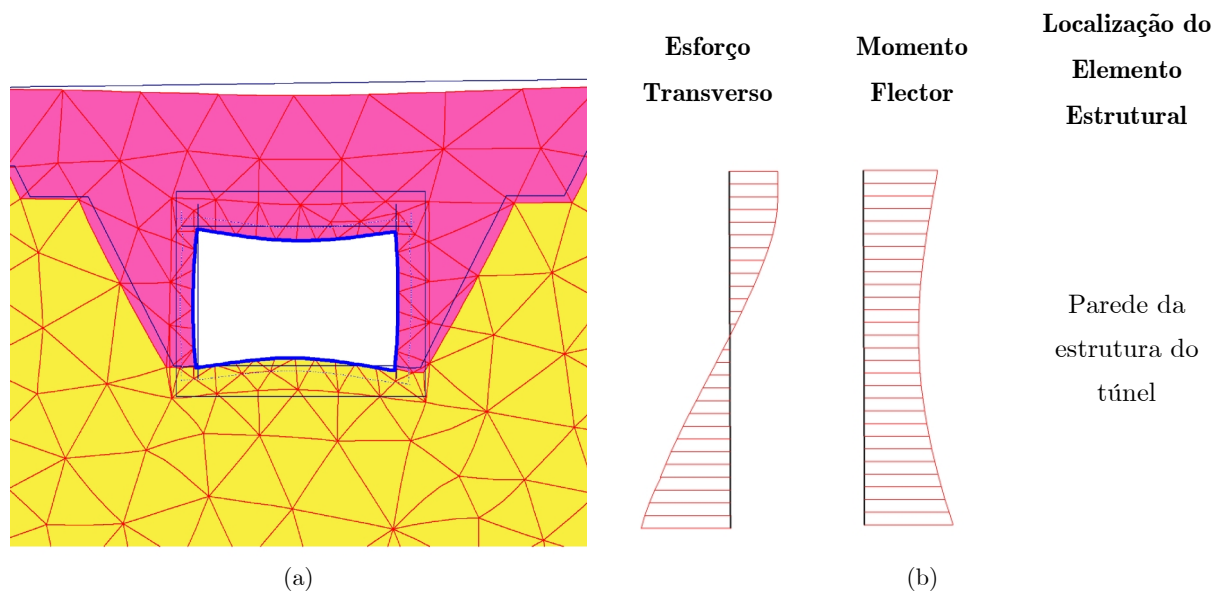


Figura 4.51 – Modelo 3 (a) Malha de elementos finitos deformada modelada no PLAXIS; (b) Esforços nos elementos estruturais.

Relativamente à deformada da soleira, pode-se verificar que apesar de o carregamento se dar no sentido descendente, a deformação da laje dá no sentido contrário, esta situação deve-se ao facto das resultantes dos esforços aplicados na cobertura serem de uma grandeza muito superior, o que faz com que a estrutura tenha a deformada apresentada. Os carregamentos equivalentes provocados pelos impulsos de terra e o enchimento de betão sobre a soleira, acabam por funcionar do lado resistente, já que a deformada exclusiva a esses dois carregamentos fazem com que a deformada global da estrutura tenha valores inferiores aos que teriam se estes não fossem contabilizados.

Como se pode observar, o esforço transverso no modelo 3 apresenta uma variabilidade em profundidade bastante menos linear que no modelo 1, esta situação deve-se a maior deformabilidade da estrutura e da interligação entre esta e a envolvente.

De referir que no PLAXIS os efeitos do carregamento (peso dos aterros e impulsos horizontais) não provém de qualquer tipo de combinação nem apresentam coeficientes majorativos, embora se tenham utilizado valores para a caracterização do meio existente um pouco conservativos ainda que dentro dos intervalos normais. Exemplo disso é a utilização de 22 kN/m^3 para a formação de Benfica, que pode apresentar valores entre os 19 e os 22 kN/m^3 .

4.6.2 Análise aos dados provenientes do SAP2000

Para a avaliação dos esforços existentes em cada um dos modelos foram usadas análises elásticas lineares. Em cada um dos modelos seguidamente apresentados foram estudadas variações. Em termos de caracterização dos apoios, inicialmente foi utilizado um encastramento na base e todo o resto da estrutura foi deixada livre. Posteriormente foram introduzidas molas na base da soleira que pretendem recriar a rigidez do terreno. Finalmente a esse modelo foram introduzidas molas nas paredes por forma a recriar o confinamento aquando a introdução de deslocamentos horizontais provocados pelo sismo. Após a análise destas 3 situações de apoio que se podem observar na Figura 4.52, concluiu-se que a abordagem que melhor retrata a situação real é a solução com a introdução de molas na soleira e nas paredes.

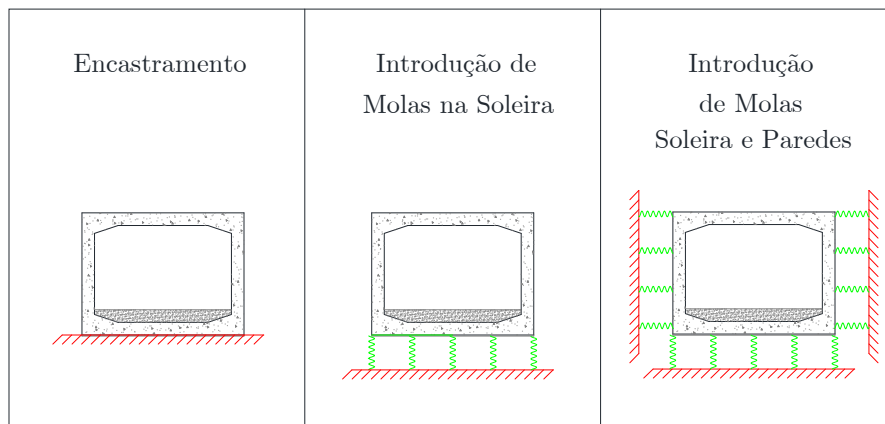


Figura 4.52 – Condições de apoio estudadas.

De salientar que os resultados obtidos, referentes às deformações originadas pelos carregamentos permanentes não majoradas no PLAXIS, eram semelhantes às deformações nas mesmas condições no SAP2000, pelo que se considerou esta solução para a continuação da análise estrutural.

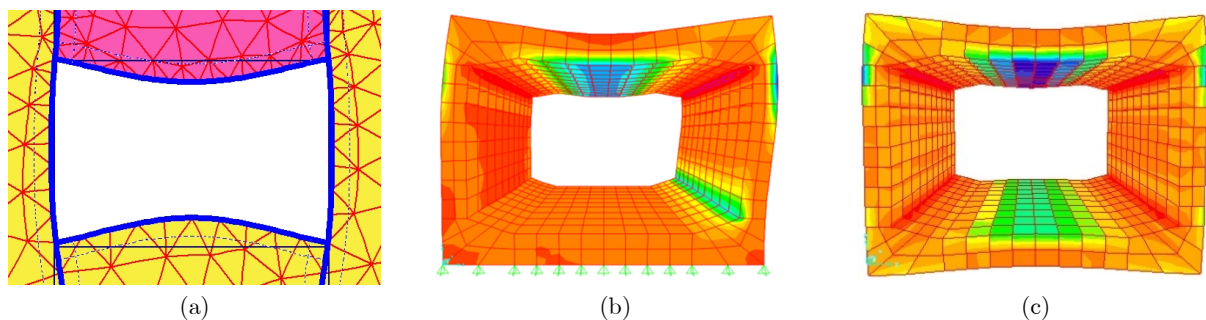


Figura 4.53 – Deformadas do Modelo 1: (a) PLAXIS; (b) SAP2000 com base encastrada; (c) SAP2000 com molas.

Como se pode verificar na Figura 4.53 (b), a soleira não apresenta qualquer deformação em virtude de estar encastrada. Outra diferença é o facto das deformações horizontais também serem bastante mais pronunciadas neste modelo.

Outra variação menos perceptível da simples análise das figuras, é o facto de, com a introdução de molas nos contornos laterais e inferior e com o carregamento aplicado, existe um acréscimo de rotação dos vértices inferiores o que provoca uma maior deformação da parede devido ao carregamento vertical e consecutivamente uma maior flecha da laje de cobertura.

Justificadas as condições de fronteira dos modelos a analisar, passar-se-á a estudar a questão das tensões e deformações da estrutura.

Antes de se apresentar os *Output's do SAP2000*, pode verificar-se na Tabela 4.21 apresentada anteriormente que os valores dos carregamentos equivalentes relativos aos esforços que dependem da profundidade (peso do aterro e o impulso dos terrenos sobre a estrutura quer na sua situação estática quer na dinâmica), representam a quase totalidade dos carregamentos impostos. É pois espectável que com as majorações efetuadas no Caso de carga 1 à carga permanente os resultados sejam bastante conservativos.

Seguidamente serão apresentados os estados de tensão referentes aos três modelos juntamente com as deformadas que lhes estão associadas.

Modelo 1 – Secção com lajes de 1,0 m de espessura situada entre estacas.

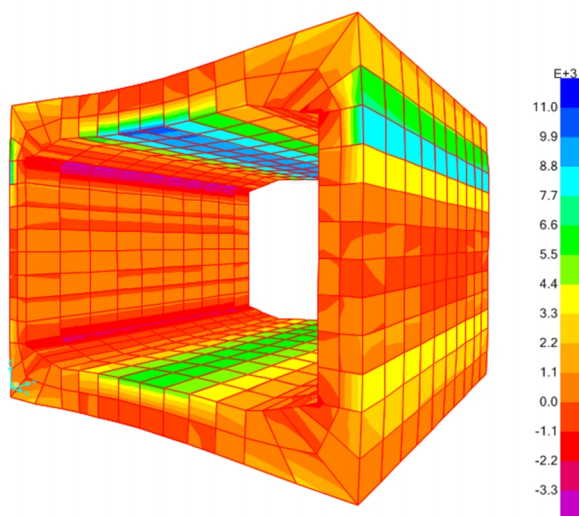


Figura 4.54 - Estado de tensão no caso de carga 1.

Como já foi referido, este caso de carga pretende refletir o caso normal de funcionamento com uma majoração de todas as cargas permanentes e sobrecarga rodoviária de 50%. Como se pode verificar as trações máximas ocorrem na face inferior da cobertura com tensões de tração significativamente superiores às encontradas na restante estrutura. Verifica-se a existência de zonas de compressão elevada na união da cobertura e soleira com o lado interior das paredes.

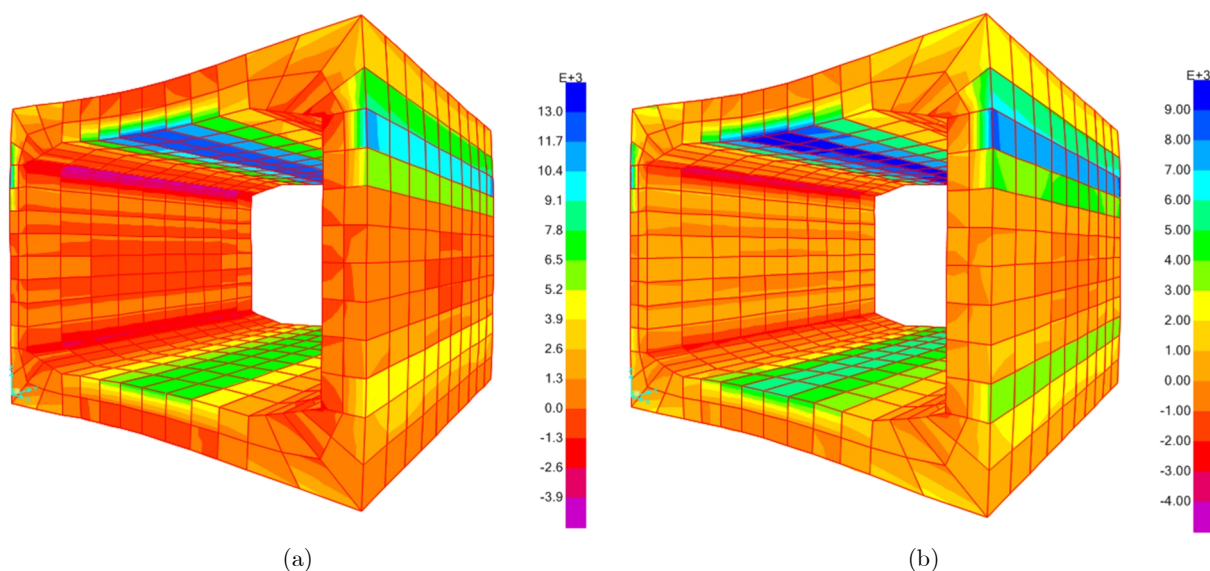


Figura 4.55 - Estado de tensão no caso de carga 2 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.

No que respeita ao caso de carga 2, pode-se observar em (a) que globalmente a estrutura apresenta esforços mais elevados. Esta situação deve-se principalmente à utilização do

valor não minorado da força sísmica vertical. Como se depreende da Figura 4.55(b) esses valores diminuem quando se utiliza o valor da ação sísmica horizontal não minorada e se aplica um coeficiente de 0,50 à força sísmica vertical.

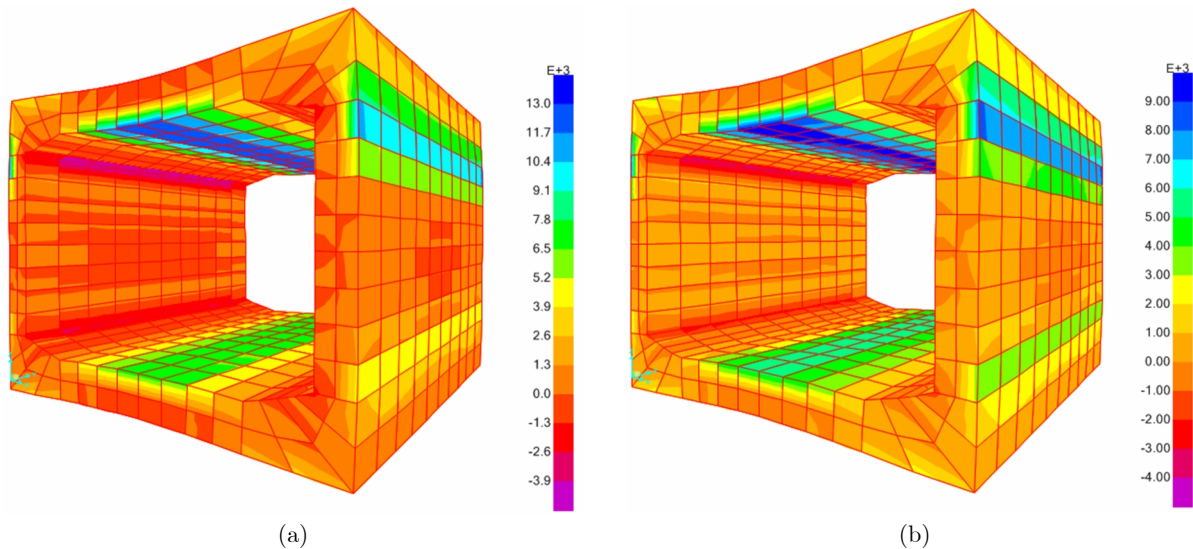


Figura 4.56 - Estado de tensão no caso de carga 3 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.

Neste caso de carga pode-se confirmar a assunção feita no parágrafo anterior, relativamente ao caso de carga 2 perante a grande variação entre os valores máximos de compressão e de tração. A escala é bastante reduzida pelo que aparenta uma igualdade de resultados.

Na Tabela 4.22 pode verificar-se que a Ação sísmica do Tipo 1 dá origem a esforços um pouco mais elevados que os apresentados no caso de carga 3 para a ação sísmica do tipo 2.

Tabela 4.22 – Estado de tensão dos elementos mais esforçados do Modelo 1.

Elemento	Caso de Carga	\dagger_{11}	\dagger_{22}	\dagger_{33}	\dagger_{12}	\dagger_{13}	\dagger_{23}	$\dagger_{Max.}$
2361	2	12 561.91	674.11	0.35	210.05	251.43	65.41	12 570.69
2740	2	-694.23	1 644.89	10 522.27	184.16	1,274.31	310.07	10 677.19
2440	2	7 223.15	217.64	-78.98	143.40	164.34	-18.70	7 229.77
2361	3	12 423.34	666.17	0.54	207.97	248.83	64.57	12 432.04
2740	3	-683.19	1 622.37	10 400.72	181.95	1 255.04	303.64	10 552.66
2440	3	7 152.90	214.42	-78.70	140.45	160.15	-18.29	7,159.27

Pode-se verificar na Figura 4.57 a localização em cada elemento estrutural dos elementos mais condicionados em termos do seu estado de tensão

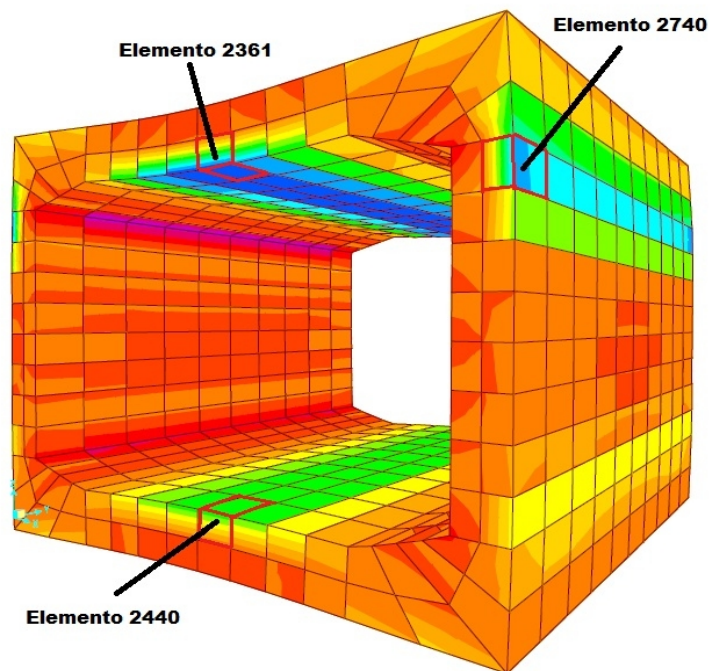


Figura 4.57 – Localização dos elementos sólidos referidos na Tabela 4.22.

Modelo 2 – Secção com lajes de 1,0 m de espessura situada entre taludes de escavação.

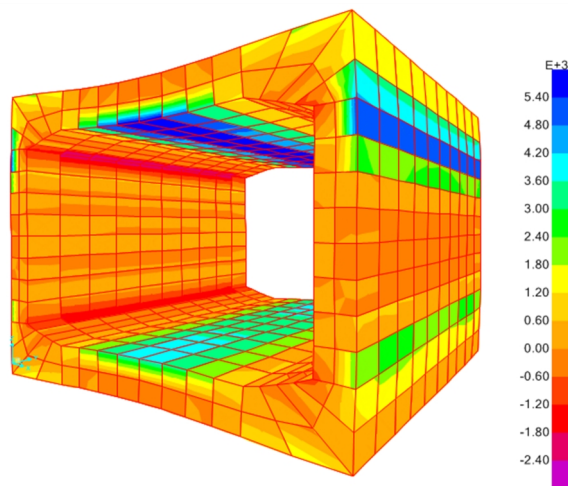


Figura 4.58 - Estado de tensão no caso de carga 1.

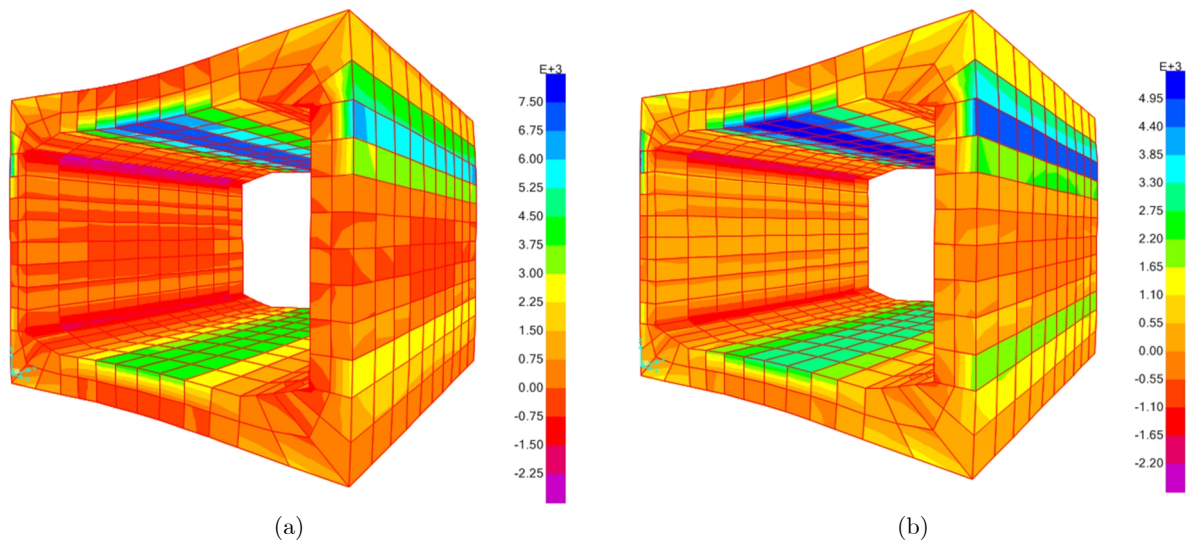


Figura 4.59 - Estado de tensão no caso de carga 2 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.

Relativamente aos esforços derivados dos carregamentos horizontais equivalentes, apesar de terem valores significativos, normalmente não são condicionantes já que os seus efeitos em termos globais são redutores à resposta global da estrutura quando esta está carregada pelo aterro na laje de cobertura. Por outro lado, os valores atingidos são sempre inferiores a esses mesmos valores (laje de cobertura) e em todos os casos de carga. Essa situação provoca na união entre a parede e a cobertura um ponto com um esforço de compressão máximo no lado interior da estrutura. Ainda na Parede, o elemento 2740 (do lado exterior) representa a zona com o 2º valor de tração mais alto da estrutura e estando esse elemento bastante próximo do ponto de compressão máxima obriga a que estas ligações de laje / parede devam ser alvo de especial atenção por forma a melhor compreender os fenómenos de distribuição de esforços nesta zona. De salientar que esta situação se dá em todos os casos de carga e em todos os modelos e deve a sua existência em grande parte devido ao grande carregamento que é causado pelo aterro sobre a cobertura.

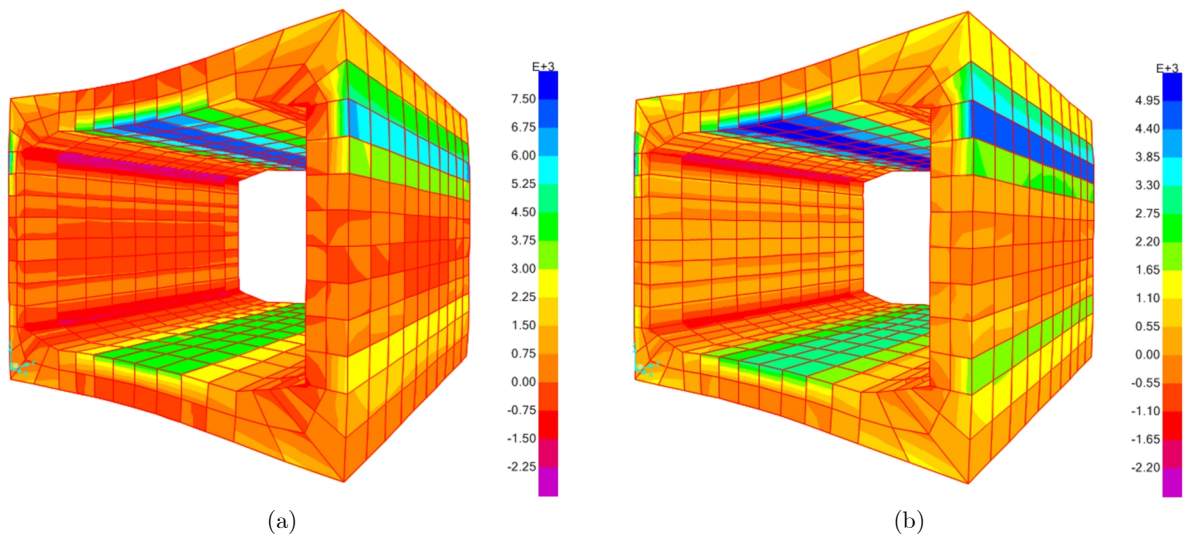


Figura 4.60 - Estado de tensão no caso de carga 3 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.

Modelo 3 – Secção com lajes de 0,8 m de espessura situada entre taludes de escavação.

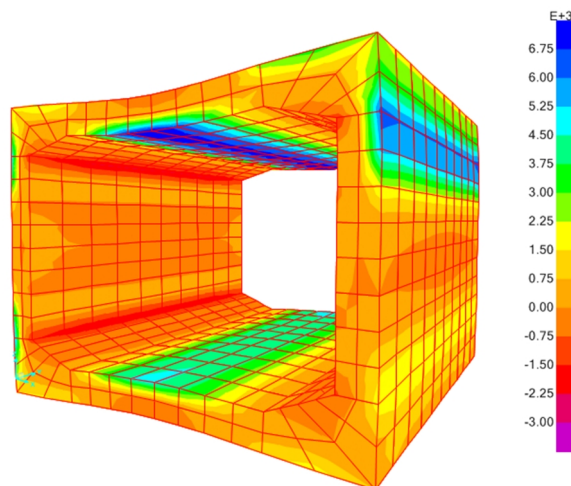


Figura 4.61 - Estado de tensão no caso de carga 1.

No caso de estudo em questão é com este estado de tensão representado no modelo 3 que é efetuada a mudança da tipologia de secção. Como se pode observar por comparação com o modelo 2 na Figura 4.58 e Figura 4.61 (Caso de Carga 1), na Figura 4.59 e Figura 4.62 (caso de carga 2) e finalmente na Figura 4.60 e Figura 4.63 (caso de carga 3) os valores das tensões máximas instaladas diferem em cerca de 20 a 30% relativamente ao outro modelo sendo que nos casos de carga 2 e 3 aproximadamente de 10 GPa a secção passa para o tipo 1 mudando a espessura da laje dos 0,80 para os 1,0 m (sentido Falagueira – Pontinha) de referir que usualmente esta secção ainda poderia ter

algum acréscimo de tensão já que a profundidade à qual esta tensão se encontra ronda os 7,5 metros e de acordo com o projeto da obra é usual a utilização desta secção até profundidades na ordem dos 10 m.

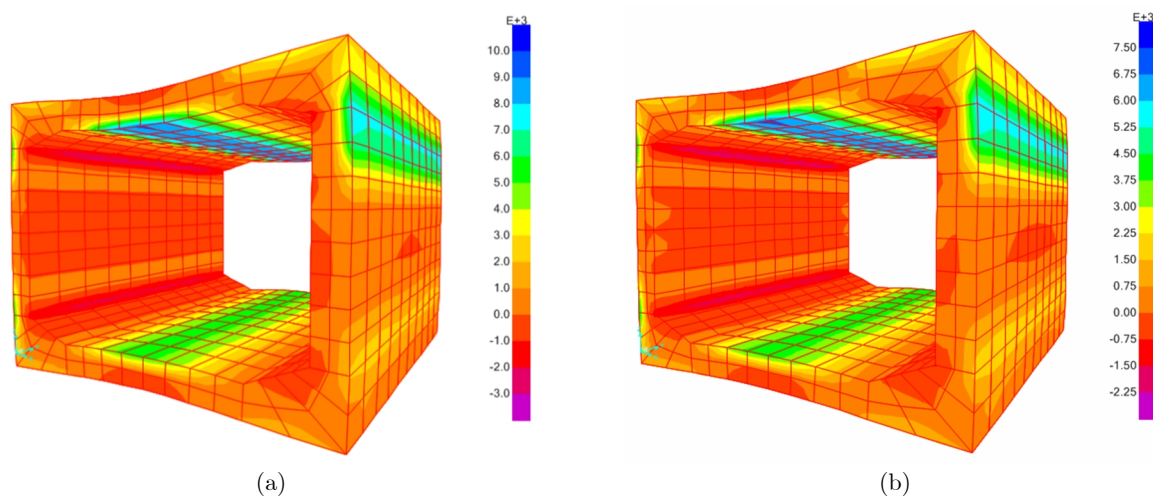


Figura 4.62 - Estado de tensão no caso de carga 2 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.

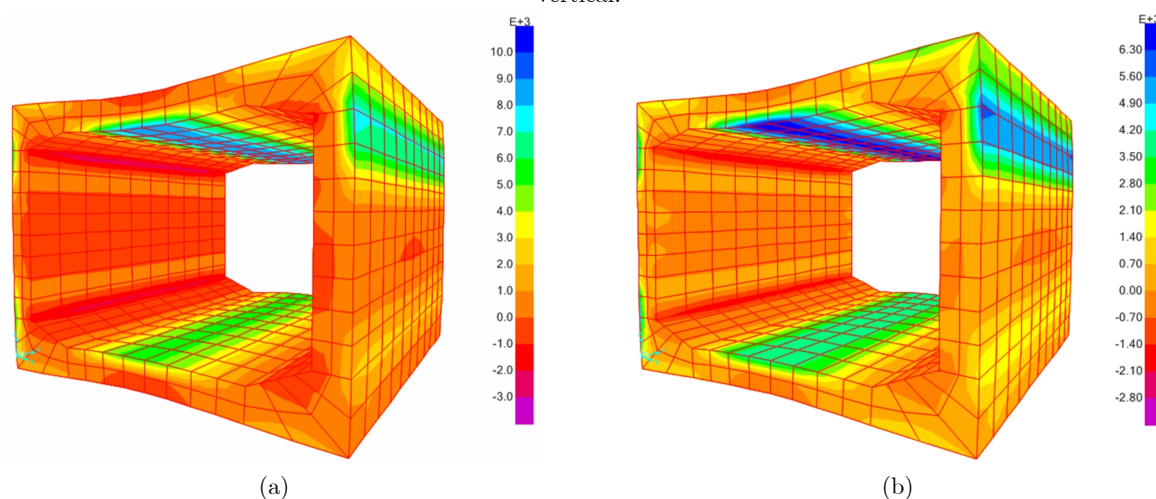


Figura 4.63 - Estado de tensão no caso de carga 3 - (a) Metade força sísmica horizontal; (b) Metade força sísmica vertical.

Como se pode verificar nas imagens de todos os modelos e em todos os casos de carga, os esforços aplicados na laje de cobertura são altamente restritivos e facilmente se pode concluir que a questão da profundidade afeta a aplicabilidade do método *Cut and Cover*.

Relativamente às parametrizações dos materiais e condições da envolvente inerentes à caracterização dos modelos. Tem-se a salientar que possivelmente a utilização de um

peso volúmico para o aterro idêntico ao valor do maciço inalterado da formação de Benfica, pode ser uma assunção um pouco conservativa, contudo a variação desta não altera a globalidade do comportamento da estrutura, pelo que após a verificação da diferença e conscientemente se saber que os valores daí obtidos tem como base um valor superior ao real neste caso se optou por manter os valores iniciais.

No que respeita a outros carregamentos que não foram contabilizados pode-se evidenciar os carregamentos devidos à utilização ferroviária como a carga rolante devido à passagem dos veículos ou como as forças de frenagem. Em virtude de estas serem aplicadas na soleira em termos genéricos iriam provocar uma diminuição das tensões instaladas de compressão na face inferior da laje de cobertura e de tração na face superior. Por outro lado o facto de apresentar este tipo de comportamento significa que iria introduzir uma rotação nos vértices da estrutura inversa à existente e consequentemente diminuir as tensões na cobertura. Pode-se então concluir que com a introdução destes carregamentos na laje de soleira e em termos globais os seus efeitos até seriam vantajosos já que diminuiriam na globalidades os esforços instalados.

4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como se pode verificar neste estudo, existem 2 tipos de secção transversal, uma que possui lajes com uma espessura de 0,80 m e a outra secção com 1,00 m. Estes tipos de secção são utilizados pelo Metropolitano de Lisboa E.P. no processo construtivo *Cut and Cover* cujos aterros sejam inferiores ou superiores a 10 metros respetivamente. Como se pode verificar na Figura 4.1, entre o troço 72 e o troço 74 existe uma estação também executada a céu aberto e um troço que terá sido executado com recurso ao NATM No projeto desta obra foi definido que a transição se daria a uma profundidade inferior, nomeadamente na ordem dos 7,5 metros utilizada nos modelos de cálculo 2 e 3. Como se pode verificar a esta profundidade já existem tensões bastante elevadas que obrigam à utilização de elementos estruturais de grandes dimensões e com materiais de elevada capacidade resistente. Embora não esteja presente nos objetivos deste trabalho, as tensões resistentes que satisfazem os critérios de segurança dessa grandeza de esforços

são normalmente conseguidos com armaduras passivas em aço A500, a título de exemplo para a armadura inferior da laje de cobertura é usual utilizar-se 32//0,075 no sentido transversal ao desenvolvimento do túnel e relativamente à armadura superior, 20//0,15. Esta situação espelha bem as limitações que este tipo de estrutura apresenta quando está implantada a este nível de profundidade.

5 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

5.1 CONCLUSÕES

Com a realização do presente trabalho procurou-se efetuar uma pequena revisão de conhecimentos e conceitos no âmbito do projeto e construção de túneis, com especial destaque para a metodologia de execução de galerias a céu aberto (método *cut and cover*), uma vez que no final do trabalho se abordou um estudo de caso assente nesta metodologia.

Assim, numa primeira parte do trabalho procurou-se mostrar a importância que estas obras representam para a organização dos meios urbanos densamente povoados, salientando-se alguns aspetos humanos, económicos, funcionais e ambientais. Contudo, a principal abordagem seguida para a realização deste trabalho assentou na análise da vertente técnica do problema, pelo que se efetuou uma pequena revisão bibliográfica sobre esta componente, que procurou enquadrar o tema em termos históricos e abordar as principais metodologias utilizadas na construção deste tipo de obras, evidenciando-se algumas vantagens e desvantagens das metodologias de construção abordadas. Esta primeira parte do trabalho terminou com uma abordagem sumária à instrumentação utilizada no controlo da segurança destas obras e empreendimentos envolventes e aos principais benefícios obtidos com a construção deste tipo de obras.

Na segunda parte do trabalho procurou-se discutir e apresentar os aspetos mais relevantes para o desenvolvimento de modelos estruturais utilizados na execução do projeto estrutural deste tipo de obras. Neste particular procurou-se sintetizar quais as principais ações a considerar, e as combinações de ações mais utilizadas neste domínio, seguindo a regulamentação aplicável em Portugal e direcionando desde logo esta componente do trabalho para o estudo de caso analisado.

Finalmente com a análise do estudo de caso, apresentado no 4º capítulo do trabalho, procurou-se discutir as opções estruturais adotadas na execução de dois troços do prolongamento da linha azul do metropolitano de Lisboa, confirmando-se que a profundidade a que o túnel foi implantado condicionou as referidas opções estruturais, isto é, para o troço 74 a profundidade de implantação da estrutura aumenta no sentido

em que se aproxima da empreitada executada em NATM sendo que houve a necessidade de aumentar a espessura das lajes de 0,80 m para 1,00 m. Essa alteração poderia ter sido efetuada a maior profundidade, no entanto, por forma a facilitar essa mesma alteração de secção, o projetista optou pela execução a uma profundidade menor, ainda dentro da empreitada executada a céu aberto. De acordo com a pesquisa bibliográfica efetuada, esta é mesmo uma das vantagens da utilização o método *Cut and Cover* (a facilidade de introduzir variações de secção e possibilidade de criar poços quer de ventilação quer de acessibilidade). Relativamente ao troço 72 a questão das limitações devidas às características da envolvente ganham relevância.

Parte do 72º troço situa-se numa zona urbana e não existe a possibilidade de executar a escavação integral com recurso a taludes e banquetas de escavação. Por esse facto houve a necessidade de executar em parte deste troço cortinas de estacas. Como se pode verificar no 4º capítulo, esta situação condiciona estruturalmente o túnel executado, e é de referir que as tensões instaladas na estrutura do túnel são superiores pelo facto de existir esta diferença, como se pode verificar em 4.6.2.

Relativamente à aplicabilidade do método *Cut and Cover* única e exclusivamente quando está em causa o fator profundidade pode-se concluir que para profundidades superiores às verificadas no estudo de caso, a aplicabilidade das secções apresentadas está mesmo em causa devido ao estado de tensão a que as secções já estão sujeitas. Esta questão ainda é mais notória já que no caso de estudo a laje de cobertura é plana, não tirando proveito do efeito arco que a generalidade das obras deste tipo possui. De uma forma mais pratica, pode-se concluir. Com a introdução de aterros de grande altura sobre a estrutura, com a inerente carga equivalente, são introduzidos esforços na estrutura que impõem grandes secções e elevadas densidades de armaduras conforme se pode verificar na Figura 5.1.



Figura 5.1 – Aspeto da armadura da laje de cobertura no Modelo 1.

Com este incremento na utilização de material resistente e com o aumento dos volumes de solo movimentado quer em escavação como em aterro, em termos económicos também começam a não compensar a utilização do método *Cut and Cover* face aos restantes métodos construtivos.

5.2 PERSPETIVAS FUTURAS

O tema abordado neste trabalho é vasto e pode ser enquadrado em diversas perspetivas. Neste sentido, existe um conjunto de outras vertentes que podem ser exploradas como complemento ao trabalho realizado ou mesmo como alternativa.

Assim, entende-se que para o estudo de caso apresentado neste trabalho seria importante averiguar, até que profundidade seria rentável a utilização do método *cut and cover* por comparação com as outras metodologias apresentadas. Nessas circunstâncias seria também necessário efetuar cálculos estruturais complementares das possíveis secções transversais dos túneis a adotar, bem como da estabilidade do subsolo envolvente.

Em termos regulamentares seria interessante efetuar um estudo comparativo de verificação de segurança para o estudo de caso apresentado neste trabalho adotando na íntegra a nova regulamentação patente nos Eurocódigos Estruturais.

No âmbito da utilização dos programas de cálculo, seria importante efetuar uma análise tridimensional dos modelos estruturais utilizados no estudo de caso recorrendo ao PLAXIS, sobretudo em termos de análise dinâmica.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ricondelmisterio*. (11 de 12 de 2008). Obtido em 2012, de Ricondelmisterio: www.ricondelmisterio.com/wp-content/uploads/derinkyiu1.jpg
- Oapeadeirodasmvirtudes*. (12 de Maio de 2009). Obtido em 2012, de <http://apeadeirodasmvirtudes.blogspot.pt/2009/05/tunel-e-estacao-de-fatima.html>
- army*. (2011). Obtido em 1 de 12 de 2011, de www.2id.korea.army.mil: <http://www.2id.korea.army.mil/sites/museum/pictures/Photos%20WWI/WWI-Engineer-tunneling.jpg>
- O tópic das efemérides*. (2011). Obtido de <http://www.estranhomasverdade.com/forum/index.php?topic=13529.30>
- Prints-4-all.com*. (2011). Obtido em 30 de 11 de 2011, de prints-4-all: <http://www.prints-4-all.com/cgi-bin/item/MAA0888223L/5/5-Tunnels-London-Southwark-Railway-Thames-Print-1888#>
- Metrolisboa*. (2012). Obtido em 22 de Maio de 2012, de [Metrolisboa.pt](http://www.metrolisboa.pt/empresa/um-pouco-de-historia/): <http://www.metrolisboa.pt/empresa/um-pouco-de-historia/>
- Wikipedia*. (8 de Maio de 2012). Obtido em 22 de Maio de 2012, de Wikipedia: http://pt.wikipedia.org/wiki/Metropolitano_de_Lisboa#A_ideia
- Arup. (2002). Obtido em 2012, de <http://www.docstoc.com/docs/27446464/Cut-and-Cover-Tunnel-Construction>
- Athens123*. (s.d.). Obtido em 2012, de <http://athens123.com/Images1/Hadrians-Aqueduct/Other/Roman-aqueduct-construction.jpg>
- Câmara Municipal de Lisboa. (2005). *Lisboa :O Desafio da Mobilidade*. Lisboa: CML.
- Camposinhos, R. P. (13 de 01 de 2010). *engenhariacivil.com*. Obtido em 19 de 06 de 2012, de [engenhariacivil.com](http://www.engenhariacivil.com/acompanhamento-e-controlo-de-tuneladoras-epb): <http://www.engenhariacivil.com/acompanhamento-e-controlo-de-tuneladoras-epb>
- Centralsubwaysf*. (s.d.). Obtido em 2012, de <http://www.centralsubwaysf.com/sites/default/files/sequential%20excavation.jpg>
- Coelho, S. (1996). Tecnologia de Fundações. In S. Coelho, *Tecnologia de Fundações* (p. 25.18). E.P.G.E.

- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundações*. Lisboa: Edições E.P.G.E.
- Emge, A. (2011). Doctor. *At Home in "Non-being". Understanding Cappadocia's Cave dwellings, Fairy Chimneys and underground Cities in Central Anatolia*.
- Engil. (2002). *Procedimento de trabalho*. Lisboa.
- Eurocódigo 8. (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistencia aos sismos*. Lisboa: 2010.
- Farinha, B. (1997). *Obras de Construção do Metropolitano de Lisboa*. Lisboa, Lisboa: Metropolitano de Lisboa.
- Hanamura. (2001). *Underground space networks in the 21th century*. Quioto.
- I.N.E. (2001). *Recenseamento geral da população*. Lisboa: I.N.E.
- Kérisel, J. (1985). The history of geotechnical engineering up to 1700.
- Leal, C. d. (1953). Há 88 anos. *Gazeta dos Caminhos de Ferro*.
- Lnec. (07 de Fevereiro de 2012). *Lnec*. Obtido em 24 de Maio de 2012, de Lnec: http://www.lnec.pt/qpe/eurocodigos/situacao_na_europa
- McMurray, W. (2004). *Towards an Absolute Cronology for Ancient Egypt*.
- Meissner, H. (2010). *Numerik in der Geotechnik*. Obtido em 18 de 06 de 2012, de Numerik in der Geotechnik: http://ak16.rub.de/downloads/empfehlung_ak16_teil3.pdf
- Metropolitano de Lisboa. (2011). *Metropolitano de Lisboa*. Obtido em 2012
- Metropolitano de Lisboa E.P. (4 de 2006). Memória descritiva e Justificativa. *Reabilitação do 11º Troço da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa E.P.* Lisboa, Lisboa.
- Moreira, C. M. (2006). Tuneis, uma herança ancestral rumo ao futuro.
- N.Barton, E. G. (1995). New Austrian Tunnelling Method (NATM). In *Sprayed Concrete: Properties, Design and Application* (p. 151). S.A. Austin and P.J. Robins.
- National Geographic. (7 de 7 de 2010). *National Geographic*. Obtido em 2012, de http://images.nationalgeographic.com/wpf/media-live/photos/000/229/cache/egypt-seti-tomb-tunnel-cross-section_22987_600x450.jpg

Nova. (22 de 2 de 2000). *Pbs*. Obtido em 2012, de <http://www.pbs.org/wgbh/nova/assets/img/roman-aqueducts/image-03-large.jpg>

Plaxis. (2010). Plaxis 2D - reference Manual. In Plaxis, *Plaxis 2D - reference Manual* (p. 78).

Restosdecolectao. (2012). *Restosdecolectao*. Obtido em 2012, de http://4.bp.blogspot.com/_RdKgMGIJ6II/SrOB-SqhyfI/AAAAAAAAAGIM/2myHJceYlIg/s400/mmp.jpg

Schulz, M. (2009). The Ancient World's Longest Underground Aqueduct. *Spiegel Online International*.

Sousa. (1996). *Estruturas Subterraneas, Apontamentos*. Porto: FEUP.

Sterling. (2000). *Planing, design and management of future underground*. Moscovo.

Tavares, A. J. (5 de 2005). Engenharia Militar. *Revista Ingenium*.

Tunnelseis. (21 de Agosto de 2005). *Tunnelseis*. Obtido em 2012, de <http://www.bing.com/images/search?q=epb+tbm&view=detail&id=F2887EA08F39786321C0BE8C0A067E118F14B6F7&first=61&FORM=IDFRIR>

Wikipedia. (12 de 05 de 2012). *New Austrian Tunnelling Method*. Obtido em 21 de 06 de 2012, de Wikipedia: http://pt.wikipedia.org/wiki/New_Austrian_Tunnelling_Method

ANEXOS

Nos capítulos anteriores, foram utilizadas excertos de tabelas, para descrever o método de cálculo de alguns parâmetros definidos na modelação estrutural. Passa-se a apresentar as tabelas completas que lhes deram origem.

ANEXO 1 – CALCULO DA RIGIDEZ EQUIVALENTE DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

Tabela A1.1 – Cálculo da rigidez equivalente do terreno a aplicar nas molas sob a soleira.

Soleira-com sobrecarga rodoviaria					Soleira-sem sobrecarga rodoviaria					Carga equivalente da RCP sem Revestimento				Calculo do K
N	Q	M	Ux	Uy	N	Q	M	Ux	Uy	X	delta x	Resultante da sobrecarga sobre a laje	Valor Médio	
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[m]				
-928,9	1544,6	-2028,2	0,2	0,5	-931,5	1538,6	-2019,4	0,2	0,8	-5,2	0,2	433,4		517,6
-927,6	1453,2	-1642,3	0,1	0,7	-930,3	1447,5	-1635,0	0,1	1,0	-4,9	0,2	428,5		421,2
-925,9	1362,9	-1279,7	0,1	0,9	-928,6	1357,5	-1273,8	0,1	1,2	-4,7	0,2	422,8		347,5
-923,9	1273,7	-940,2	0,1	1,1	-926,6	1268,6	-935,7	0,1	1,4	-4,5	0,2	416,3		291,0
-921,4	1185,9	-623,6	0,1	1,3	-924,2	1181,1	-620,4	0,1	1,7	-4,3	0,2			
-921,5	1186,0	-623,6	0,1	1,3	-924,3	1181,1	-620,4	0,1	1,7	-4,1	0,2	408,0		246,6
-918,9	1099,9	-329,4	0,1	1,6	-921,7	1095,4	-327,4	0,1	1,9	-3,9	0,2	399,5		212,0
-916,2	1015,7	-57,0	0,1	1,8	-919,0	1011,4	-56,1	0,1	2,1	-3,7	0,2	390,7		184,6
-913,4	933,2	193,9	0,1	2,0	-916,3	929,3	193,7	0,1	2,3	-3,5	0,2	381,5		162,5
-910,6	852,7	423,8	0,1	2,3	-913,5	849,1	422,6	0,1	2,6	-3,3	0,2			
-910,6	852,7	423,8	0,1	2,3	-913,6	849,0	422,6	0,1	2,6	-3,0	0,2	372,4		144,7
-907,9	774,1	633,2	0,1	2,5	-910,9	770,7	631,1	0,1	2,8	-2,8	0,2	364,3		130,5
-905,2	697,2	822,6	0,1	2,7	-908,2	694,2	819,7	0,1	3,0	-2,6	0,2	356,1		118,7
-902,7	622,0	992,4	0,1	2,9	-905,8	619,3	988,8	0,1	3,2	-2,4	0,2	347,9		108,8
-900,3	548,6	1143,1	0,1	3,1	-903,4	546,2	1138,8	0,1	3,4	-2,2	0,2			
-900,3	548,5	1143,1	0,1	3,1	-903,5	546,0	1138,8	0,1	3,4	-2,0	0,2	340,7		100,9
-898,2	476,5	1275,0	0,1	3,2	-901,3	474,4	1270,1	0,1	3,5	-1,8	0,2	335,1		94,7
-896,3	405,8	1388,6	0,0	3,4	-899,4	404,0	1383,2	0,0	3,7	-1,6	0,2	329,6		89,4
-894,6	336,2	1484,1	0,0	3,5	-897,8	334,7	1478,3	0,0	3,8	-1,4	0,2	324,2		85,1
-893,2	267,8	1561,8	0,0	3,6	-896,4	266,5	1555,7	0,0	3,9	-1,2	0,2			0,0
-893,2	267,6	1561,8	0,0	3,6	-896,4	266,4	1555,7	0,0	3,9	-0,9	0,2	320,3		81,8
-892,1	200,0	1622,0	0,0	3,7	-895,4	199,1	1615,6	0,0	4,0	-0,7	0,2	318,2		79,6
-891,4	132,8	1664,9	0,0	3,8	-894,6	132,2	1658,2	0,0	4,1	-0,5	0,2	316,3		78,0
-890,9	66,0	1690,5	0,0	3,8	-894,2	65,7	1683,7	0,0	4,1	-0,3	0,2	314,5		76,9
-890,8	-0,4	1698,9	0,0	3,8	-894,0	-0,4	1692,1	0,0	4,1	-0,1	0,2		298,8	0,0
-890,8	-0,6	1698,9	0,0	3,8	-894,0	-0,6	1692,1	0,0	4,1	0,1	0,2	314,5		76,6
-891,0	-67,0	1690,2	0,0	3,8	-894,2	-66,7	1683,4	0,0	4,1	0,3	0,2	316,3		77,3
-891,5	-133,8	1664,3	0,0	3,8	-894,8	-133,2	1657,7	0,0	4,1	0,5	0,2	318,2		78,5
-892,4	-200,9	1621,3	0,0	3,7	-895,6	-200,0	1614,8	0,0	4,0	0,7	0,2	320,3		80,2
-893,5	-268,6	1560,8	0,0	3,6	-896,7	-267,4	1554,6	0,0	3,9	0,9	0,2			0,0
-893,5	-268,7	1560,8	0,0	3,6	-896,7	-267,5	1554,6	0,0	3,9	1,2	0,2	324,1		82,9
-895,0	-337,2	1482,9	0,0	3,5	-898,2	-335,6	1477,0	0,0	3,8	1,4	0,2	329,5		86,6
-896,7	-406,7	1387,1	0,0	3,4	-899,9	-404,9	1381,7	0,0	3,7	1,6	0,2	335,0		91,0
-898,7	-477,5	1273,3	-0,1	3,2	-901,8	-475,3	1268,3	-0,1	3,5	1,8	0,2	340,6		96,4
-900,9	-549,4	1141,1	-0,1	3,1	-904,0	-546,9	1136,8	-0,1	3,4	2,0	0,2			0,0
-900,9	-549,5	1141,1	-0,1	3,1	-904,0	-547,1	1136,8	-0,1	3,4	2,2	0,2	347,8		103,2
-903,3	-622,9	990,2	-0,1	2,9	-906,4	-620,2	986,6	-0,1	3,2	2,4	0,2	356,0		111,7
-905,9	-698,1	820,2	-0,1	2,7	-908,9	-695,0	817,2	-0,1	3,0	2,6	0,2	364,2		121,8
-908,6	-774,9	630,5	-0,1	2,5	-911,6	-771,6	628,4	-0,1	2,8	2,8	0,2	372,3		133,8
-911,4	-853,5	420,9	-0,1	2,3	-914,4	-849,8	419,8	-0,1	2,6	3,0	0,2			0,0
-911,4	-853,5	420,9	-0,1	2,3	-914,3	-849,9	419,8	-0,1	2,6	3,3	0,2	381,3		148,8
-914,2	-934,0	190,9	-0,1	2,0	-917,2	-930,0	190,7	-0,1	2,3	3,5	0,2	390,5		167,2
-917,1	-1016,4	-60,3	-0,1	1,8	-919,9	-1012,1	-59,4	-0,1	2,1	3,7	0,2	399,4		189,8
-919,8	-1100,7	-332,8	-0,1	1,6	-922,6	-1096,1	-330,8	-0,1	1,9	3,9	0,2	407,8		217,9
-922,4	-1186,7	-627,2	-0,1	1,3	-925,2	-1181,8	-624,0	-0,1	1,6	4,1	0,2			0,0
-922,4	-1186,6	-627,2	-0,1	1,3	-925,1	-1181,7	-624,0	-0,1	1,6	4,3	0,2	416,2		253,7
-924,8	-1274,4	-944,0	-0,1	1,1	-927,5	-1269,2	-939,4	-0,1	1,4	4,5	0,2	422,8		298,5
-926,9	-1363,6	-1283,7	-0,1	0,9	-929,6	-1358,1	-1277,8	-0,1	1,2	4,7	0,2	428,5		356,5
-928,6	-1453,9	-1646,5	-0,1	0,7	-931,2	-1448,2	-1639,1	-0,1	1,0	4,9	0,2	433,5		432,6
-929,8	-1545,3	-2032,5	-0,2	0,5	-932,5	-1539,3	-2023,7	-0,2	0,8	5,2				
										0,003 mm		366,0		130606,5

ANEXO 2 – CALCULO DE CARREGAMENTOS ESTÁTICOS EQUIVALENTES

Tabela A2.1– Cálculo da carga equivalente ao peso do aterro e à sobrecarga rodoviária sobre a cobertura no Troço 72

Cobertura-Com sobrecarga rodoviária						Cobertura-Sem sobrecarga rodoviária						Cobertura-Diferença						Carga equivalente da sobrecarga				Carga equivalente da RCP sem revestimento			
N	Q	M	Ux	Uy		N	Q	M	Ux	Uy		N	Q	M	Ux	Uy		X	delta x	resultante da sobrecarga sobre a laje	Valor médio	X	delta x	resultante da sobrecarga sobre a laje	Valor médio
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]		[m]				[m]			
-502,3	-1503,5	2054,9	0,1	0,2		-506,2	-1495,5	2042,1	0,1	0,5		4,0	-8,0	12,8	0,0	-0,3	-5,2	0,1	-1,2	-1,6	-5,2	0,1	-347,01	-290,3	
-501,8	-1456,3	1854,4	0,1	0,1		-505,8	-1448,5	1842,6	0,1	0,4		4,0	-7,8	11,7	0,0	-0,3	-5,0	0,1	-1,3	-1,6	-5,0	0,1	-343,48		
-501,3	-1409,6	1660,1	0,1	0,0		-505,3	-1401,9	1649,4	0,1	0,3		4,0	-7,7	10,7	0,0	-0,3	-4,9	0,1	-1,3	-1,6	-4,9	0,1	-339,79		
-500,6	-1363,4	1472,2	0,1	-0,1		-504,6	-1355,9	1462,5	0,1	0,2		4,0	-7,5	9,6	0,0	-0,3	-4,7	0,1	-1,3	-1,6	-4,7	0,1	-335,96		
-499,8	-1317,7	1290,5	0,1	-0,2		-503,8	-1310,4	1281,9	0,1	0,1		4,1	-7,3	8,6	0,0	-0,3	-4,6	0,0		-1,6	-4,6	0,0			
-499,8	-1317,7	1290,5	0,1	-0,2		-503,8	-1310,3	1281,9	0,1	0,1		4,1	-7,3	8,6	0,0	-0,3	-4,6	0,1	-1,3	-1,6	-4,6	0,1	-332,55		
-498,9	-1272,4	1115,1	0,1	-0,3		-503,0	-1265,3	1107,4	0,1	0,0		4,1	-7,1	7,7	0,0	-0,3	-4,5	0,1	-1,3	-1,6	-4,5	0,1	-329,28		
-497,9	-1227,6	945,6	0,1	-0,4		-502,0	-1220,6	938,9	0,1	-0,1		4,1	-7,0	6,7	0,0	-0,3	-4,3	0,1	-1,4	-1,6	-4,3	0,1	-325,78		
-496,9	-1183,3	782,2	0,1	-0,5		-501,0	-1176,5	776,5	0,1	-0,2		4,1	-6,8	5,8	0,0	-0,3	-4,2	0,1	-1,4	-1,6	-4,2	0,1	-322,04		
-495,8	-1139,4	624,9	0,1	-0,6		-499,9	-1132,8	620,0	0,1	-0,3		4,2	-6,6	4,9	0,0	-0,3	-4,1	0,0		-1,6	-4,1	0,0			
-495,8	-1139,4	624,9	0,1	-0,6		-499,9	-1132,8	620,0	0,1	-0,3		4,2	-6,6	4,9	0,0	-0,3	-4,1	0,1	-1,4	-1,6	-4,1	0,1	-318,51		
-494,6	-1096,1	473,4	0,1	-0,7		-498,8	-1089,7	469,5	0,1	-0,4		4,2	-6,4	4,0	0,0	-0,3	-3,9	0,1	-1,4	-1,6	-3,9	0,1	-315,22		
-493,4	-1053,1	327,8	0,1	-0,8		-497,7	-1046,9	324,6	0,1	-0,5		4,2	-6,2	3,1	0,0	-0,3	-3,8	0,1	-1,5	-1,6	-3,8	0,1	-311,73		
-492,2	-1010,7	187,9	0,1	-0,9		-496,5	-1004,7	185,6	0,1	-0,6		4,3	-6,0	2,3	0,0	-0,3	-3,7	0,1	-1,5	-1,6	-3,7	0,1	-308,01		
-490,9	-968,8	53,8	0,1	-1,1		-495,2	-962,9	52,3	0,1	-0,7		4,3	-5,8	1,5	0,0	-0,3	-3,5	0,0		-1,6	-3,5	0,0			
-490,9	-968,7	53,8	0,1	-1,1		-495,2	-962,9	52,3	0,1	-0,7		4,3	-5,8	1,5	0,0	-0,3	-3,5	0,1	-1,5	-1,6	-3,5	0,1	-304,57		
-489,6	-927,2	-74,7	0,1	-1,2		-494,0	-921,6	-75,4	0,1	-0,8		4,4	-5,6	0,7	0,0	-0,3	-3,4	0,1	-1,5	-1,6	-3,4	0,1	-301,45		
-488,3	-886,2	-197,6	0,1	-1,3		-492,7	-880,8	-197,5	0,1	-1,0		4,4	-5,4	0,0	0,0	-0,3	-3,3	0,1	-1,5	-1,6	-3,3	0,1	-298,14		
-487,1	-845,6	-314,9	0,1	-1,4		-491,5	-840,4	-314,2	0,1	-1,1		4,4	-5,2	-0,7	0,0	-0,3	-3,1	0,1	-1,5	-1,6	-3,1	0,1	-294,63		
-485,8	-805,4	-426,8	0,1	-1,5		-490,2	-800,5	-425,3	0,1	-1,2		4,5	-5,0	-1,4	0,0	-0,3	-3,0	0,0		-1,6	-3,0	0,0			
-485,8	-805,4	-426,8	0,1	-1,5		-490,2	-800,4	-425,3	0,1	-1,2		4,5	-5,0	-1,4	0,0	-0,3	-3,0	0,1	-1,6	-1,6	-3,0	0,1	-291,47		
-484,5	-765,7	-533,2	0,0	-1,6		-489,0	-760,9	-531,1	0,1	-1,3		4,5	-4,8	-2,1	0,0	-0,3	-2,8	0,1	-1,6	-1,6	-2,8	0,1	-288,67		
-483,2	-726,4	-634,3	0,0	-1,7		-487,8	-721,8	-631,6	0,0	-1,4		4,6	-4,6	-2,7	0,0	-0,3	-2,7	0,1	-1,6	-1,6	-2,7	0,1	-285,71		
-482,0	-687,4	-730,2	0,0	-1,8		-486,6	-683,1	-726,8	0,0	-1,5		4,6	-4,3	-3,3	0,0	-0,3	-2,6	0,1	-1,6	-1,6	-2,6	0,1	-282,58		
-480,8	-648,9	-820,7	0,0	-1,9		-485,4	-644,8	-816,8	0,0	-1,6		4,6	-4,1	-3,9	0,0	-0,3	-2,4	0,0		-1,6	-2,4	0,0			
-480,8	-648,9	-820,7	0,0	-1,9		-485,4	-644,7	-816,8	0,0	-1,6		4,6	-4,1	-3,9	0,0	-0,3	-2,4	0,1	-1,6	-1,6	-2,4	0,1	-279,82		
-479,6	-610,7	-906,0	0,0	-2,0		-484,3	-606,8	-901,6	0,0	-1,7		4,7	-3,9	-4,4	0,0	-0,3	-2,3	0,1	-1,6	-1,6	-2,3	0,1	-277,48		
-478,5	-572,9	-986,2	0,0	-2,1		-483,1	-569,2	-981,3	0,0	-1,8		4,7	-3,7	-5,0	0,0	-0,3	-2,2	0,1	-1,6	-1,6	-2,2	0,1	-274,98		
-477,4	-535,4	-1061,4	0,0	-2,2		-482,1	-532,0	-1055,9	0,0	-1,9		4,7	-3,5	-5,4	0,0	-0,3	-2,0	0,1	-1,7	-1,6	-2,0	0,1	-272,32		
-476,3	-498,3	-1131,4	0,0	-2,3		-481,1	-495,0	-1125,5	0,0	-1,9		4,8	-3,2	-5,9	0,0	-0,3	-1,9	0,0		-1,6	-1,9	0,0			
-476,3	-498,3	-1131,4	0,0	-2,3		-481,1	-495,0	-1125,5	0,0	-1,9		4,8	-3,2	-5,9	0,0	-0,3	-1,9	0,1	-1,7	-1,6	-1,9	0,1	-270,09		
-475,3	-461,4	-1196,4	0,0	-2,4		-480,1	-458,4	-1190,1	0,0	-2,0		4,8	-3,0	-6,3	0,0	-0,3	-1,8	0,1	-1,7	-1,6	-1,8	0,1	-268,29		
-474,4	-424,8	-1256,5	0,0	-2,4		-479,2	-422,1	-1249,7	0,0	-2,1		4,8	-2,8	-6,7	0,0	-0,3	-1,6	0,1	-1,7	-1,6	-1,6	0,1	-266,34		
-473,5	-388,5	-1311,6	0,0	-2,5		-478,4	-386,0	-1304,5	0,0	-2,2		4,8	-2,6	-7,1	0,0	-0,3	-1,5	0,1	-1,7	-1,6	-1,5	0,1	-264,26		
-472,7	-352,5	-1361,8	0,0	-2,6		-477,6	-350,1	-1354,4	0,0	-2,2		4,9	-2,3	-7,4	0,0	-0,3	-1,4	0,0		-1,6	-1,4	0,0			
-472,7	-352,4	-1361,8	0,0	-2,6		-477,6	-350,1	-1354,4	0,0	-2,2		4,9	-2,3	-7,4	0,0	-0,3	-1,4	0,1	-1,7	-1,6	-1,4	0,1	-262,61		
-472,0	-316,6	-1407,1	0,0	-2,6		-476,9	-314,5	-1399,4	0,0	-2,3		4,9	-2,1	-7,7	0,0	-0,3	-1,2	0,1	-1,7	-1,6	-1,2	0,1	-261,42		
-471,3	-281,0	-1447,6	0,0	-2,7		-476,2	-279,1	-1439,6	0,0	-2,3		4,9	-1,9	-8,0	0,0	-0,3	-1,1	0,1	-1,7	-1,6	-1,1	0,1	-260,09		
-470,7	-245,5	-1483,3	0,0	-2,7		-475,6	-243,8	-1475,1	0,0	-2,4		4,9	-1,6	-8,2	0,0	-0,3	-0,9	0,1	-1,7	-1,6	-0,9	0,1	-258,62		
-470,2	-210,2	-1514,2	0,0	-2,8		-475,1	-208,8	-1505,7	0,0	-2,4		4,9	-1,4	-8,4	0,0	-0,3	-0,8	0,0		-1,6	-0,8	0,0			
-470,2	-210,2	-1514,2	0,0	-2,8		-475,1	-208,8	-1505,7	0,0	-2,4		4,9	-1,4	-8,4	0,0	-0,3	-0,8	0,1	-1,7	-1,6	-0,8	0,1	-257,62		
-469,7	-175,0	-1540,2	0,0	-2,8		-474,7	-173,8	-1531,7	0,0	-2,5		4,9	-1,2	-8,6	0,0	-0,3	-0,7	0,1	-1,7	-1,6	-0,7	0,1	-257,07		
-469,4	-139,9	-1561,6	0,0	-2,8		-474,3	-139,0	-1552,9	0,0	-2,5		5,0	-0,9	-8,7	0,0	-0,3	-0,5	0,1	-1,7	-1,6	-0,5	0,1	-256,40		
-469,1	-105,0	-1578,2	0,0	-2,8		-474,0	-104,3	-1569,3	0,0	-2,5		5,0	-0,7	-8,8	0,0	-0,3	-0,4	0,1	-1,7	-1,6	-0,4	0,1	-255,60		
-468,9	-70,1	-1590,0	0,0	-2,9		-473,8	-69,6	-1581,1	0,0	-2,5		5,0	-0,5	-8,9	0,0	-0,3	-0,3	0,0		-1,6	-0,3	0,0			
-468,9	-70,1	-1590,0	0,0	-2,9		-473,8	-69,6	-1581,1	0,0	-2,5		5,0	-0,5	-8,9	0,0	-0,3	-0,3	0,1	-1,7	-1,6	-0,3	0,1	-255,26		
-468,7	-35,2	-1597,2	0,0	-2,9		-473,7	-35,0	-1588,2	0,0	-2,5		5,0	-0,2	-9,0	0,0	-0,3	-0,1	0,1	-1,7	-1,6	-0,1	0,1	-255,38		
-468,7	-0,4	-1599,6	0,0	-2,9		-473,7	-0,4	-1590,6	0,0	-2,5		5,0	0,0	-9,0	0,0	-0,3	0,0	0,1	-1,7	-1,6	0,0	0,1	-255,38		
-468,7	34,5	-1597,3	0,0	-2,9		-473,7	34,2	-1588,3	0,0	-2,5		5,0	0,2	-9,0	0,0	-0,3	0,1	0,1	-1,7	-1,6	0,1	0,1	-255,25		
-468,8	69,3	-1590,3	0,0	-2,9		-473,8	68,8	-1581,3	0,0	-2,5		5,0	0,5	-8,9	0,0	-0,3	0,3	0,0		-1,6	0,3	0,0			
-468,8	69,3	-1590,3	0,0	-2,9		-473,8	68,9	-1581,3	0,0	-2,5		5,0	0,5	-8,9	0,0	-0,3	0,3	0,1	-1,7	-1,6	0,3	0,1	-255,59		
-469,0	104,2	-1578,5	0,0	-2,8		-474,0	103,5	-1569,7	0,0	-2,5		5,0	0,7	-8,8	0,0	-0,3	0,4	0,1	-1,7	-1,6	0,4	0,1	-256,39		
-469,3	139,2	-1562,0	0,0	-2,8		-474,3	138,2	-1553,3	0,0	-2,5		5,0	0,9	-8,7	0,0	-0,3	0,5	0,1	-1,7	-1,6	0,5	0,1	-257,06		
-469,7	174,3	-1540,8	0,0	-2,8		-474,6	173,1	-1532,2	0,0	-2,5		4,9	1,2	-8,6	0,0	-0,3	0,7	0,1	-1,7	-1,6	0,7	0,1	-257,60		
-470,1	209,4	-1514,8	0,0	-2,8		-475,0	208,0	-1506,3	0,0	-2,4		4,9	1,4	-8,4	0,0	-0,3	0,8	0,0		-1,6	0,8	0,0			
-470,1	209,4	-1514,8	0,0	-2,8		-475,0	208,0	-1506,3	0,0	-2,4		4,9	1,4	-8,4	0,0	-0,3	0,8	0,1	-1,7	-1,6	0,8	0,1	-258,60		
-470,6	244,7	-1484,0	0,0	-2,7		-475,5	243,1	-1475,8	0,0	-2,4		4,9													

Tabela A2.2 – Cálculo da carga equivalente ao impulso de terras sobre a parede no Troço 72.

Parede-com sobrecarga rodoviária					Parede-sem sobrecarga rodoviária					Parede-Impulso			
N	Q	M	Ux	Uy	N	Q	M	Ux	Uy	y	delta y	Resultante	Média
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[m]			
-1663,8	-643,4	1621,4	-0,1	0,2	-1642,5	-643,0	1617,5	-0,1	0,5	60,5	-0,2	136,0	141,0
-1664,3	-621,7	1536,6	0,0	0,2	-1643,0	-621,4	1532,7	0,0	0,5	60,3	-0,2	139,6	
-1664,7	-599,5	1454,7	0,0	0,2	-1643,6	-599,2	1450,8	0,0	0,5	60,2	-0,2	142,9	
-1665,2	-576,8	1375,8	0,1	0,2	-1644,1	-576,4	1372,0	0,1	0,5	60,0	-0,2	145,9	
-1665,7	-553,6	1300,0	0,1	0,2	-1644,7	-553,2	1296,3	0,1	0,5	59,9	-0,2		
-1665,7	-553,6	1300,0	0,1	0,2	-1644,7	-553,2	1296,3	0,1	0,5	59,7	-0,2	161,9	165,6
-1666,2	-527,9	1220,9	0,1	0,2	-1645,2	-527,5	1217,2	0,1	0,5	59,5	-0,2	164,5	
-1666,6	-501,7	1145,6	0,2	0,2	-1645,8	-501,3	1142,0	0,2	0,5	59,4	-0,2	167,0	
-1667,1	-475,1	1074,1	0,2	0,2	-1646,4	-474,7	1070,6	0,2	0,5	59,2	-0,2	169,2	
-1667,5	-448,2	1006,6	0,2	0,2	-1646,9	-447,8	1003,1	0,2	0,5	59,1	-0,2		
-1667,5	-448,2	1006,6	0,2	0,2	-1646,9	-447,8	1003,1	0,2	0,5	58,9	-0,2	186,9	190,2
-1667,9	-418,4	937,5	0,2	0,2	-1647,4	-418,1	934,1	0,2	0,5	58,8	-0,2	189,2	
-1668,3	-388,3	873,2	0,3	0,2	-1648,0	-388,0	869,8	0,3	0,5	58,6	-0,2	191,4	
-1668,7	-357,8	813,7	0,3	0,2	-1648,5	-357,5	810,3	0,3	0,6	58,4	-0,2	193,5	
-1669,1	-327,0	759,0	0,3	0,2	-1648,9	-326,8	755,8	0,3	0,6	58,3	-0,2		
-1669,1	-327,0	759,0	0,3	0,2	-1648,9	-326,7	755,8	0,3	0,6	58,1	-0,2	213,3	216,7
-1669,5	-293,1	705,1	0,3	0,3	-1649,4	-292,8	701,9	0,3	0,6	58,0	-0,2	215,7	
-1669,8	-258,8	657,1	0,3	0,3	-1649,9	-258,5	653,9	0,3	0,6	57,8	-0,2	218,0	
-1670,1	-224,0	615,1	0,4	0,3	-1650,3	-223,8	612,0	0,3	0,6	57,6	-0,2	220,1	
-1670,4	-189,0	579,2	0,4	0,3	-1650,7	-188,8	576,1	0,4	0,6	57,5	-0,2		
-1670,4	-189,0	579,2	0,4	0,3	-1650,7	-188,8	576,1	0,4	0,6	57,3	-0,2	242,6	246,7
-1670,7	-150,4	547,0	0,4	0,3	-1651,1	-150,2	544,0	0,4	0,6	57,2	-0,2	245,5	
-1670,9	-111,3	522,2	0,4	0,3	-1651,5	-111,1	519,2	0,4	0,6	57,0	-0,2	248,2	
-1671,1	-71,8	504,8	0,4	0,3	-1651,9	-71,6	501,8	0,4	0,6	56,8	-0,2	250,8	
-1671,3	-31,8	495,0	0,4	0,3	-1652,2	-31,7	492,0	0,4	0,6	56,7	-0,2		
-1671,3	-31,8	495,0	0,4	0,3	-1652,2	-31,7	492,0	0,4	0,6	56,5	-0,2	276,6	281,8
-1671,5	12,2	493,0	0,4	0,3	-1652,5	12,3	490,0	0,4	0,6	56,4	-0,2	280,3	
-1671,6	56,9	500,1	0,4	0,3	-1652,8	56,9	497,1	0,4	0,7	56,2	-0,2	283,7	
-1671,7	102,0	516,5	0,4	0,3	-1653,0	102,0	513,6	0,4	0,7	56,0	-0,2	287,0	
-1671,7	147,7	542,4	0,4	0,4	-1653,2	147,7	539,4	0,4	0,7	55,9	-0,2		
-1671,7	147,8	542,4	0,4	0,4	-1653,2	147,7	539,4	0,4	0,7	55,7	-0,2	317,1	323,8
-1671,7	198,2	581,3	0,4	0,4	-1653,4	198,2	578,3	0,4	0,7	55,6	-0,2	321,8	
-1671,6	249,5	631,8	0,4	0,4	-1653,5	249,4	628,8	0,4	0,7	55,4	-0,2	326,2	
-1671,5	301,4	694,0	0,3	0,4	-1653,6	301,3	690,9	0,3	0,7	55,3	-0,2	330,4	
-1671,3	354,0	767,8	0,3	0,4	-1653,6	353,8	764,8	0,3	0,7	55,1	-0,2		
-1671,3	354,0	767,8	0,3	0,4	-1653,6	353,8	764,8	0,3	0,7	54,9	-0,2	365,4	373,0
-1671,1	412,2	862,0	0,3	0,4	-1653,5	412,0	858,9	0,3	0,7	54,8	-0,2	370,8	
-1670,7	471,2	970,7	0,3	0,4	-1653,4	471,0	967,5	0,3	0,7	54,6	-0,2	375,9	
-1670,2	531,0	1093,9	0,2	0,4	-1653,1	530,8	1090,7	0,2	0,8	54,5	-0,2	380,6	
-1669,6	591,6	1231,9	0,2	0,5	-1652,7	591,3	1228,7	0,2	0,8	54,3	-0,2		
-1669,6	591,6	1231,9	0,2	0,5	-1652,7	591,3	1228,7	0,2	0,8	54,1	-0,2	420,3	425,6
-1668,7	658,4	1399,5	0,1	0,5	-1652,1	658,2	1396,2	0,1	0,8	54,0	-0,2	424,6	
-1667,8	726,0	1585,2	0,0	0,5	-1651,4	725,7	1581,8	0,0	0,8	53,8	-0,2	428,1	
-1666,6	794,1	1789,1	0,0	0,5	-1650,5	793,8	1785,6	0,0	0,8	53,7	-0,2	430,9	
-1665,3	862,6	2011,3	-0,2	0,5	-1649,5	862,4	2007,7	-0,2	0,8	53,5	-0,2		