

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO										
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES				
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D
<b>TOMO III - VOLUME 1 - OE1 : TÍMPANO/ TÉRMINO S. SEBASTIÃO</b>										
<b>01 - ESTRUTURAS</b>										
1. Projeto de estruturas										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
LVSSA MSA PE STR TUN OE1 MD 088001 0		OBRA ESPECIAL OE1 - TÍMPANO TÉRMINO S.SEBASTIÃO.	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
LVSSA MSA PE STR TUN OE1 DW 088000 0	133692	OBRA ESPECIAL OE1	TÍMPANO COM TÚNEL EXISTENTE NO TERMINO SÃO SEBASTIÃO	0						
<b>02 - FLUIDOS</b>										
1. Projeto de Rede de incêndios										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
LVSSA MSA PE AGI TUN OE1 MD 098001 0		PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE1 (CLS)	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
Sem Peças desenhadas										
<b>03 - TELECOMUNICAÇÕES</b>										
1. Projeto de Telecomunicações										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
LVSSA MSA PE TLM TUN OE1 MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
LVSSA MSA PE TLM TUN OE1 DW 118001 0	133693	TELECOMUNICAÇÕES. TUNEL TÉRMINO	PLANTA - PORMENORES	0						
<b>04 - OUTRAS ESPECIALIDADES</b>										
1. Estudo de sobreposição de especialidades										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE										
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
sem peças desenhadas										

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
<b>TOMO III - VOLUME 2 - OE2 : PASSAGEM SOB TÚNEL DO MARQUÊS</b>											
<b>01 - ESTRUTURAS</b>											
<b>1. Projeto geotécnico de escavação e estruturas provisórias, incluindo métodos construtivos associados</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 MD 088000 0		ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 MD 088001 0		ESTRUTURAS DEFINITIVAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 DW 088000 0	133694	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	IMPLANTAÇÃO, PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL E SECÇÃO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 DW 088150 0	133695	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA - SECÇÕES	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 DW 088200 0	133696	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	PORMENORES CONSTRUTIVOS	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 DW 088300 0	133697	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MÉTODO CONSTRUTIVO - ETAPAS 1 A 4 - SECÇÕES E PERFIL LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 DW 088301 0	133698	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MÉTODO CONSTRUTIVO - ETAPAS 5 E 6 - SECÇÕES E PERFIL LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 DW 883002 0	133699	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MÉTODO CONSTRUTIVO - ETAPA 7 - SECÇÕES E PERFIL LONGITUDINAL	0							
<b>2. Projeto das estruturas definitivas incluindo métodos construtivos associados e impermeabilização</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 MD 088001 0		ESTRUTURAS DEFINITIVAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE2 DW 088500 0	133700	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	DIMENSIONAMENTO GERAL - IMPLANTAÇÃO E DIMENSIONAMENTO	0							
<b>02 - FLUIDOS</b>											
<b>1. Projeto de Rede de incêndios</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OE2 MD 098001 0		PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE2	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OE2 DW 098001 0	133701	PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE2		0							
<b>03 - TELECOMUNICAÇÕES</b>											
<b>1. Projeto de Telecomunicações</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OE2 MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OE2 DW 118001 0	133702	TELECOMUNICAÇÕES		0							
<b>04 - OUTRAS ESPECIALIDADES</b>											
<b>1. Estudo de sobreposição de especialidades</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
<i>sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE</i>											
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
<i>sem peças desenhadas.</i>											

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE

PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024



IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO										
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES				
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D
<b>TOMO III - VOLUME 3 - OE3 : TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1</b>										
<b>01 - ESTRUTURAS</b>										
1. Projeto geotécnico de escavação e estruturas provisórias, incluindo métodos construtivos associados										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 MD 088001 0		OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 - ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 DW 088000 0	133703	OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 IMPLANTAÇÃO, PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 DW 088001 0	133704	OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 SECÇÕES, SUPORTE E REVESTIMENTO	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 DW 088002 0	133705	OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 MÉTODO CONSTRUTIVO-SECÇÃO VR1.1 E VR1.2, PERFIL LONGITUDINAL	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 DW 088003 0	133706	OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 MÉTODO CONSTRUTIVO-SECÇÃO VR2.3/ VR1.4 E VR1.5, PERFIL LONGITUDINAL	0						
2. Projeto das estruturas definitivas incluindo métodos construtivos associados e impermeabilização										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 MD 088002 0		OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 - ESTRUTURAS DEFINITIVAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 DW 088004 0	133707	OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 - SECÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (1/3)	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 DW 088005 0	133708	OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 - SECÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (2/3)	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE3 DW 088006 0	133709	OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 1 - SECÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (3/3)	0						
<b>02 - FLUIDOS</b>										
1. Projeto de Rede de incêndios										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
LVSSA MSA PE AGI TUN OE3 MD 098001 0		PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS, OE3	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
LVSSA MSA PE AGI TUN OE3 DW 098001 0	133710	PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS, OE3		0						
<b>03 - TELECOMUNICAÇÕES</b>										
1. Projeto de Telecomunicações										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
LVSSA MSA PE TLM TUN OE3 MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
LVSSA MSA PE TLM TUN OE3 DW 118001 0	133711	TELECOMUNICAÇÕES		0						
<b>04 - SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS</b>										
1. Projeto de Segurança contra incêndios										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE				0						
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
LVSSA MSA PE SCI TUN OE3 DW 198001 0	133712	INSTALAÇÃO DE DETEÇÃO AUTOMÁTICA DE INCÊNDIO NO TÚNEL E VIAS DE RESGUARDO		0						
<b>05 - OUTRAS ESPECIALIDADES</b>										
1. Estudo de sobreposição de especialidades										
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>										
sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE										
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>										
sem peças desenhadas										

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO										
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES				
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D
<b>TOMO III - VOLUME 4 - OE4 : TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2</b>										
<b>01 - ESTRUTURAS</b>										
1. Projeto geotécnico de escavação e estruturas provisórias, incluindo métodos construtivos associados										
PEÇAS ESCRITAS										
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 MD 088001 0		OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
PEÇAS DESENHADAS										
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 DW 088000 0	133713	OBRA ESPECIAL OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2	OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - IMPLANTAÇÃO - PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 DW 088001 0	133714	OBRA ESPECIAL OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2	OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - SEÇÕES - SUPORTE E REVESTIMENTO	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 DW 088002 0	133715	OBRA ESPECIAL OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2	OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - MÉTODO CONSTRUTIVO - SEÇÃO VR2.2 E VR2.2 - PERFIL CONSTRUTIVO E REVESTIMENTO	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 DW 088003 0	133716	OBRA ESPECIAL OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2	OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - MÉTODO CONSTRUTIVO - SEÇÃO VR2.3/VR2.4 E VR2.5 - PERFIL CONSTRUTIVO E REVESTIMENTO	0						
2. Projeto das estruturas definitivas incluindo métodos construtivos associados e impermeabilização										
PEÇAS ESCRITAS										
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 MD 088002 0		OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - ESTRUTURAS DEFINITIVAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
PEÇAS DESENHADAS										
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 DW 088004 0	133717	OBRA ESPECIAL OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - SEÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (1/2)	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 DW 088005 0	133718	OBRA ESPECIAL OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - SEÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (2/3)	0						
LVSSA MSA PE STR TUN OE4 DW 088006 0	133719	OBRA ESPECIAL OE4 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2	TÚNEL VIA DE RESGUARDO 2 - SEÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (3/3)	0						
<b>02 - FLUIDOS</b>										
1. Projeto de Rede de incêndios										
PEÇAS ESCRITAS										
LVSSA MSA PE AGI TUN OE4 MD 098001 0		PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE4	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
PEÇAS DESENHADAS										
LVSSA MSA PE AGI TUN OE4 DW 098001 0	133720	PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE4		0						
<b>03 - TELECOMUNICAÇÕES</b>										
1. Projeto de Telecomunicações										
PEÇAS ESCRITAS										
LVSSA MSA PE TLM TUN OE4 MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0						
PEÇAS DESENHADAS										
LVSSA MSA PE TLM TUN OE4 DW 118001 0	133721	TELECOMUNICAÇÕES		0						
<b>04 - SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS</b>										
1. Projeto de Segurança contra incêndios										
PEÇAS ESCRITAS										
sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE				0						
PEÇAS DESENHADAS										
LVSSA MSA PE SCI TUN OE4 DW 198001 0	133722	INSTALAÇÃO DE DETEÇÃO AUTOMÁTICA DE INCÊNDIO NO TÚNEL E VIAS DE RESGUARDO		0						
<b>05 - OUTRAS ESPECIALIDADES</b>										
1. Estudo de sobreposição de especialidades										
PEÇAS ESCRITAS										
sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE										
PEÇAS DESENHADAS										
sem peças desenhadas										



LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
<b>TOMO III - VOLUME 5 - OE5 : TÚNEL NA ZONA DO BALUARTE</b>											
<b>01 - ESTRUTURAS</b>											
<b>1. Projeto geotécnico de escavação e estruturas provisórias, incluindo métodos construtivos associados</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OES NC 088000 0		CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO	NOTA DE CÁLCULO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES MD 088001 0		ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MEMÓRIA DESCRITIVA	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES NC 088001 0		ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	NOTA DE CÁLCULO	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088000 0	133723	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	PLANTA DE IMPLANTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088050 0	133724	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	PLANTA DE DIMENSIONAMENTO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088100 0	133725	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	ALÇADO AB E BC	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088101 0	133726	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	ALÇADO CD	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088150 0	133727	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	CORTE A-A E B-B	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088151 0	134511	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	CORTE C-C E D-D	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088200 0	133728	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	PORMENORES	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088300 0	133729	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	FASEAMENTO GERAL DA SOLUÇÃO (1/2)	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088301 0	133730	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	FASEAMENTO GERAL DA SOLUÇÃO (2/2)	0							
<b>2. Projeto das estruturas definitivas incluindo métodos construtivos associados e impermeabilização</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OES MD 088002 0		ESTRUTURAS DEFINITIVAS	MEMÓRIA DESCRITIVA	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES NC 088002 0		ESTRUTURAS DEFINITIVAS	NOTA DE CÁLCULO	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088500 0	133731	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	PLANTA DE IMPLANTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088550 0	133732	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	PLANTA DE DIMENSIONAMENTO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088750 0	133733	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	CORTES	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OES DW 088800 0	133734	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	PORMENORES	0							
<b>02 - SERVIÇOS AFETADOS</b>											
<b>1. Projeto de Desvio de Redes, Enterradas e em Superfície</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE SAF TUN OES MD 058001 0		MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA		0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058001 0	133735	SERVIÇOS AFETADOS	MULTIREDES	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058002 0	133736	SERVIÇOS AFETADOS	SANEAMENTO	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058003 0	133737	SERVIÇOS AFETADOS	ABASTECIMENTO	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058004 0	133738	SERVIÇOS AFETADOS	SLAT	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058005 0	133739	SERVIÇOS AFETADOS	GAS	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058006 0	133740	SERVIÇOS AFETADOS	TELECOMUNICAÇÕES	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058007 0	135011	SERVIÇOS AFETADOS	Baixa Tensão - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058008 0	135012	SERVIÇOS AFETADOS	Baixa Tensão - Definitivo	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058009 0	135013	SERVIÇOS AFETADOS	Média Tensão - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058010 0	135014	SERVIÇOS AFETADOS	Média Tensão - Definitivo	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058011 0	135015	SERVIÇOS AFETADOS	Iluminação Pública - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OES DW 058012 0	135016	SERVIÇOS AFETADOS	Iluminação Pública - Definitivo	0							

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
<b>03 - FLUIDOS</b>											
<b>1. Projeto de Rede de incêndios</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OES MD 098001 0		PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OES DW 098001 0	133741	PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OES		0							
<b>04 - TELECOMUNICAÇÕES</b>											
<b>1. Projeto de Telecomunicações</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OES MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OES DW 118001 0	133742	TELECOMUNICAÇÕES		0							
<b>05 - OUTRAS ESPECIALIDADES</b>											
<b>1. Estudo de sobreposição de especialidades</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
<i>sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE</i>											
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
<i>sem peças desenhadas</i>											

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
<b>TOMO III - VOLUME 6 - OE6 : TÚNEL NA ZONA DO ALVITO</b>											
<b>01 - ESTRUTURAS</b>											
<b>1. Projeto geotécnico de escavação e estruturas provisórias, incluindo métodos construtivos associados</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 NC 088000 0		OBRA ESPECIAL OE6 - TÚNEL ZONA DO ALVITO	NOTA DE CÁLCULO. CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 MD 088002 0		OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 NC 088002		OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	NOTA DE CÁLCULO. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PROVISÓRIA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088401 0	133743	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	CONTENÇÃO PERIFÉRICA PLANTA FASE A	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088402 0	133744	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	CONTENÇÃO PERIFÉRICA PLANTA FASE B	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088403 0	133745	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	CONTENÇÃO PERIFÉRICA PLANTA FASE C	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088404 0	133746	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	CONTENÇÃO PERIFÉRICA PLANTA FASE D	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088405 0	133747	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	CONTENÇÃO PERIFÉRICA PLANTA FASE E	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088406 0	133748	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	FASEAMENTO CONSTRUTIVO CORTE TRANSVERSAL A.A'	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088407 0	133749	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	FASEAMENTO CONSTRUTIVO CORTE TRANSVERSAL B.B'	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088408 0	133750	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	FASEAMENTO CONSTRUTIVO CORTE TRANSVERSAL C.C'	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 DW 088409 0	133751	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	FASEAMENTO CONSTRUTIVO - PORMENORES	0							
<b>2. Projeto das estruturas definitivas incluindo métodos construtivos associados e impermeabilização</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 MD 088001 0		OBRA ESPECIAL OE6 - TÚNEL ZONA DO ALVITO	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA. ESTRUTURAS EXTERNAS E INTERNAS	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 NC 088001 0		OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	NOTA DE CÁLCULO. ESTRUTURAS EXTERNAS E INTERNAS	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088102 0	133752	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	DIMENSIONAMENTO PLANTA DE IMPLANTAÇÃO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088103 0	133753	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	DIMENSIONAMENTO GERAL SECÇÕES TRANSVERSAIS TIPO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088104 0	133754	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	DIMENSIONAMENTO TÚNEL LIOS PLANTAS	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088105 0	133755	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	DIMENSIONAMENTO TÚNEL METRO LISBOA PLANTAS	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088106 0	133756	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	DIMENSIONAMENTO CORTES LONGITUDINAIS	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE6 DW 088107 0	133757	OBRA ESPECIAL OE6- TÚNEL ALVITO	DIMENSIONAMENTO SECÇÕES TRANSVERSAIS	0							
<b>02 - SERVIÇOS AFETADOS</b>											
<b>1.Projeto de Desvio de Redes, Enterradas e em Superfície</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 MD 058001 0		MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA		0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058001 0	133758	SERVIÇOS AFETADOS	MULTIREDES	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058002 0	133759	SERVIÇOS AFETADOS	SANEAMENTO	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058003 0	133760	SERVIÇOS AFETADOS	ABASTECIMENTO	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058004 0	133761	SERVIÇOS AFETADOS	SLAT	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058005 0	133762	SERVIÇOS AFETADOS	GAS	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058006 0	133763	SERVIÇOS AFETADOS	TELECOMUNICAÇÕES	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058007 0	135017	SERVIÇOS AFETADOS	Baixa Tensão - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058008 0	135018	SERVIÇOS AFETADOS	Baixa Tensão - Definitivo	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058009 0	135019	SERVIÇOS AFETADOS	Média Tensão - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058010 0	135020	SERVIÇOS AFETADOS	Média Tensão - Definitivo	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058011 0	135021	SERVIÇOS AFETADOS	Iluminação Pública - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF TUN OE6 DW 058012 0	135022	SERVIÇOS AFETADOS	Iluminação Pública - Definitivo	0							

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
<b>03 - FLUIDOS</b>											
<b>1. Projeto de Rede de incêndios</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OE6 MD 098001 0		PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE6	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OE6 DW 098001 0	133764	PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE6		0							
<b>04 - TELECOMUNICAÇÕES</b>											
<b>1. Projeto de Telecomunicações</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OE6 MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OE6 DW 118001 0	133765	TELECOMUNICAÇÕES		0							
<b>05 - OUTRAS ESPECIALIDADES</b>											
<b>1. Estudo de sobreposição de especialidades</b>											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
<i>sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE</i>											
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
<i>sem peças desenhadas</i>											

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)  
13/10/2024

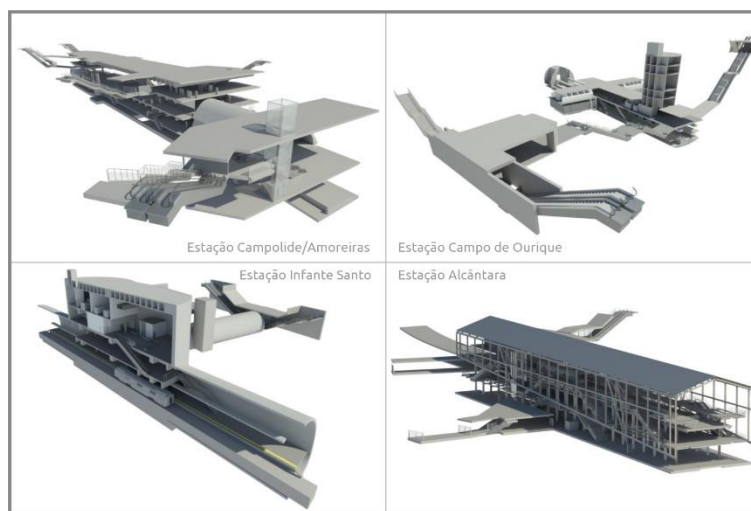
IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
<b>TOMO III - VOLUME 7 - OE7 : TÚNEL TÉRMINO</b>											
<b>01 - ESTRUTURAS</b>											
1. Projeto geotécnico de escavação e estruturas provisórias, incluindo métodos construtivos associados											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 MD 088001 0		OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 3 - ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 DW 088000 0	133766	OBRA ESPECIAL OE7 - TÚNEL TÉRMINO	OE7 - TÚNEL TÉRMINO - IMPLANTAÇÃO, PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 DW 088001 0	133767	OBRA ESPECIAL OE7 - TÚNEL TÉRMINO	OE7 - TÚNEL TÉRMINO - SECÇÕES, SUPORTE E REVESTIMENTO	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 DW 088002 0	133768	OBRA ESPECIAL OE7 - TÚNEL TÉRMINO	OE7 - TÚNEL TÉRMINO - SECÇÃO - MÉTODO CONSTRUTIVO - PERFIL LONGITUDINAL E CORTE	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 DW 088003 0	133769	OBRA ESPECIAL OE7 - TÚNEL TÉRMINO	OE7 - TÚNEL TÉRMINO - SECÇÃO - MÉTODO CONSTRUTIVO - PERFIL LONGITUDINAL E CORTE	0							
2. Projeto das estruturas definitivas incluindo métodos construtivos associados e impermeabilização											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 MD 088002 0		OBRA ESPECIAL OE3 - TÚNEL VIA DE RESGUARDO 3 - ESTRUTURAS DEFINITIVAS	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 DW 088004 0	133770	OBRA ESPECIAL OE7 - TÚNEL TÉRMINO	OE7 - TÚNEL TÉRMINO - SECÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (1/2)	0							
LVSSA MSA PE STR TUN OE7 DW 088005 0	133771	OBRA ESPECIAL OE7 - TÚNEL TÉRMINO	OE7 - TÚNEL TÉRMINO - SECÇÕES - REVESTIMENTO DEFINITIVO (2/2)	0							
<b>02 - FLUIDOS</b>											
1. Projeto de Rede de incêndios											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OE7 MD 098001 0		PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE7	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE AGI TUN OE7 DW 098001 0	133772	PROJETO DE REDE DE INCÊNDIOS. OE7		0							
<b>03 - TELECOMUNICAÇÕES</b>											
1. Projeto de Telecomunicações											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OE7 MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE TLM TUN OE7 DW 118001 0	133773	TELECOMUNICAÇÕES		0							
<b>04 -SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS</b>											
1. Projeto de Segurança contra incêndios											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
<i>sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE</i>											
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
LVSSA MSA PE SCI TUN OE7 DW 198001 0	133774	INSTALAÇÃO DE DETEÇÃO AUTOMÁTICA DE INCÊNDIO NO TÚNEL E VIAS DE RESGUARDO		0							
<b>05 - OUTRAS ESPECIALIDADES</b>											
1. Estudo de sobreposição de especialidades											
<b>PEÇAS ESCRITAS</b>											
<i>sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE</i>											
<b>PEÇAS DESENHADAS</b>											
<i>sem peças desenhadas</i>											



Metropolitano de Lisboa



**METRO DE LISBOA**  
**LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA**  
**EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO**  
**PROLONGAMENTO DA LINHA**  
**TOMO III – OBRAS ESPECIAIS**  
**PROJETO DE EXECUÇÃO**



**VOLUME 6 – OE6: TÚNEL NA ZONA DO ALVITO**  
**01 - ESTRUTURAS**  
**MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA -**  
**ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA E**  
**FASEAMENTO CONSTRUTIVO**

<b>Documento SAP:</b>	LVSSA MSA PE STR TUN OE6 MD 088002 0
-----------------------	--------------------------------------

	<b>Nome</b>	<b>Assinatura</b>	<b>Data</b>
Elaborado	José Bernardo Lobo		2024-10-03
Revisto	Afonso Marques		2024-10-03
Verificado	Sergio Notarianni		2024-10-03
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		
Aprovado	Raúl Pistone		



Metropolitano de Lisboa



## Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	6
2	ELEMENTOS DE BASE.....	6
3	CONDICIONAMENTOS .....	6
3.1	Traçado.....	6
3.2	Geológico e Geotécnicos.....	6
3.3	Desvios de Circulação .....	11
3.4	Ocupação de Superfície e de Subsolo .....	11
3.5	Interferências, Demolições de Edifícios, Soluções de Reforço de Edifícios e Contenções	11
3.6	Implantação .....	11
3.7	Segurança .....	11
3.8	Arquitetónicos.....	12
3.9	Compatibilidade com as Outras Especialidades.....	12
3.10	Ambiente .....	12
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE .....	13
5	MATERIAIS .....	14
5.1	Estruturas De Contenção Provisória.....	14
5.2	Estruturas Definitivas .....	15
5.3	Recobrimentos Nominais .....	17
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO .....	17
6.1	Tempo de Vida Útil.....	17
6.2	Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância .....	17
6.3	Classe de Inspeção .....	17
6.4	Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção.....	17



6.5	Classe de Fiabilidade.....	18
6.6	Classificação do Tipo de Terreno.....	18
6.7	Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas .....	19
7	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO.....	20
7.1	Solução de Contenção Provisória.....	20
7.2	Solução de Fase Definitiva.....	24
7.3	Sistema de Impermeabilização .....	26
8	FASEAMENTO CONSTRUTIVO .....	27
8.1	Solução de Contenção Provisória e Fase Definitiva .....	27
9	PROJETO GEOTÉCNICO DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS .....	28
9.1	Ações consideradas .....	29
9.2	Combinações de ações para os estados limite e abordagens de cálculo.....	29
9.3	Modelos Numéricos .....	32
9.4	Verificações de segurança.....	38
10	PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS .....	42
10.1	Ações.....	42
10.2	Combinações de Ações .....	44
10.3	Modelos Numéricos .....	46
10.4	Critérios de Verificação da Segurança .....	49
10.5	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS .....	50
11	PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO .....	51
11.1	Introdução .....	51
11.2	Escavações Mineiras .....	52
11.3	Edificações / Escavação a céu aberto .....	52
12	AVALIAÇÃO DE DANOS .....	53
13	REDE DE TERRAS .....	53

# MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA - ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO

## 1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa da Obra Especial 6 – Túnel Zona do Alvito**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tom III do Volume 6 - 01 Estruturas**.

## 2 ELEMENTOS DE BASE

Com base nos elementos do Programa Preliminar do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, realizado pelo Metropolitano de Lisboa, fizeram-se as verificações necessárias bem como os acrescentos e ajustes considerados como pertinentes para otimização e desenvolvimento detalhado ao nível de Projeto de Execução, das soluções técnicas e elementos de obra, bem como dos processos e faseamento construtivos associados.

Os documentos considerados como elementos de entrada associados à obra foram os seguintes:

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 2 – Obras Especiais;
- Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP STR TUN OE6 MD 088003 0”;
- Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088101 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088107 0”, “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088401 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088404 0” e “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088701 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088702 0”);

## 3 CONDICIONAMENTOS

### 3.1 Traçado

A solução estrutural adotada e os processos e faseamento construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha.

### 3.2 Geológico e Geotécnicos

Nesta fase de Projeto de Execução e de acordo com as condições conhecidas para terrenos com características semelhantes foram estabelecidas soluções de suporte que terão de ser confirmadas e/ou desenvolvidas nas próximas fases de projeto, em função da interpretação dos resultados dos trabalhos de prospeção já concluídos e das campanhas do Programa de prospeção complementar a implementar.

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos, são descritos no Volume II – Estudo Geológico-Geotécnico (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020001 0). Os trabalhos de prospeção complementares são propostos no Programa de reconhecimento complementar (Geológico-geotécnico, hidrogeológico e ambiental) (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020002 0).

Apresenta-se na Figura 1, o excerto do perfil geológico-geotécnico do local.



Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

(Excerto dos desenhos LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021000 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021010 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021012 0)

No local de implantação da Estação de Alcântara e da Obra Especial nº 6, realizaram-se as sondagens S27, S29, S30, S31 e S32. É provável que a sondagem S28 também tenha sido executada, embora não esteja indicada nos desenhos

A zona do Vale de Alcântara, onde de nascente para poente, se encontram a OE5, o viaduto metálico, a Estação e a OE6 é dominada pela presença de materiais cretácicos da Formação da Bica, sob cobertura de materiais recentes de aterro, com espessura importante, localmente superior a 10 m, do lado nascente na zona da OE6 e com uma espessura combinada juntamente com os aluviões no centro do vale que pode atingir cerca de 25 m. As unidades cretácicas presentes são a Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, aqui com reduzida expressão, Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo e já sem se encontrar cortado pelos aluviões do vale de Alcântara, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Os aluviões são essencialmente arenosos na parte superior e argilosos na zona central, na base e na parte superior do lado poente. Na base encontra-se pequeno nível de aluvião com cascalheira.

Relativamente aos níveis de água presentes, considera-se que na dependência dos aluviões o nível de água se situe à cota +2,50. A partir desta cota o mesmo sobe nas encostas do vale até cerca de cota 15,00 no final do traçado (450 m a ponte) e até à cota 40,00, (550 m a nascente).

O Quadro seguinte resume as características das formações geológicas identificadas nas sondagens.

Tabela 1 – Descrição sumária das formações geológicas encontradas nas sondagens executadas junto da Estação Alcântara e Obra Especial 6

Sondagem	Descrição simplificada
27	0-4,5 m – Pavimentos + Aterros 4,5-21,0 m – Calcário cristalino/compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo fraturado. 21,0-40,0 m – Marga argilosa muito consolidada, rija /calcário margoso, muito a medianamente alterada(o), muito a medianamente fraturada(o).
29	0-3,0 m – Aterro 3,0-25,0 m – Calcário nodular compacto, muito a medianamente alterado, muito a muitíssimo fraturado, com preenchimento argilo-siltoso dos planos de fracturação.
30	0-0,5 m – Aterro 0,5-16,3 m – Calcário levemente cristalino compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 16,3-25,2 m – Calcário levemente cristalino compacto, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado.
31	0-3,5 m – Aterro 3,5-9,5 m – Calcário compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 9,5-14,0 m – Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muito a medianamente fraturado. 14,0-27,0 m – Calcário cristalino compacto, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado. 27,0-35,0 m – Calcário margoso, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado.
32	0-1,5 m – Aterro. 1,5-9,7 m – Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 9,7-16,0 m - Calcário cristalino, medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 16,0-20,0 m - Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado.

Com base nas sondagens anteriormente descritas, é possível identificar que, sob a camada de aterros, encontram-se formações calcárias ou calcário-margosas do Cretácico. Na Carta Geológica de Lisboa, essas formações são designadas como Formação da Bica (Cretácico Superior) e Formação de Caneças (Cretácico Inferior).

Nos cortes geológico-geotécnicos do Estudo Prévio, também surgem pontualmente duas outras formações sobrejacentes aos calcários: i) aluviões de natureza arenosa e ii) tufos pertencentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa.

A Formação da Bica, subdividida em quatro subunidades, assim como a Formação de Caneças, está descrita no quadro seguinte. Essas subunidades estão dispostas na mesma ordem, de cima para baixo, em que são apresentadas no quadro seguinte.

Tabela 2 – Unidades e subunidades do Cretácico que interessam à Estação Alcântara e Obra Especial 6

Formação da Bica	Cc1a	Argila margosa e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada.
	Cc1b	A parte superior do complexo caracteriza-se por calcário nodular amarelado a esbranquiçado com inclusões a passagens margosas frequentes, a parte inferior caracteriza-se por um calcário rosado, amarelado, esbranquiçado por vezes carsificados, umas vezes compactos outras vezes margosos, com passagens argilosas.
	Cc1c	Calcários semi cristalinos a cristalinos com rudistas, apresentando nódulos a leitos de sílex, pouco alterados a medianamente alterados, fraturas medianamente afastadas a muito próximas.
	Cc1d	Calcário compacto branco e bege, fendilhado com prealveolinas, pouco alterado a medianamente alterado, com passagens muito alteradas a decompostas, fraturas afastadas a próximas.
Formação de Caneças	Cc2	Calcário por vezes margoso, com geóides no topo e com passagens argilosas por vezes com gesso na base.

Em alguns horizontes mais alterados das formações calcárias, foram realizados ensaios SPT, embora em número muito reduzido, e geralmente registando valores muito elevados. Isto não é surpreendente, dado que se trata essencialmente de formações rochosas, frequentemente intensamente alteradas e fraturadas, conforme observado.

Para efeitos de parametrização, foram utilizados principalmente os resultados dos ensaios de laboratório para determinação da resistência à compressão uniaxial e do módulo de deformabilidade (correspondente ao módulo de Young). Nestes ensaios, a observação visual das amostras permitiu classificá-las, no caso da Formação da Bica, numa das quatro subunidades descritas no quadro anterior

O Quadro seguinte apresenta os parâmetros propostos para as diversas camadas identificadas nas sondagens, terrosas e rochosas.

Tabela 3 – Parâmetros geomecânicos propostos para a Estação Alcântara e Obra Especial 6

Unidade	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E'$ (MPa)	$\nu$	K0	k (m/s)	$\sigma_{ci,rocha}$ (MPa)	$E_{i,rocha}$ (GPa)
Aterro	20	0	30	20	0,30	0,5	10-5	-	-
Aluvião arenoso	20	0	30	20	0,30	0,5	10-5	-	-
Tufos vulcânicos	21	60	35	120	0,30	1,0	10-7	-	-
Cc1a	23	75	30	90	0,25	0,8	10-7	8	2
Cc1b	24	130	40	400	0,20	0,8	10-7	10	3,5
Cc1c	25	300	45	1340	0,20	0,8	10-6	22	6
Cc1d	24	200	40	450	0,20	0,8	10-7	18	4
Cc2	24	150	27	240	0,25	0,8	10-7	8	3

Os aterros têm uma presença significativa no local, sendo antigos e tipicamente muito heterogêneos, provavelmente com significativa compactação. As poucas análises granulométricas realizadas no âmbito do Estudo Prévio indicam uma percentagem de finos inferior a 20%. Os parâmetros mecânicos apresentados no quadro baseiam-se na experiência da equipa de projeto e são considerados conservadores. Parâmetros semelhantes foram atribuídos ao aluvião arenoso, que aparece subjacente ao aterro em um dos cortes geológico-geotécnicos do local.

Por sua vez, os tufos vulcânicos surgem na zona final da Obra Especial, com expressão relativamente reduzida, sobrejacentes às formações calcárias e margosas do Cretácico. Para esses tufos, foram considerados os parâmetros apresentados na memória descritiva do Estudo Prévio.

Relativamente aos parâmetros geomecânicos das formações rochosas da Bica e de Caneças (cinco últimas linhas do quadro em análise), os parâmetros de resistência e deformabilidade foram obtidos através dos resultados do software RocData da Rocscience Inc. Este software fornece os parâmetros de resistência do maciço de acordo com o modelo de Hoek & Brown. Adicionalmente, foram efetuados ajustes, além dos arredondamentos naturais, para refletir a variação na profundidade das formações.

Os valores do coeficiente de permeabilidade e de K0 foram adotados conforme os indicados na memória do Estudo Prévio, os quais considerámos apropriados (ver quadro seguinte)

Em relação à hidrogeologia da área de intervenção, o quadro seguinte indica os registos dos níveis freáticos obtidos nas sondagens realizadas no local, utilizando piezómetros.

Do quadro apresentado, pôde verificar-se que as variações dos registos em cada piezómetro foram muito reduzidas ao longo do período de observação (entre 03/12/2021 e 28/03/2022). A última coluna do quadro apresenta a cota do nível freático em cada piezómetro, evidenciando uma grande coerência entre os valores registados nos diferentes locais.

Tendo isto em conta, propõe-se, por motivos de segurança, considerar o nível freático à cota +4,00., ligeiramente acima do nível de escavação.

Tabela 4 – Registos piezométricos e cota do nível freático.



Sondagem/piezómetro	Cota da boca (m)	Profundidade do nível freático (m)	Cota do nível freático (m)
27	5,23	2,78	2,45
29	12,08	9,48	2,60
30	8,12	6,18	1,94
31	11,76	8,86	2,90
32	14,63	11,50	3,13

### 3.3 Desvios de Circulação

Ao longo da duração da obra os estaleiros e áreas reservadas junto à zona a realizar a céu aberto, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas temporárias de ocupação com os consequentes desvios de trânsito.

Os desvios de circulação são objeto de projeto autónomo, apresentado no 07 - OUTRAS ESPECIALIDADES - Desvios de Trânsito, deste Projeto de Execução.

Os estaleiros são objeto de projeto autónomo, apresentado no 07 - OUTRAS ESPECIALIDADES – Estaleiros, deste Projeto de Execução.

### 3.4 Ocupação de Superfície e de Subsolo

A execução a céu aberto de parte dos acessos da estação e do arranque do poço vertical interfere com as redes de infraestruturas existentes no subsolo. As infraestruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se com o faseamento construtivo proposto.

Os serviços afetados são objeto de projeto autónomo, apresentado no ponto 02 – Serviços Afetados, deste Projeto de Execução.

### 3.5 Interferências, Demolições de Edifícios, Soluções de Reforço de Edifícios e Contenções

As interferências resultantes da construção do túnel, necessidade de demolições, reforço de edifícios e contenções, encontram-se retratadas no ponto 07 - OUTRAS ESPECIALIDADES – Interferências, deste Projeto de Execução.

### 3.6 Implantação

A implantação da obra respeita integralmente os requisitos definidos no programa preliminar, tendo em consideração o novo traçado de via atualizado no “ANEXO X – AO CADERNO DE ENCARGOS TÉCNICO – ALTERAÇÃO DO TRAÇADO ENTRE OS KM 2+570.938 E O KM 3+471.193”.

### 3.7 Segurança

A atividade de prevenção de riscos profissionais tem uma matriz de referência baseada num conjunto de princípios gerais de prevenção:



1. Evitar os riscos;
2. Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
3. Combater os riscos na origem;
4. Adaptar o trabalho ao trabalhador;
5. Ter em conta o estado de evolução técnica;
6. Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
7. Planificar a prevenção;
8. Dar prioridade à prevenção coletiva em relação à individual;
9. Dar formação e instruções adequadas aos trabalhadores.

Estes princípios devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção. Apresenta-se nas peças desenhadas do presente Projeto de Execução, subscrevendo as orientações do Dono de Obra apresentadas no Programa Preliminar, desenho de notas gerais com uma lista não exaustiva de atividades que envolvem riscos especiais para a segurança e saúde dos trabalhadores decorrentes da execução do projeto e as ações para a prevenção de riscos associados à realização dos trabalhos.

Será da responsabilidade da Entidade Executante desenvolver o Plano de Segurança e Saúde, conforme indicado no Caderno de Encargos, e garantir a sua implementação na fase de execução da obra.

### **3.8 Arquitetónicos**

O presente Projeto de Execução procura atingir as soluções técnicas mais adequadas e que estão compatibilizadas com o Projeto de Execução de Arquitetura (01 Arquitetura).

### **3.9 Compatibilidade com as Outras Especialidades**

O presente Projeto de Execução está compatibilizado com todas as restantes especialidades, nomeadamente:

- Tomo V – Via Férrea, Volume 1 – Traçado;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 2 – Sistema de via;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 3 – Drenagem de via;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 1 – Energia;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 2 – Telecomunicações;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 3 – Mecânica;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 1 – Redes de águas;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 2 – Redes de drenagem;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 3 – Coluna seca.

### **3.10 Ambiente**

O projeto do “Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara” está sujeito a Avaliação de Impacte Ambiental, tendo sido desenvolvido um Estudo de Impacte Ambiental e

emitida uma Declaração de Impacte Ambiental (DIA) que determina uma Decisão Favorável Condicionada ao cumprimento dos termos e condições expressas na DIA (processo de AIA n.º 3462), na qual se identificam as medidas de minimização gerais a implementar em fase de construção, a serem complementadas em fase do Projeto de Execução com a realização do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).

No desenvolvimento do presente Projeto de Execução foram consideradas as seguintes medidas:

- Cumprimento das áreas mínimas de intervenção, necessárias à realização dos trabalhos, apresentadas no Programa Preliminar do M.L.;
- Consideração das medidas e recomendações constantes da DIA (processo de AIA n.º 3462);
- Consulta dos elementos patenteados a concurso referentes à identificação de todas as interferências ao longo do traçado e ao levantamento dos respetivos cadastros para análise nas fases seguintes de projeto. Nesta fase realizou-se uma análise de risco aos edifícios interferidos seguindo a metodologia de avaliação de danos nos edifícios devido a escavações profundas e de túneis patenteada pelo M.L., que consta do ponto Interferências ao Longo da Linha, do presente Projeto de Execução;
- Adoção de faseamentos construtivos que promovam a realização dos trabalhos no prazo mais curto e que minimizem o impacto sobre a vida da comunidade e sobre o património edificado;
- Definição de um plano de instrumentação e observação, que se encontra enquadrado no presente Projeto de Execução em cada volume de frente de obra (a detalhar devidamente em Projeto de Execução), no sentido de detetar, quantificar e prevenir possíveis danos nas estruturas (por exemplo, ao nível do edificado) e deformações da superfície, bem como prevenir que eventuais deformações tenham consequências ao nível do edificado.

## 4 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

A regulamentação e a bibliografia técnica adotadas são as apresentadas abaixo:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais: Microestacas;
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 - Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 - Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras subterrâneas;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
- NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
- NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
- NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

## 5 MATERIAIS

### 5.1 Estruturas De Contenção Provisória

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 5 - Características dos materiais considerados na contenção provisória

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C20/25 XC 4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C20/25 XC 0(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
	VIGAS, EM GERAL	C 30/37 XC 2(P) CL 0.4 DMAX 22 S3
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS, EM GERAL	S 275 JR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	A500 NR SD
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
	ANCORAGENS	Fpuk > 1860 MPa (Grade 270k – ASTM A416)
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE, NP 1515 E NP EN 1993		
CALDA DE CIMENTO	A calda de cimento que constitui o bolbo de selagem dos elementos deverá ser injetada através de técnica adequada: IRS (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e deverá apresentar as seguintes características:	
	INJEÇÃO DE SELAGEM	A/C = 1/2,5
	INJEÇÃO A ALTA PRESSÃO (> 2MPa)	A/C = 1/2,3
	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	F <sub>CK</sub> MÍN. = 27 MPa
	CIMENTO	CEM I 42,5 R
PRANCHAS DE MADEIRA	FLEXÃO	18 MPa
	COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS	11 MPa
	COMPRESSÃO NORMAL ÀS FIBRAS	18 MPa
	CORTE	4.8 MPa
	CLASSE DE QUALIDADE	E
	CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES	Média
	CLASSE DE SERVIÇO	I
GEODRENOS	GEODRENO Ø50mm EM TUBOS PVC ENVOLTOS EM GEOTÊXTIL 150 gr/m <sup>2</sup>	

## 5.2 Estruturas Definitivas

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 6 - Características dos materiais considerados na estrutura do túnel

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C20/25 XC 0(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
	SECÇÃO EM TÚNEL	C 40/50 XC4/XS1(P) CL 0.4 DMAX 22 S3
AÇO	AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	A500 NR SD
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	A500 NR SD
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE, NP 1515 E NP EN 1993		

### 5.3 Recobrimentos Nominais

Os recobrimentos nominais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentados na tabela seguinte:

Tabela 7 - Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais	Elemento	Recobrimento nominal
Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Estacas	75 mm
	Vigas de contenção provisória	35 mm
	Lajes e hasteais do túnel	50 mm

(\*) - Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(\*\*) - Em elementos inferiores a 0.25 m o recobrimento é reduzido em 0.005 m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na EN 10080.

## 6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

### 6.1 Tempo de Vida Útil

Tendo em conta o preconizado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada com sendo uma estrutura de categoria do tempo de vida útil de projeto 5, a qual corresponde um valor indicativo de tempo de vida útil de projeto de 100 anos.

### 6.2 Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância

A classificação da obra de acordo com a sua importância é realizada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da EN 1990, as Estações, Poços de Ventilação e Túnel são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes”, pelo que classificam-se como sendo da classe de consequência CC3.

### 6.3 Classe de Inspeção

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura de objeto desta Memória Descritiva e Justificativa enquadra-se na classe de inspeção 3, para betão moldado.

### 6.4 Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção

A NP EN 1997-1:2010 estabelece a Categoria Geotécnica (CG1, CG2 ou CG3) do projeto em função da sua complexidade e classe de consequências.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da NP EN 1990, considera-se que a estrutura de contenção necessária à execução do túnel é uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes” (CC3) considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC3 para uma complexidade do projeto geotécnico média, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3) à estrutura de contenção.

## 6.5 Classe de Fiabilidade

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que a obra definitiva é da classe de consequência CC3, de acordo com o ponto B.3.2 do Anexo B, fixa-se a classe de fiabilidade RC3 para a obra.

## 6.6 Classificação do Tipo de Terreno

Relativamente ao tipo de terreno, o EC8 preconiza a seguinte classificação:

Tabela 8 – Tipos de Solos de acordo com o EC8

Tipo de solo	Descrição
A	Rocha ou formação rochosa, incluindo no máximo 5m de material fraco à superfície
B	Depósitos muito densos de areias, cascalho ou argila muito compacta, com alguma espessura (na ordem das dezenas), caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade
C	Depósitos fundos de areia de média/alta densidade, cascalho ou argila compacta, com espessuras consideráveis (das dezenas às centenas de metros)
D	Depósitos de solos de média coesão soltos ou de solos de baixa coesão compactos
E	Formações aluvionares de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas
S <sub>1</sub>	Depósitos com uma espessura mínima de 10m, constituídos por argila/sedimentos com elevado nível de plasticidade e alto nível freático
S <sub>2</sub>	Depósitos de solos susceptíveis de liquefação, argilas incoerentes ou outro tipo de solo que não se enquadre nas categorias acima descritas

Cada tipo de terreno é assim definido de forma mais rigorosa e a sua classificação é função da velocidade de propagação, das ondas de corte e coesão não drenada, conforme quadro abaixo.



Tabela 9 – Caracterização dos Solos de acordo com o EC8

Tipo de Solo	$V_{S,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	> 800	-	-
B	360 - 800	> 50	> 250
C	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	< 180	< 15	< 70
E	Formações brandas com $V_{S,30}$ do tipo C ou D		

Onde:

$V_{S,30}$  - Velocidade das ondas de corte;

$N_{SPT}$  - nº pancadas associadas ao ensaio SPT, para a cravação de 30 cm;

$c_u$  – coesão não drenada.

Solo – Tipo A

## 6.7 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

### 6.7.1 Túneis

As obras em túnel e os poços de ventilação deverão apresentar desempenho correspondente à classe 3 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

De acordo com estas recomendações o sistema de revestimento deverá garantir que o fluxo de água ao interior do túnel se restrinja a fenómenos de capilaridade, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas sem qualquer escorrência de água, embora possa ocorrer alteração cromática de um papel sobre elas colocado.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,2 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,1 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com carácter esporádico.

Para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005(3)).

A área máxima de cada compartimento será de 360 m<sup>2</sup>. Nos terrenos com presença de água sob pressão até 3 bar essa área fica limitada a 250 m<sup>2</sup>. Para valores indicativos de pressão superiores, o limite superior de área a considerar será de 200 m<sup>2</sup>.

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro do túnel. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo do túnel num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque dos hasteais).

### 6.7.2 Estações subterrâneas

As estações subterrâneas deverão apresentar desempenho correspondente à classe 2 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.



O sistema de revestimento deverá garantir que a superfície interior se mantenha essencialmente seca, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas. O contacto de mão seca com a mancha não deverá detetar água superficial. Igualmente um papel colocado sobre a mancha não deverá apresentar alteração cromática por via de absorção de água.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com carácter esporádico.

Aplicam-se nas estações os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização dos túneis, com as devidas adaptações.

### 6.7.3 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

Regra geral a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água existentes no subsolo sejam mantidos e que a água subterrânea seja mantida sem contaminação; uma consequência direta do cumprimento destas exigências é a impossibilidade de rebaixamento permanente do lençol freático, sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de água subterrânea deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados por forma a garantir a plena recuperação do nível inicial do lençol freático.

## 7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

No presente capítulo descreve-se de uma forma geral as várias soluções adotadas para a obra em apresentação.

### 7.1 Solução de Contenção Provisória

Na conceção das soluções definidas no âmbito do presente Projeto de Execução procurou-se para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológico e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;

A solução de escavação e contenção periférica proposta tem carácter provisório, apenas para permitir atingir as cotras de escavação previstas nos projetos de estabilidade. Em fase definitiva estão previstas soluções independentes das soluções descritas neste documento.

Face à profundidade de escavação, às condições geotécnicas locais e à proximidade dos arruamentos e edifícios, de forma a minimizar os riscos de descompressão do terreno e no sentido de garantir a segurança de toda a envolvente no decorrer da obra, adotou-se uma solução de contenção periférica baseada na execução faseada, de cima para baixo com a colocação de perfis metálicos verticais HEB160 afastados de 0,9 m em planta e colocados em furos de 300 mm de

diâmetro previamente abertos no solo com equipamento adequado e selados no mínimo 2m nos calcários, abaixo da cota prevista para a base da escavação.

Ao nível da camada de aterros serão colocados painéis de pranchas de madeira com 16x8 cm de secção que serão encaixadas em perfis metálicos verticais HEB60, afastados de 0,90 m.

Ao nível dos calcários serão executados painéis de betão armado que apoiam nos perfis metálicos HEB 160 anteriormente colocados. A solução proposta consiste na execução de um muro gunitado pregado, com um mínimo de 10 cm de espessura armado com uma malha AQ50. As pregagens propostas com 3.0, 4.0, 5.0, 6.0 e 7.0m de comprimento têm 25 mm de diâmetro e um diâmetro de furação de 3'' (75mm).

A Cortina será travada provisoriamente através de 2 ou 3 níveis de escoras ou ancoragens.

Os painéis constituídos por pranchas de madeira do primeiro nível são solidarizados à cabeça por intermédio de uma viga de coroamento com a espessura de 0,6 m e uma altura de 0,9 m.

Será ainda implementada um sistema de monitorização com o objetivo de avaliar as condições de segurança existentes durante a execução da obra, validar as hipóteses de cálculo consideradas no projeto e, no caso de comportamentos estruturais anómalos relativamente ao previsto, permitir intervir atempadamente na reformulação das soluções construtivas adotadas.

Face às condicionantes proporcionadas pelo faseamento necessário para manter a funcionalidade das vias de trânsito nesta zona, a solução necessita na sua generalidade da realização de 3 alçados de Cortina de Berlim provisório, conforme se mostra na Figura 2. Este tipo de solução apresenta a vantagem de permitir executar, antes da escavação, a estrutura de contenção definitiva, podendo o número de travamentos (ancoragens ou escoras) ser redefinidos em fase obra, em função das reais características dos terrenos escavados, assim como dos resultados do Plano de Instrumentação e Observação proposto.

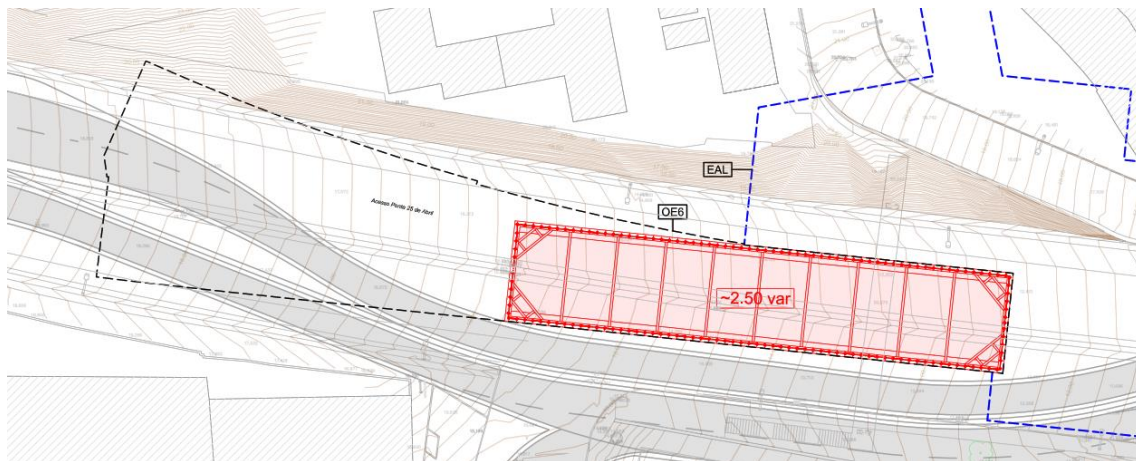


Figura 2 - Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 1ª Fase de escavação

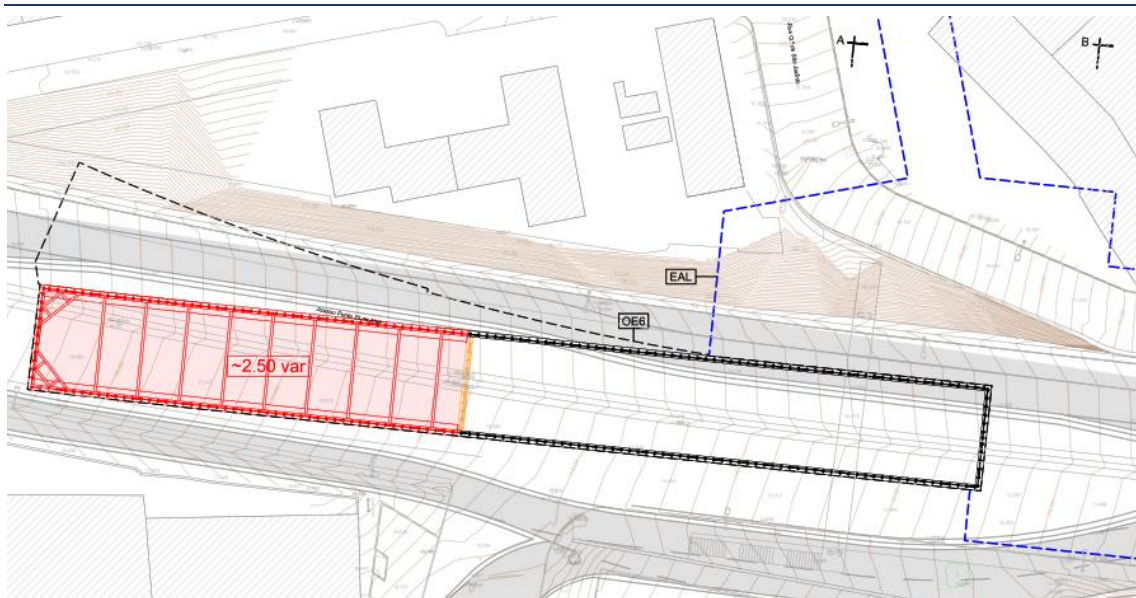


Figura 3 - Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 2ª Fase de escavação

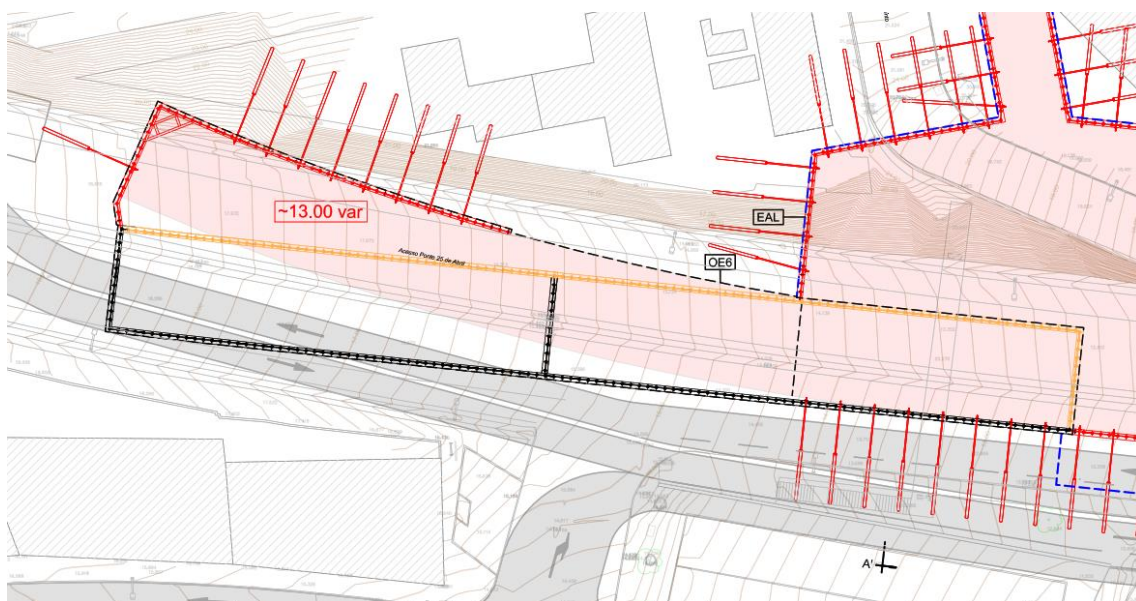


Figura 4 - Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 3ª Fase de escavação

A cortina será solidarizada entre si através de viga de coroamento e vigas de distribuição em betão armado e elementos metálicos, respetivamente. Estes elementos para a além de permitirem a solidarização dos perfis entre si, garantem também a correta transmissão dos esforços provenientes dos impulsos de terras aos elementos de travamento.

O terreno entre perfis, deverá ser revestido com betão projetado (5cm+5cm), devidamente armado com armaduras e drenado com recurso a um nível de geodrenos afastados a 3,6m.

As escoras serão materializadas através de perfis CHS245.5-12.5, ligados às vigas de distribuição de betão armado, com sistemas de suporte para a colocação destes elementos e respetivas soluções

de cunha. Recomenda-se a pintura destes elementos à cor branca, para diminuir o efeito da variação de temperatura.

Por fim, as ancoragens serão constituídas, por 6 cordões de 0,60” e afastadas entre si a 3,6m, estas deverão ser seladas em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação, através do sistema IRS. O respetivo diâmetro de furação não deverá ser inferior a 150mm (6”) e o comprimento de selagem no mínimo 6m, sendo os comprimentos livres expectáveis variáveis entre 12m, 10m, 8m e 6 metros. As ancoragens serão ligadas a vigas de betão armado ou a vigas de distribuição metálicas materializadas através de 2 perfis UPN 320, apoiadas nos perfis através de cachorros metálicos.

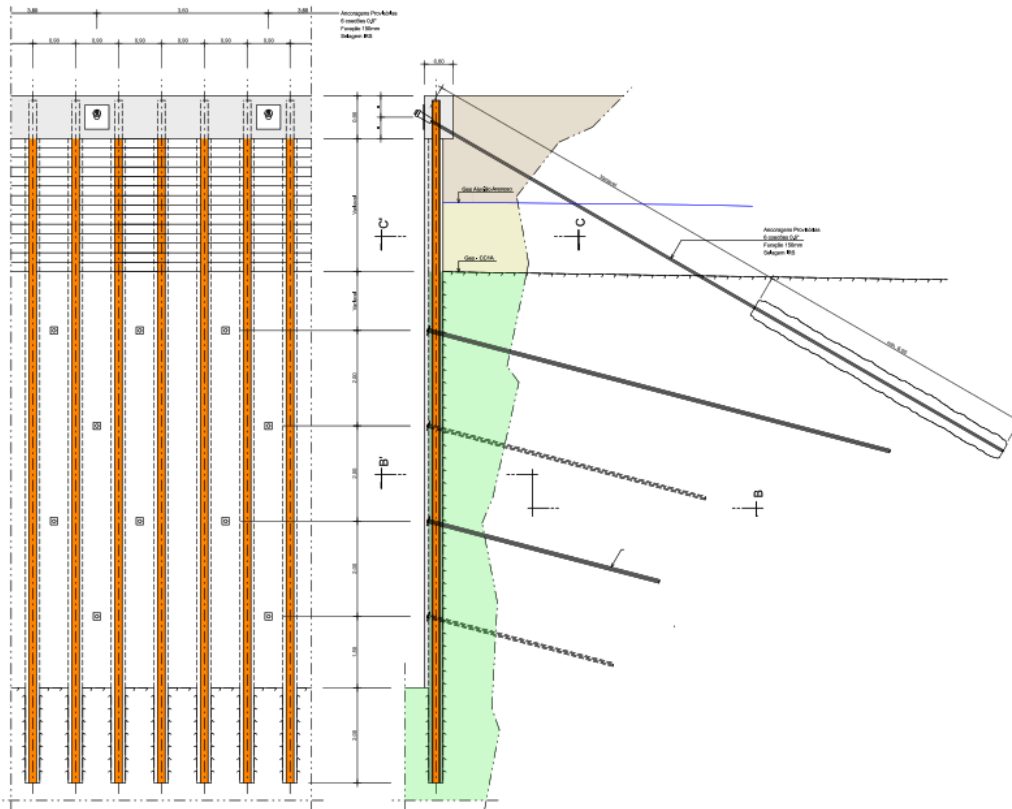


Figura 5 – Alçado e corte tipo da solução típica de contenção



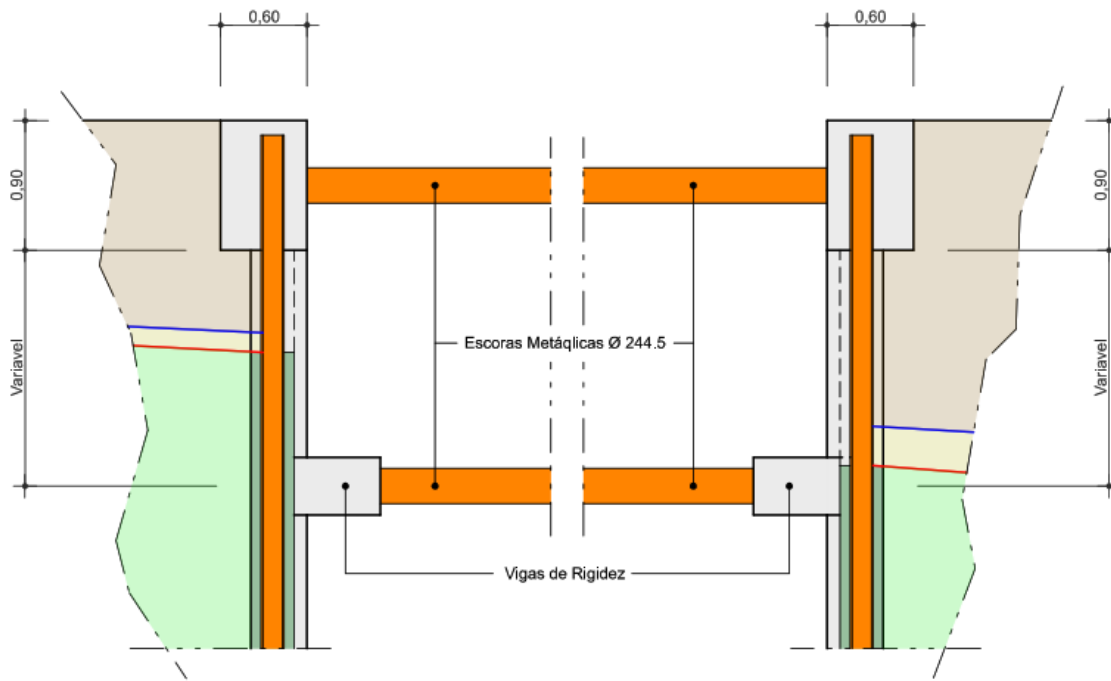


Figura 6 – Corte transversal da solução típica de contenção na OE6

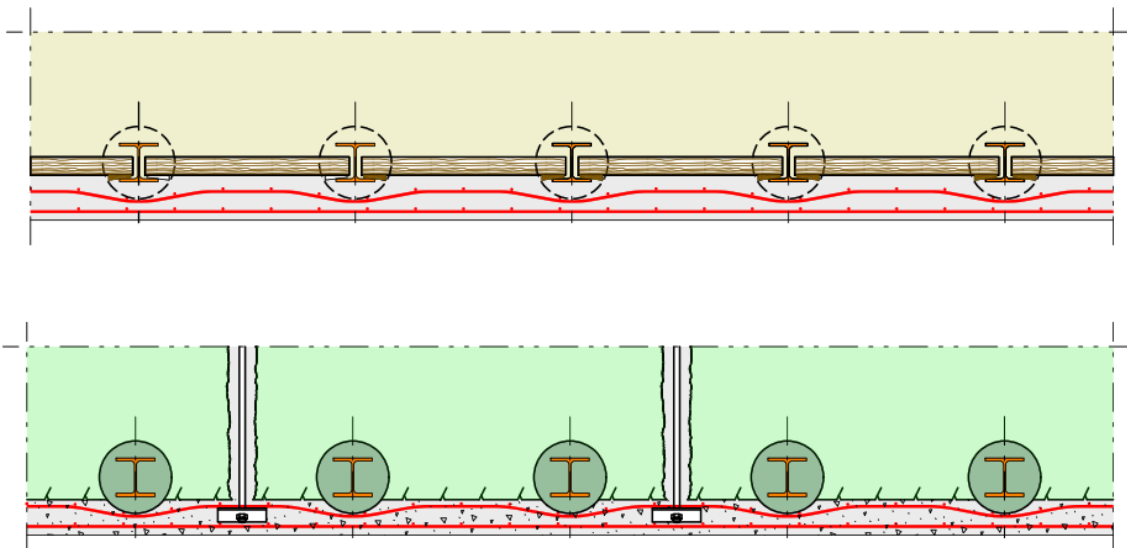


Figura 7 – Secção horizontal da solução de contenção, na zona de aluviões e aterros (imagem no topo) e gunitagem com pregagens na zona dos calcários (imagem inferior)

## 7.2 Solução de Fase Definitiva

Para a estrutura definitiva do túnel do metro e do LIOS prevê-se a adoção de processos construtivos habituais para este tipo de estrutura, adotando-se soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais com cimbre ao solo. No entanto e conforme mostrado mais à frente neste capítulo, face ao faseamento necessário de cumprir e à localização dos túneis foi necessário prever a execução de vigas de ligação entre ambos os túneis.

Na Figura 8 e Figura 9 apresenta-se a solução estrutural da secção do túnel do LIOS e do túnel do metro preconizada para a zona do Alvito, quando estes se encontram desligados entre si.

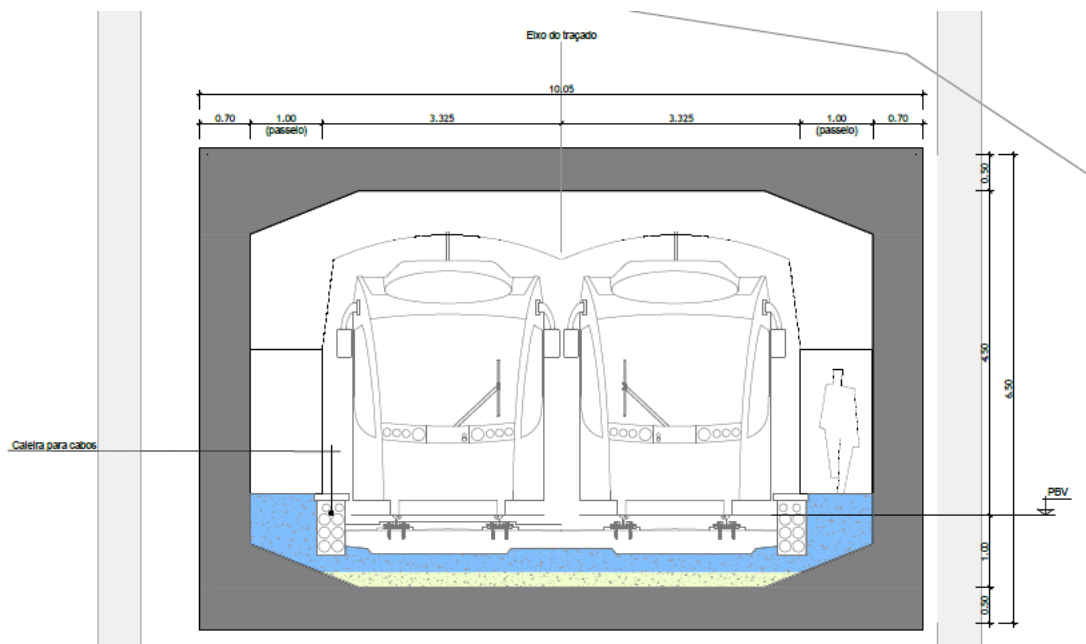


Figura 8 - Secção Tipo do Túnel do LIOS (sem escala)

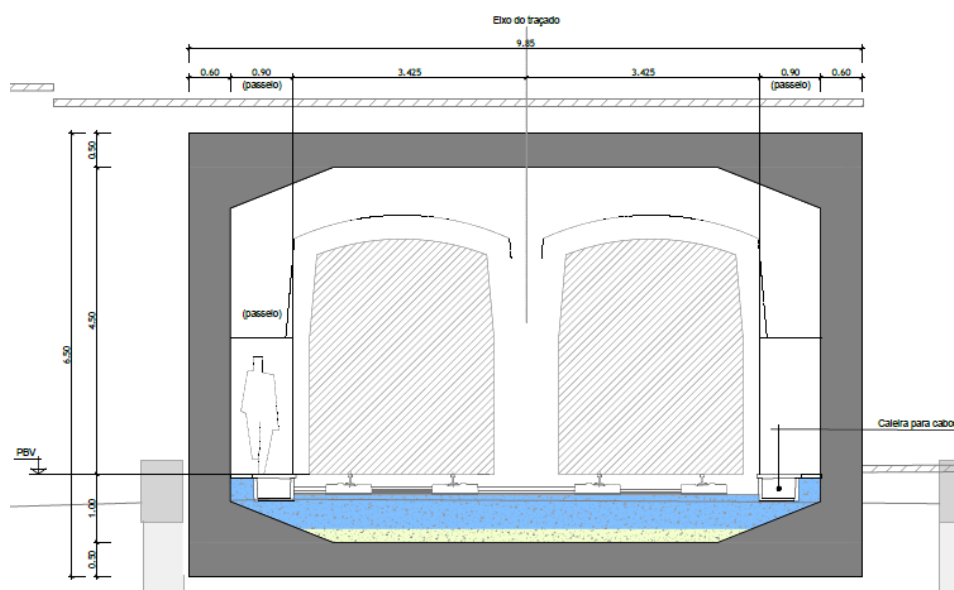


Figura 9 - Secção Tipo do Túnel do Metro (sem escala)

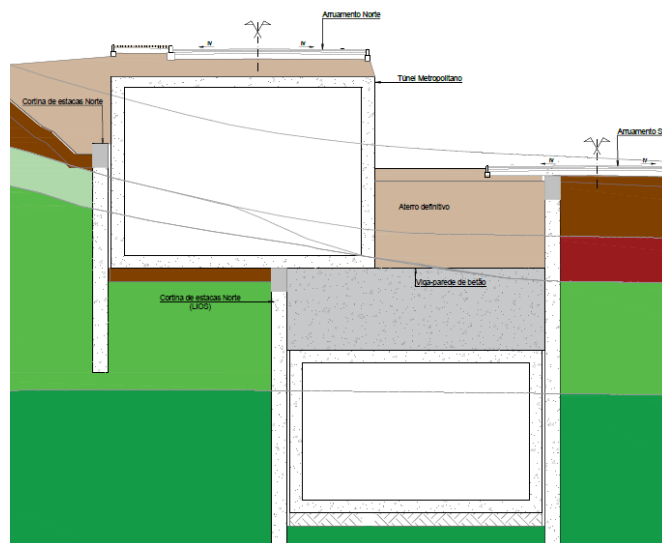


Figura 10 - Secção Tipo da solução de ligação entre o Túnel do Metro e Túnel do LIOS (sem escala)

Na extensão em que o túnel do metro se encontra por cima do túnel do LIOS, e sempre que o túnel do metro se encontre coincidente com o túnel do LIOS, na fase definitiva da estrutura foram definidas vigas-parede de ligação entre ambos os túneis, com uma secção de 0,60m x 3,80m (b x h).

Após conclusão da estrutura do túnel, será executado o aterro sobre este, faseadamente e em conjunto com a desinstalação dos escoramentos metálicos, até à reposição das condições atuais em termos de cota altimétrica, infraestruturas no sub-solo e arranjos exteriores.

### 7.3 Sistema de Impermeabilização

De forma a cumprir as exigências de estanqueidade definidas no Caderno de Encargos, prevê-se para a aplicação de um sistema de impermeabilização com recurso a uma barreira geossintética constituída por uma geomembrana impermeabilizante (policloreto de vinil) com 2 mm de espessura protegida com geotêxtil (polipropileno), de acordo com a especificação RT026 do ML e com as peças desenhadas do presente Projeto de Execução.

De acordo com o previsto no Caderno de Encargos, para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005).

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis (lâminas de estanqueidade do tipo watersop) à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo das galerias nos alinhamentos superior (abóbada) e inferior (soleira).

A compartimentação transversal será realizada aproximadamente a cada 8 metros, limitando-se assim a área máxima de cada compartimento a 250 m<sup>2</sup>.

A eventual necessidade de colocação de uma proteção mecânica, e suas características, deverá ser avaliada em conjunto com o aplicador e fornecedor do sistema de impermeabilização, em função do risco de danificação da tela de impermeabilização, tendo em conta o tipo de circulação e dos trabalhos a realizar em obra.

O sistema de impermeabilização será confirmado em função das condições encontradas em obra e em conjunto com o fornecedor e aplicador da solução.

Na Figura 11 apresentam-se os pormenores do sistema de impermeabilização do revestimento definitivo na zona das paredes e da laje de fundo.



Figura 11 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

Propõe-se, para as estruturas executadas a céu aberto, explorar em fase de obra a possibilidade de utilização do sistema de impermeabilização a base de mantas bentoníticas.

Neste cenário, a explorar em fase de obra, a utilização de soluções com telas bentoníticas armadas com armadura de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas a polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos.

## 8 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Neste capítulo apresentam-se de forma geral os faseamentos aplicados para as soluções definidas.

### 8.1 Solução de Contenção Provisória e Fase Definitiva

1. Instalação e zeragem de parte do sistema de instrumentação a implementar, em particular a instalação dos inclinómetros e piezómetro;
2. Realização de vistoria aos edifícios adjacentes ao recinto da escavação;
3. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
4. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a solução adotada, para execução da cortina. Incluindo a demolição/remoção faseada das construções existentes no local;
5. Execução de furos necessários à implantação dos perfis metálicos HEB160 que aí deverão ser colocados e selados. A furação será realizada recorrendo a um entubamento  $\phi = 320$  mm que visa evitar o colapso do furo. A selagem deve ser realizada abaixo da cota de fundo de escavação e terá, pelo menos 2,0 m de profundidade na formação calcária competente;
6. Execução de uma vala com 0,9 m de altura para execução da viga de coroamento e execução da viga de coroamento de ligação dos perfis já executados, betonada, na face de extradorso, contra o terreno, deixando os negativos para o caso de haver ancoragens. Acompanhada da instalação e zeragem dos alvos topográficos definidos no Plano de Instrumentação e Observação;



7. Execução das ancoragens provisórias, de acordo com o disposto na EN1537:2013, e/ou instalação de escoramentos provisórios, ao nível da viga de coroamento;
8. Realização de ensaios de receção simplificados em todas as ancoragens, de modo a comprovar a sua eficácia para as cargas de dimensionamento. Nas ancoragens instrumentadas com células de carga deverão ser executados ensaios de receção detalhados. Todos os ensaios de receção deverão respeitar o disposto na EN ISSO 22477-5:2018;
9. Escavação acompanhada com a aplicação das pranchas de madeira entre os perfis de modo a conter as terras até à base da 1ª viga de distribuição
10. Escavação acompanhada com a aplicação das pranchas de madeira entre os perfis de modo a conter as terras até atingir a camada rochosa; Escavação no máximo 0,5 m abaixo do 1º nível de pregagens;
11. Furação de 3", colocação da armadura e selagem com calda de cimento por gravidade para garantir a selagem da armadura às paredes do furo;
12. Após a execução do primeiro nível de pregagens e da gunitagem da área envolvente, prosseguir com a escavação para executar os níveis seguintes de pregagens e respetiva gunitagem, sempre 0.5 m no máximo abaixo da cota prevista para execução da pregagem;
13. Conclusão do muro pregado, até atingir a cota de escavação definida no projeto de estabilidade.
14. Execução de laje de fundo da secção definitiva do túnel do LIOS, incluindo todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
15. Execução da restante estrutura do túnel do LIOS, incluindo execução de hasteais e laje de cobertura assim como todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
16. Execução das vigas superiores de ligação entre túneis;
17. Execução de aterro faseado até à cota de base do túnel do metro;
18. Execução de laje de fundo da secção definitiva do túnel do metro, incluindo todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
19. Execução da restante estrutura do túnel do metro, incluindo execução de hasteais e laje de cobertura assim como todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
20. Remoção e desativação dos travamentos do 2º nível da contenção provisória;
21. Execução de aterro faseado até à cota de base da viga de coroamento;
22. Remoção e desativação dos travamentos do nível da viga de coroamento da contenção provisória;
23. Execução de aterro faseado até à cota final da fase definitiva com reposição de todos os serviços necessários.

## 9 PROJETO GEOTÉCNICO DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS

A análise efetuada visou a realização de um estudo específico visando a análise de tensões e deformações experimentadas pelo solo ao longo das várias fases de execução da obra e as situações mais condicionantes para o dimensionamento estrutural.

## 9.1 Ações consideradas

As ações consideradas são as apresentadas no Tabela 10.

Tabela 10 - Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
<b>CARGAS PERMANENTES</b>	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
<b>AÇÕES DO SOLO</b>	–
Impulsos do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
<b>IMPULSOS DE ÁGUA</b>	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos nos estudos hidrogeológicos (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
<b>SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE</b>	–
Carga de ocupação à superfície	$10 \text{ kN/m}^2$

## 9.2 Combinações de ações para os estados limite e abordagens de cálculo

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na NP EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

### Combinação fundamental geral:

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

Em que:

- $E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;
- $\gamma_{G,j}$  – coeficiente parcial relativo à ação permanente j;
- $G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente j;
- $\gamma_{Q,1}$  – coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;
- $Q_{k,1}$  - valor característico da ação variável de base de combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$  – coeficiente parcial relativo à ação variável i;
- $\psi_{0,i}$  – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante i.

### Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

- $E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\psi_{2,i}$  – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

Os coeficientes de redução  $\psi$  adotados são os definidos no Tabela 11:

Tabela 11 - Coeficientes de redução

Ação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

Em Portugal, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1.

Assim, no presente projeto considerou-se a abordagem de cálculo 1 nos seguintes elementos:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1 .....(caso geral)
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1 .....(caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 12) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 13 e Tabela 14).

Tabela 12 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Tabela 13 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

Parâmetro do solo	Símbolo	STR/GEO	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso volúmico	$\gamma_r$	1,00	1,00

Tabela 14 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	$\gamma_c$	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	$\gamma_s$	1,15

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento global (UPL) serão considerados os valores dos coeficientes parciais de segurança:

Tabela 15 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

Ação		Símbolo	UPL
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,00
	Favorável	$\gamma_{G,stb}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Tabela 16 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.

Parâmetro do solo	Símbolo	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,25

Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{Su}$	1,40
a) Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$		

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento hidráulico (HYD) serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança:

Tabela 17 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

Ação		Símbolo	HYD
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,35
	Favorável	$\gamma_{G,stab}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos estruturais é garantida com base na seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que  $S_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Na consideração de um estado de limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR ou GEO) deve ser feita a verificação de que:

$$E_d \leq R_d$$

em que  $E_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e da capacidade resistente em relação a uma ação.

Na verificação dos estados limites de utilização no terreno ou numa seção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d$$

em que  $E_d$  e  $C_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e o valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização. A avaliação dos deslocamentos verticais e horizontais para uma estrutura de contenção é realizada considerando a combinação característica.

### 9.3 Modelos Numéricos

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias foram consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

A análise estrutural foi realizada com base em modelos planos para o dimensionamento das secções representativas das estruturas de contenção.

Os modelos adotados foram realizados com recurso ao programa de elementos finitos SOFiSTiK, o qual permite modelar a interação entre o solo e as estruturas por meio de uma análise de tensões e deformações.

Os modelos de cálculo permitiram a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados, para além de deformações do maciço envolvente, os esforços nas estruturas de contenção em particular na Cortina de Berlim provisório, assim como nas escoras e ancoragens de travamento.

Com base nos esforços obtidos, realizaram-se as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

Para definição da malha de elementos finitos, foram utilizados elementos retangulares de 4 nós tendo o nível de discretização da malha sido localmente ajustado para uma maior densidade de elementos finitos junto às estruturas de contenção.

O faseamento construtivo foi simulado de acordo com o previsto no projeto, tendo-se iniciado pela primeira fase de geração de tensões iniciais e em seguida execução das estruturas de contenção, nomeadamente Cortina de Berlim provisório, e aplicadas as sobrecargas à superfície sendo nesse momento efetuada uma zeragem das deformações antes de prosseguir para os seguintes passos. As fases seguintes foram simuladas conforme faseamento estabelecido nas peças desenhadas de projeto, incluindo a fase de execução da estrutura definitiva e execução do aterro sobre este de forma faseada com a desinstalação dos escoramentos metálicos.

Apresenta-se na Figura 12 o modelo elaborado para estudo da contenção provisória, na secção A, e nas figuras seguintes apresentam-se os modelos das secções B e C e o exemplo do faseamento construtivo para o primeiro modelo.

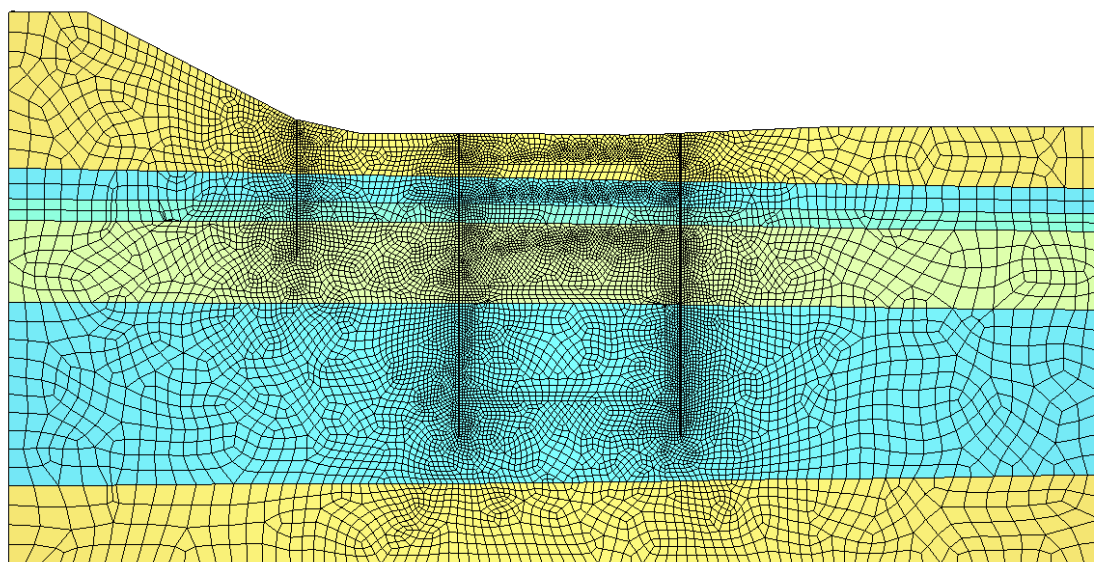


Figura 12 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção A – fase inicial



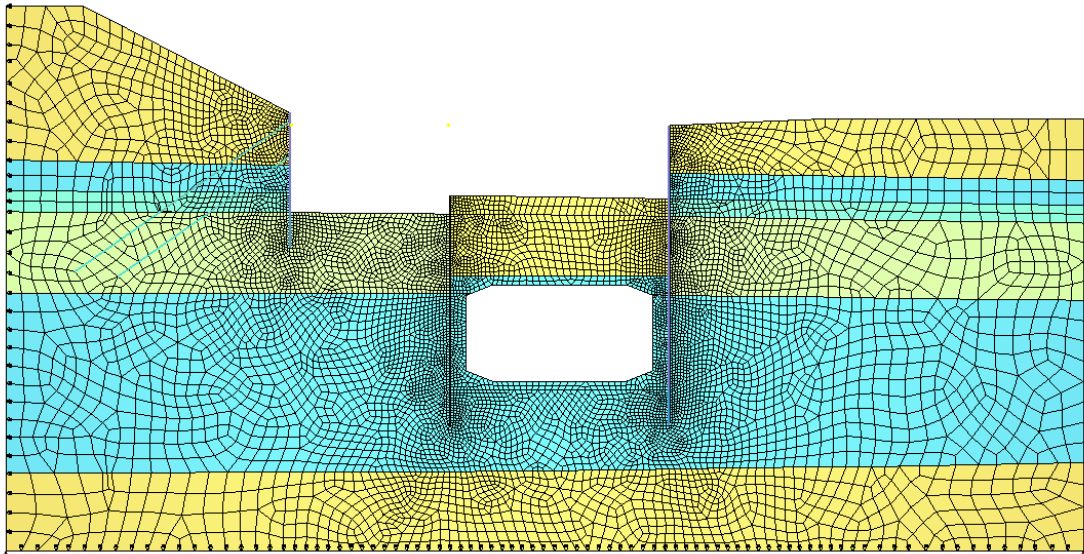


Figura 13 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção A – fase final

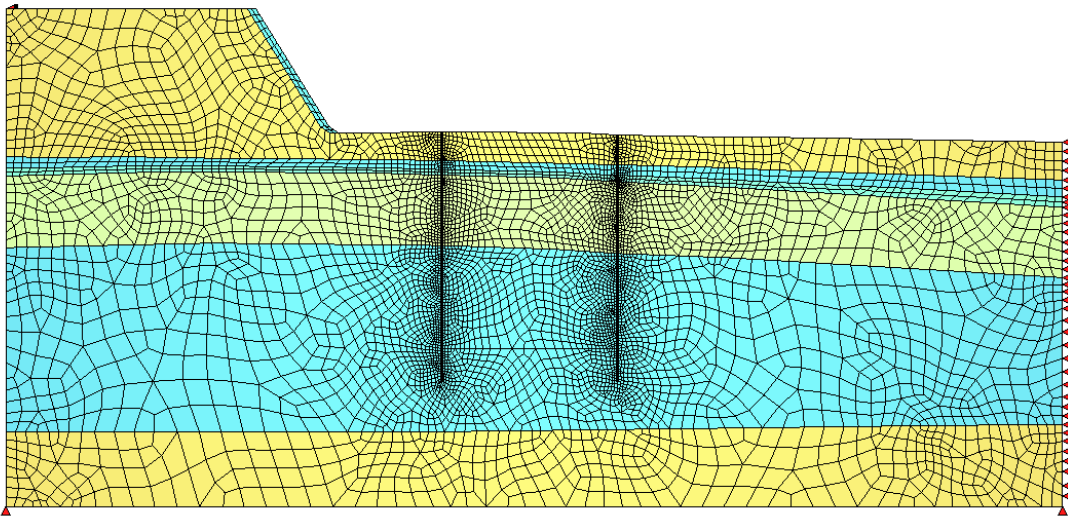


Figura 14 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção B – fase inicial



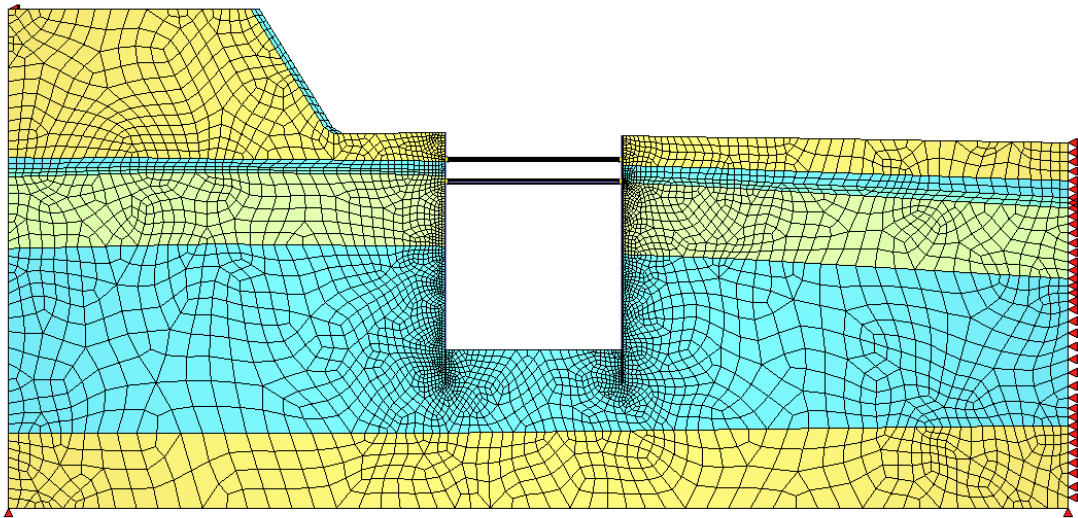


Figura 15 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção B – fase final

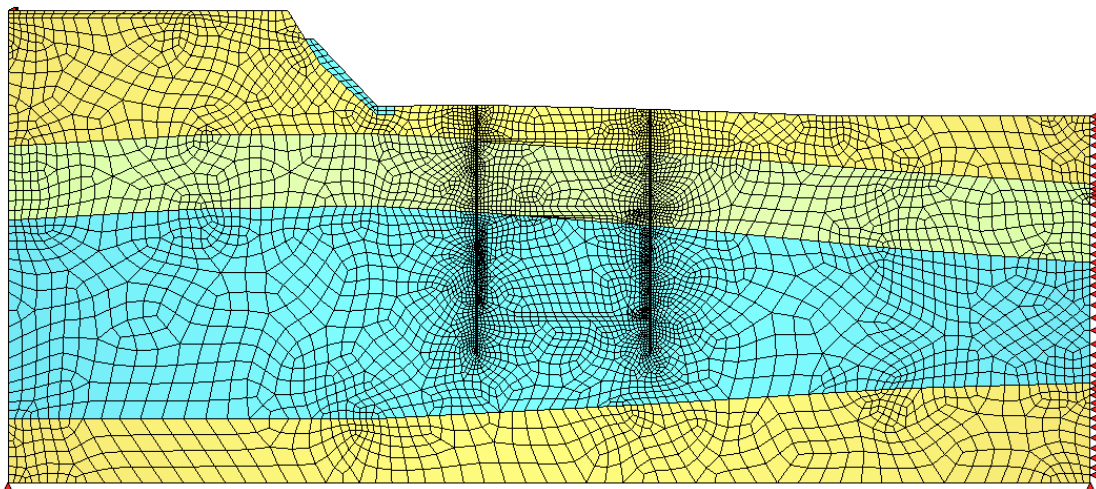


Figura 16 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção C – fase inicial

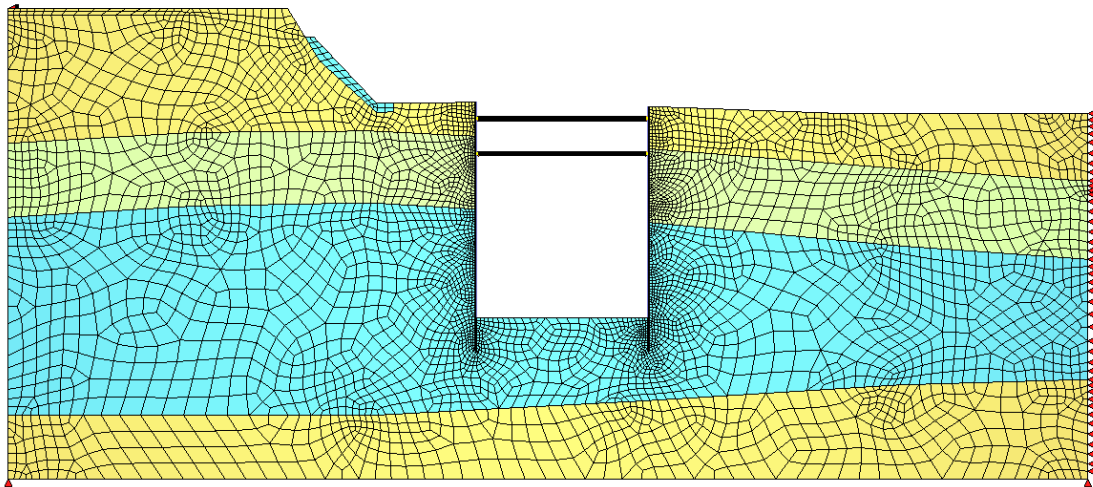


Figura 17 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – *Secção C* – *fase final*

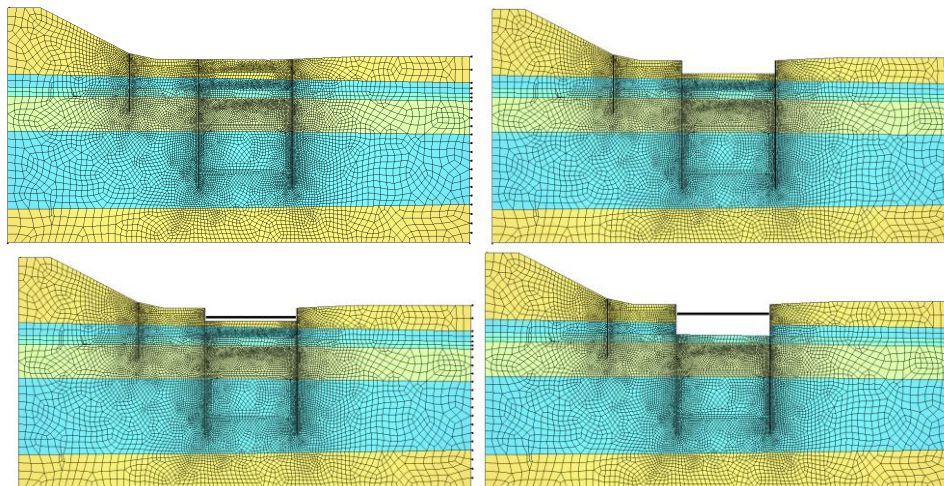


Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – *Secção A* – *faseamento construtivo (1/4)*



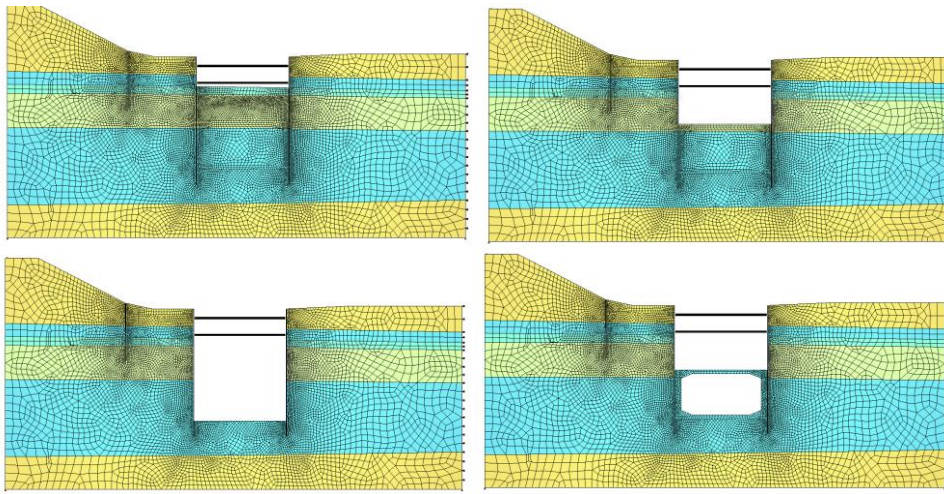


Figura 19 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção A – faseamento construtivo (2/4)

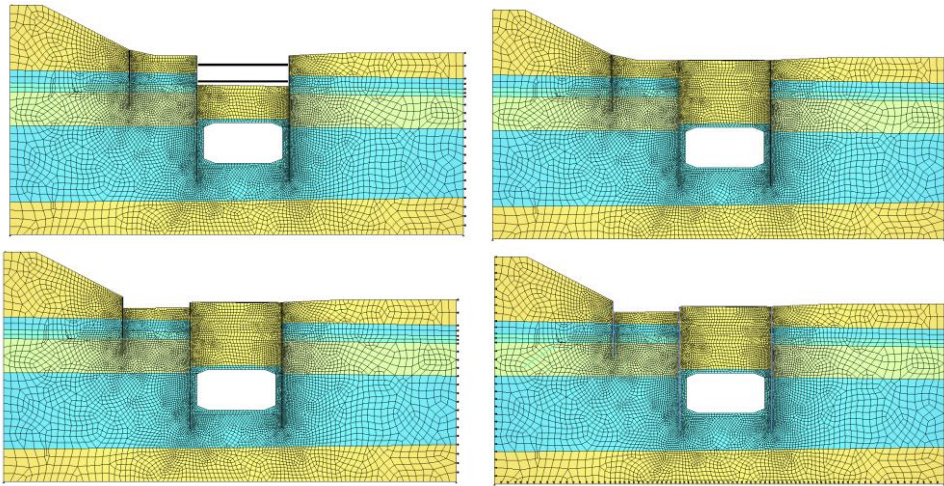


Figura 20 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção A – faseamento construtivo (3/4)

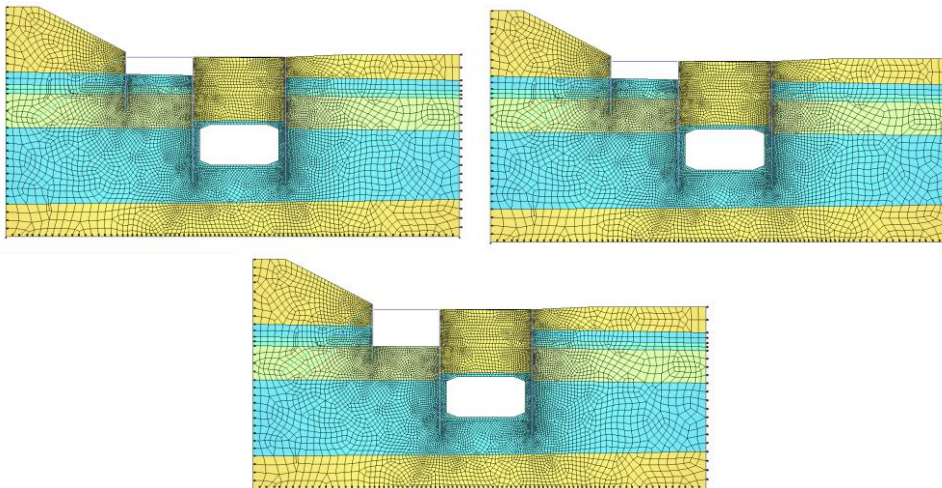


Figura 21 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiStiK* – *Secção A – faseamento construtivo (4/4)*

## 9.4 Verificações de segurança

A verificação da segurança dos diversos elementos estruturais que constituem as soluções propostas foi efetuada de acordo com as disposições regulamentares, nacionais e internacionais, em vigor.

As referidas disposições regulamentares traduzem-se na aferição das dimensões médias dos elementos estruturais para um conjunto de situações de projeto a que corresponde uma expectável probabilidade de ocorrência dos estados limite.

Neste contexto, estes estados constituem limites para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os requisitos fundamentais de projeto, nomeadamente estados limites últimos e estados limites de utilização.

Com vista à verificação de segurança dos diversos elementos, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações de ações:

Tabela 18 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança

Verificações de segurança	Combinação
Estados Limites Últimos (ELU)	Combinações fundamentais de ações
Estado Limite de Utilização (ELS)	Combinação característica de ações

Para a verificação da segurança aos estados limites referidos foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes.

Nesta fase de estudo consideraram-se relevantes as verificações da segurança aos estados limites dos elementos estruturais indicados na

Tabela 19, sendo as mesmas efetuadas de acordo com as disposições das normas NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

Tabela 19 – Verificações de segurança associadas às contenções provisórias

	Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Cortina de Berlim provisório	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Microestacas	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento
		Estado limite último de capacidade de carga do terreno (atrito lateral)
	Escoras	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento
	Vigas de coroamento	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Vigas de distribuição metálicas	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Ancoragens	Estado limite último de resistência à tração

		Estado limite último de capacidade de carga do terreno (atrito lateral)
	Betão projetado	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
		Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Cortina de Berlim provisório	Deformação horizontal
	Terreno envolvente	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação

Apresenta-se para esta fase, no capítulo seguinte apenas algumas das verificações de segurança resumidas para os elementos principais da solução definida.

#### 9.4.1 Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, a verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão foi assegurada através da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

onde:

$M_{Ed}$  valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{Rd}$  valor de cálculo da resistência máxima do elemento estrutural.

#### 9.4.2 Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, no âmbito da verificação do Estado Limite Último de resistência ao esforço transversal, deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

Em que:

$V_{Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,S}$  valor de cálculo do esforço transversal que pode ser suportado por um elemento com armadura específica de esforço transversal;

A armadura de esforço transversal é calculada de forma a satisfazer  $V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$ . De entre os métodos de cálculo disponíveis optou-se por se seguir o disposto no método das bielas de inclinação variável, para elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais.

$$V_{Rd,S} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times b \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

onde:

$\theta$  - ângulo das bielas de betão com o eixo do elemento;

$A_{sw}$  - área da armadura de esforço transversal;

$S$  - espaçamento da armadura de esforço transverso;

$z$  - para um elemento de altura constante, representa o binário das forças interiores correspondente ao momento fletor máximo no elemento que está a ser considerado. Usualmente pode recorrer-se ao valor aproximado  $z=0,9d$ .

$f_{ywd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transverso;

Da aplicação desta expressão resultam, para verificação da condição  $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ , as áreas de armadura transversal a adotar nos elementos de betão armado.

### 9.4.3 Estado Limite Último de capacidade de carga do terreno

Dado que as ancoragens se encontram à tração as características atribuídas à resistência de ponta são nulas, considerou-se, que o bolbo de selagem das ancoragens, funcionará apenas por resistência lateral. Segundo o Eurocódigo 7 a verificação da segurança é garantida pela condição:

$$\frac{N_{raro}}{R_{c;m}} \leq FS$$

onde:

$N_{raro}$  - valor de cálculo das ações axiais correspondentes à combinação rara.

$R_{c;m}$  - valor médio da resistência do bolbo de selagem, determinado de acordo com a metodologia de Doix e Bustamante.

A resistência média do bolbo de selagem é dada pela expressão seguinte:

$$R_{c;m} = \pi \cdot \alpha \cdot D_d \cdot q_s \cdot L_{selagem}$$

em que:

$\alpha$  - Coeficiente de expansibilidade do furo na zona selada. Foram considerados os valores recomendados pelo fabricante, para os terrenos de selagem dos elementos;

$D_d$  - Diâmetro de furacão;

$q_s$  - Valor médio da resistência unitária última da interface calda-terreno, obtido a partir dos ábacos de Bustamante e Doix (1985) em função do tipo de terreno e do tipo de re-injeção;

$L_{selagem}$  - Comprimento do bolbo de selagem;

$FS$  - Fator de segurança segundo EC7, sendo função das ações e tipo de cargas.

### 9.4.4 Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento

No que respeita aos perfis horizontais, do tipo HEB, de acordo com o Eurocódigo 3, a verificação da segurança ao estado limite último de resistência à encurvadura pode ser assegurado de acordo com a seguinte condição:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

onde:

$N_{Sd}$  - Valor de cálculo do esforço axial atuante;

$N_{b,Rd}$  - Valor de cálculo da resistência à encurvadura global.

A resistência à encurvadura global por varejamento é definida pela seguinte expressão:



sendo:

$A_s$  - Área da secção transversal;

$f_y$  - Tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M1}$  - Coeficiente parcial de segurança, considerado igual a 1,0;

$\chi$  - Fator de redução para o modo de encurvadura.

#### 9.4.5 Estado Limite Último De Resistência à Tração

De acordo, com EN 1537, toma-se que o valor máximo da tração de blocagem (P0) aplicada deve ser limitado pelo valor de 0,60 Rt,k.

Por outro lado, admitem-se perdas por reentrada das cunhas aquando a aplicação do pré-esforço, tem-se então, para o número de cordões de cada cabo de pré-esforço os seguintes valores:

Para a estimativa do valor das perdas por reentrada das cunhas, por cordão, tem-se a seguinte relação:

$$\Delta P_{\text{cordão}} = \frac{EA}{L} \times \Delta d$$

Sendo:

E – Módulo de elasticidade do aço;

A – Área dos cordões da ancoragem;

L – Comprimento livre da ancoragem;

$\Delta d$  – Reentrada das cunhas.

De acordo com a EN 1537 encontra-se verificada a segurança ao Estado Limite Último de tração desde que seja assegurada a seguinte condição:

$$\frac{P_d}{R_{t;d}} \leq 1$$

Onde:

$P_d$  - Valor de cálculo da força de pré-esforço aplicado na ancoragem.

$R_{t;d}$  - Valor de cálculo da resistência da armadura da ancoragem à tração, sendo esta dada por:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_R}$$

em que:

$R_{t;k}$  - Valor característico da resistência da armadura da ancoragem à tração. Nesta verificação constitui o valor característico da força de rotura à tração da armadura da ancoragem;

$\gamma_R$  - Fator parcial associado a resistência da ancoragem. Foi admitido no mínimo um valor de 1,35.

O valor característico da capacidade resistente da armadura que constitui ancoragem ( $R_{t;k}$ ), pode ser determinado pela seguinte equação:

$$R_{t;k} = A_t \cdot f_{t;k}$$



onde:

$A_t$  - Área da secção transversal da armadura de pré-esforço. Neste caso igual a  $6 \times 140 \text{ mm}^2$  (6 cordões de 0,6') por secção;

$f_{t,k}$  - Valor característico da tensão de rotura à tração da armadura de ancoragem. Neste caso para o aço 1670/1860 toma o valor de 1860MPa.

De acordo com a mesma Euro-norma, a carga de blocagem aplicada deverá ainda respeitar a seguinte relação:

$$P_0 \leq 0,60 \cdot R_{t,k}$$

## 10 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

### 10.1 Ações

Na fase de Projeto de Execução foram consideradas no dimensionamento das estruturas as ações regulamentares bem como as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

#### 10.1.1 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas na análise foram as seguintes:

- Peso Próprio da estrutura (PP) – Para o peso do betão armado da estrutura considerou-se um peso específico de  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Restantes Cargas Permanentes (RCP) (revestimentos em zonas correntes, técnicas e coberturas) – valores determinados em função dos materiais e tipo de revestimento previsto;
- Retração e Fluência (Ret+Flu) – Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação: Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C;

Para quantificação dos esforços decorrentes desta deformação imposta considera-se o módulo de elasticidade do betão igual a metade do seu valor real e o coeficiente de dilatação térmica linear com valor:  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

- Impulso de Terras (It) – Foram considerados os impulsos de terreno, calculados tendo em conta as características geomecânicas dos maciços interessados (de acordo com o zonamento geotécnico apresentado nas peças desenhadas
- Impulso Hidrostático (Iw) – Considera-se a existência de água e conseqüentemente a ação do impulso hidrostático abaixo da interface do afloramento do complexo vulcânico

( $\beta+\tau$ ) e na faixa onde ocorrem os aterros heterogéneos. Para a determinação dos impulsos hidrostático considerou-se um peso específico da água de  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

### 10.1.2 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas na análise foram as seguintes:

- Sobrecarga de tráfego – (SC\_Traf);
- Sobrecarga de terrapleno – (SC\_Terr) – Foi considerada uma sobrecarga de  $10 \text{ kN/m}^2$  para a determinação dos impulsos de terras;
- Sobrecarga Coberturas elevadas não acessíveis – (SC\_Cob);
- Sobrecarga em coberturas enterradas com recobrimento de terras  $>1 \text{ m}$  (ponto 2.2.2. c.1 das Normas de Projeto de Estruturas do Metropolitano, E.P.) – (SC\_ML);  
No caso de existência de edifícios esta carga será substituída, se for mais desfavorável, por uma carga uniformemente distribuída de  $12 \text{ kN/m}^2$  por piso;
- Sobrecarga Geral (pisos-corrente) – (SC\_GER);
- Sobrecarga Geral (pisos-técnicos) – (SC\_TECN) de acordo com o definido nas Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano, E. P.;
- Sobrecarga Ferroviária: Comboio Tipo (CT);
- Ação da temperatura – temperatura uniforme + temperatura diferencial ( $\Delta t_u + \Delta t_d$ );
- Levantamento de Estruturas – para transferência de cargas (LEV);
- Vento (W) – Nas estruturas expostas ao vento foi considerada a ação do vento quantificada de acordo com a NP EN 1991-1-4;
- Ações vibratórias externas.

### 10.1.3 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas (túneis e estações) materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação das ondas sísmicas, em parte influenciada pela presença das próprias estruturas e dos edifícios adjacentes. Estes deslocamentos impõem deformações na estrutura as quais, por sua vez, geram tensões e esforços de natureza sísmica.

Os deslocamentos podem ser calculados por uma análise integrada, com um modelo de propagação de ondas incidentes desde o firme rochoso sísmico subjacente, ou por uma análise simplificada através de um modelo em que se admitem conhecidos previamente os deslocamentos sísmicos impostos. No presente estudo foi seguida esta segunda metodologia.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico de aceleração constante do DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, é considerado o tipo de terreno segundo o critério definido no Quadro 3.1 da EN 1998-1. No caso da definição da ação sísmica a uma profundidade correspondente a um firme rochoso sísmico é considerado o tipo de terreno A.

O movimento sísmico é introduzido, com a consideração do efeito de radiação energética, ao longo da fronteira rígida inferior do modelo, tradicionalmente associada a velocidades de propagação de ondas de corte superiores a  $800 \text{ m/s}$ . A consideração dos efeitos não lineares no comportamento dinâmico do terreno é garantida através da adoção do espectro de resposta elástico acima referido e da modelação da dependência das propriedades de deformabilidade e de amortecimento relativamente à deformação de corte (método linear equivalente).

A metodologia de análise incorpora as seguintes fases:

- Estudo do maciço envolvente adotando uma estratificação realista, com consideração da não-linearidade através do método linear equivalente, que incluem a estrutura sob uma forma simplificada;
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços nas estruturas subterrâneas.
- Consideração dos esforços de origem sísmica nas combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

Foram seguidas as indicações do Anexo C7 – “Análise Sísmica de Estruturas Enterradas” das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos, que indicam a metodologia de análise sísmica das estruturas enterradas, com a dependência das propriedades dinâmicas (deformabilidade ao corte e amortecimento) relativamente à amplitude de distorção sísmica (método linear equivalente) para a estimativa da deformada sísmica do terreno e da estrutura.

Nas estruturas totalmente enterradas os efeitos inerciais da sua resposta são desprezáveis, pelo que se recorreu simplificada a uma análise de interação cinemática. Nesta, a envolvente mais desfavorável de deslocamentos sísmicos é imposta, estaticamente, a um modelo estrutural detalhado da estrutura enterrada. Os esforços sísmicos assim calculados são considerados nas situações de projeto sísmicas.

## 10.1.4 Ações Acidentais

### 10.1.4.1 Ação Acidental de Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo foram considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1 2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. No capítulo 5 estão indicados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

## 10.2 Combinações de Ações

### 10.2.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

#### 10.2.1.1 Combinações fundamentais:

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, as combinações a considerar são (combinações fundamentais):

Em geral

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[ S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Em que:

$S_{Gik}$  – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

$S_{Q1k}$  – esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

$\gamma_{Gi}$  – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1.35, quando desfavorável ou valor de 1.0, caso contrário;

$\gamma_Q$  – Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que toma o valor de 1.50 as ações variáveis quando estas têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

$\psi_0$  – Valor reduzido da ação variável  $i$ .

### 10.2.1.2 Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

$S_d$  – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$  – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$S_{Fa}$  – Esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor característico;

O valor do coeficiente  $(\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1}$  é definido em função da situação de projeto acidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

### 10.2.1.3 Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por  $S_{Ed}$ , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

$S_d$  – Esforço de cálculo;

$\psi_2$  – Valor reduzido da ação variável  $j$ .

## 10.2.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS)

Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização as combinações a considerar são as seguintes:

#### 10.2.2.1 Combinação rara de ações:

$$S_{\text{Carac}} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

#### 10.2.2.2 Combinação frequente:

$$S_{\text{Freq}} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

#### 10.2.2.3 Combinação quase permanente:

$$S_{\text{QPerm}} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

$S_{Gik}$  – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

$S_{Q1k}$  – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

$\psi_1$  e  $\psi_2$  – Valores reduzidos da ação variável  $j$ .

### 10.3 Modelos Numéricos

No dimensionamento estrutural e geotécnico da estrutura definitiva do túnel do metro e do LIOS a análise estrutural foi realizada com base em modelos planos e tridimensionais para o dimensionamento das secções representativas das secções dos túneis.

Os modelos adotados foram realizados com recurso ao programa de elementos finitos SOFiSTiK, o qual permite modelar a secção bidimensional dos túneis.

Os túneis foram modelados através de elementos de barra apoiadas ao longo do seu contorno através de molas elásticas com valor da rigidez equivalente do solo confinante.

Com base nos modelos consideraram-se os esforços obtidos para realizar as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

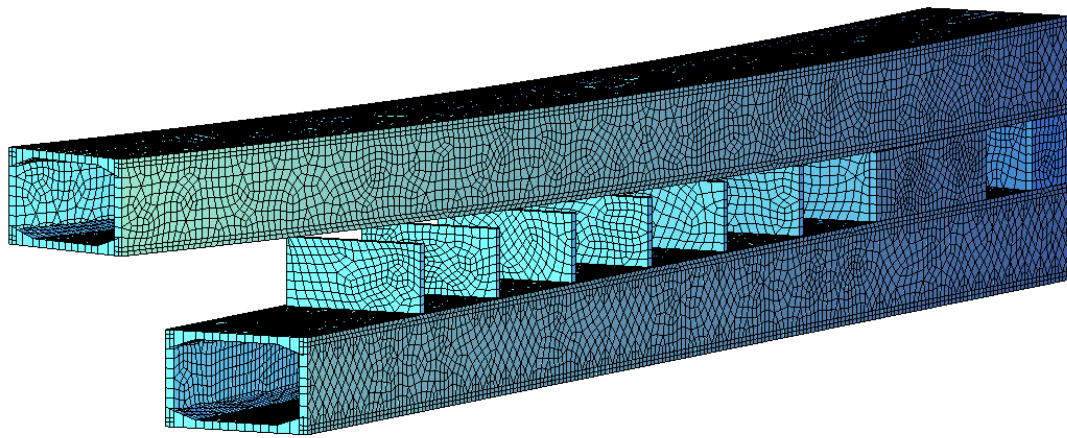


Figura 22 – Vista do modelo tridimensional de elementos finitos do Túnel do LIOS e Metro (*SOFiStiK*)

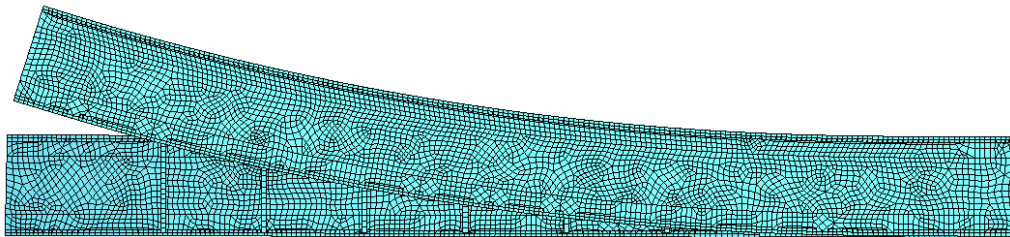


Figura 23 – Planta do modelo tridimensional de elementos finitos do Túnel do LIOS e Metro (*SOFiStiK*)

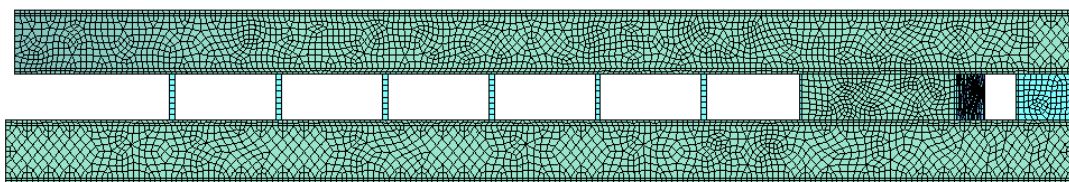


Figura 24 – Alçado Longitudinal do modelo tridimensional de elementos finitos do Túnel do LIOS e Metro  
(*SOFiStiK*)



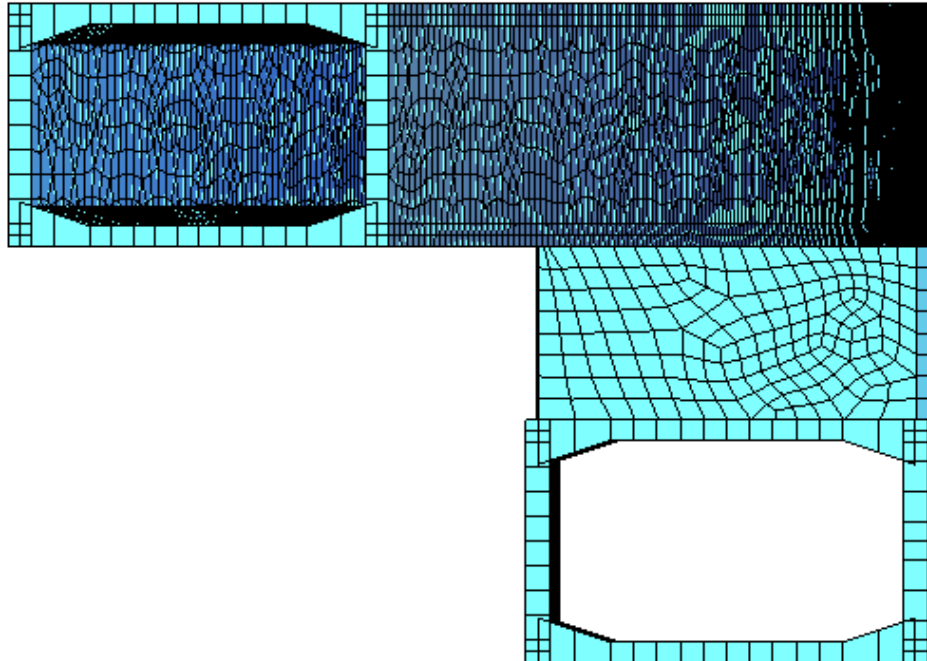


Figura 25 – Secção do modelo tridimensional de elementos finitos do Túnel do LIOS e Metro (*SOFiSTiK*)

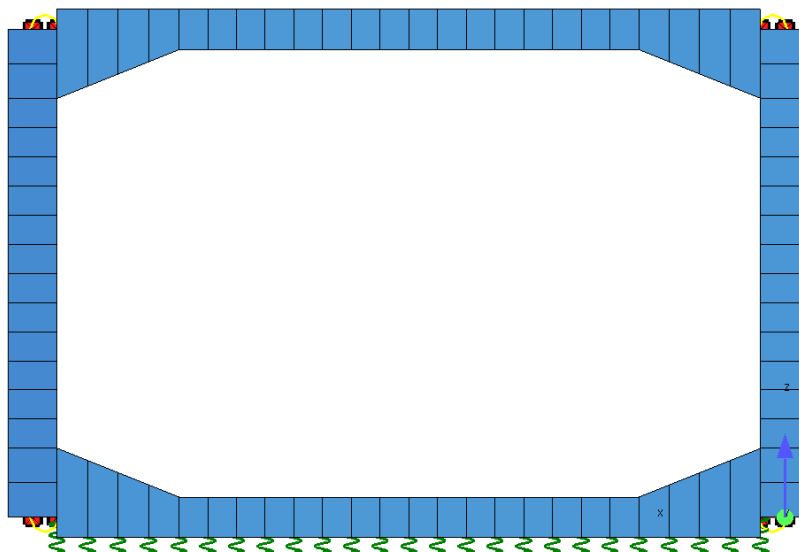


Figura 26 – Secção do Túnel do LIOS (*SOFiSTiK*)



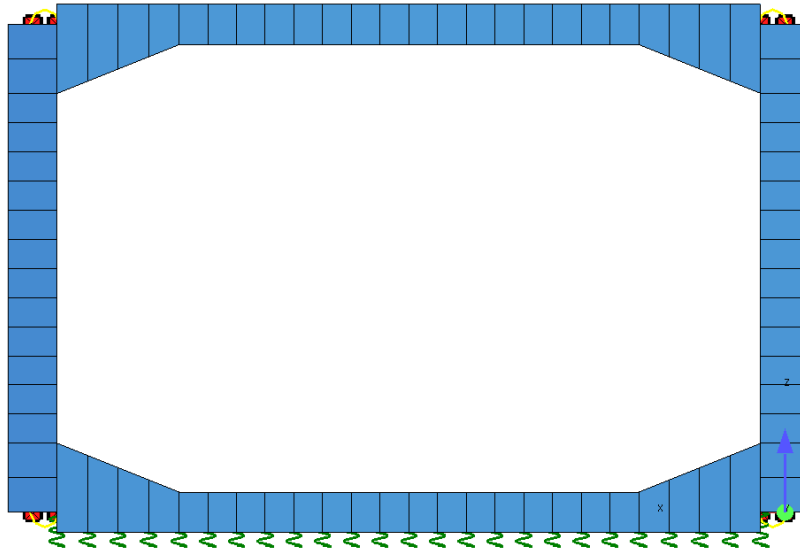


Figura 27 – Secção do Túnel do Metro (SOFiSTiK)

## 10.4 Critérios de Verificação da Segurança

### 10.4.1 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

A verificação da segurança aos estados limites últimos dos elementos de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos às ações e aos materiais. Foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.

Foi igualmente verificado o estado limite último de resistência do solo de fundação.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) foi realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que  $S_d$  é o valor de cálculo do esforço atuante e  $S_r$  é o valor de cálculo do esforço resistente.

A verificação da segurança estrutural para a ação do fogo considera os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. Na Tabela 7 acima, estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

#### 10.4.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão armado:
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
  - Abertura de fendas: limitou-se a abertura de fendas a  $w_k = 0,3$  mm para a combinação quase-permanente.
  - Garantiu-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração;
  - Garantiu-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Controle da Deformação para os elementos de betão armado:
  - Limitação das flechas de lajes e vigas a  $l/250$  para a combinação de ações quase permanente.
  - Limitação das flechas de elementos estruturais suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, ou equipamentos a  $l/500$  para a combinação de ações quase permanente.

#### 10.4.3 Verificação da Segurança relativamente à rotura por Levantamento Global

A verificação da segurança relativamente à rotura por levantamento global foi efetuada através da comparação, em valor característico, das ações permanentes globais na direção vertical ( $F_v$ ) com a subpressão ( $U$ ). Considera-se verificada a segurança garantindo:

$$\frac{F_v}{U} \geq FS$$

Em que FS corresponde a um fator de segurança global a indicar juntamente com a verificação.

### 10.5 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

### 10.5.1 Junta de contração

Serão previstas juntas de contração em zonas de transição de comportamento estrutural da estrutura, de forma a evitar efeitos localizados que poderão ser nefastos para a estrutura.

### 10.5.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 6.7 acima garantirá a estanqueidade da Obra.

As juntas de contração serão munidas de lâminas de estanqueidade tipo *Waterstop* em PVC.

## 11 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

### 11.1 Introdução

O recurso à instrumentação e observação permitirá prever o controlo proactivo e sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento da obra, com o fim de verificar as hipóteses de projeto e, onde necessário, adaptá-lo antecipadamente de forma a garantir, sem subestimar a segurança, o cumprimento dos tempos de execução, a gestão das aleatoriedades e dos imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que a obra se insere. Em função dos resultados obtidos, este recurso possibilita o controlo e a adaptação atempada das soluções, com consequências benéficas na minimização do risco geotécnico da obra.

De salientar ainda que a metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios correntes aplicados neste tipo de intervenção.

O sistema de monitorização deverá ser robusto e garantir a durabilidade adequada, devendo ser constituído por instrumentos de provada confiabilidade e de uso corrente em obras similares.

Toda a instrumentação terá que ser adequadamente protegida para evitar que seja danificada durante a execução da obra.

A realização de leituras topográficas pressupõe o recurso a elementos de referência adequados, posicionados numa zona da obra que não sofra perturbações e a uma distância tal que o erro de leitura associado seja mínimo.

A instalação da instrumentação tem uma importância estratégica para o correto desempenho do sistema de monitorização, em particular para aqueles instrumentos que uma vez instalados não ficam acessíveis.

A instalação deverá garantir a máxima confiabilidade e êxito das operações.

As técnicas e procedimentos de instalação deverão sempre ser de acordo as indicações dos fabricantes da instrumentação.

Toda a instrumentação deverá ser instalada com a devida antecedência em relação ao início das obras para se conseguir adequadas leituras de referência.

A redundância da instrumentação é importante para aumentar a confiança no sistema e permitir um controlo cruzado.

Sempre que possível serão adotados sistemas de leitura automatizada dos dispositivos de monitorização, nomeadamente, estações totais automatizadas.

No enquadramento anterior, o sistema de observação foi definido para as diferentes obras que compõem o projeto, sendo acompanhamento realizado através da monitorização dos seguintes dispositivos:

- Prisma topográfico (edifícios);
- Prisma topográfico (pavimentos);
- Prisma topográfico para carris;
- Extensómetro multiponto;
- Inclínometro;
- Piezómetro tipo casagrande (a executar no âmbito da obra);
- Fissurómetro (edifícios);
- Prisma de convergência;
- Sismógrafo (edifícios);
- Tiltmetro (edifícios);
- Extensómetro de corda vibrante para estruturas subterrâneas;
- Sensor de nível líquido.

Para cada uma das obras, os sistemas de observação preconizados atendem às diferentes fases da obra (construção, entrada em serviço e exploração), pelo que nuns casos a observação está limitada ao período de construção e, noutros, se estenderá à fase de exploração (sendo, posteriormente, integrada no Plano de Observação).

## 11.2 Escavações Mineiras

A avaliação da evolução do comportamento das obras subterrâneas será realizada através do registo dos deslocamentos do terreno (convergências) e observação de eventuais fissurações no suporte primário. Para tal serão criadas secções de medição de convergências, onde serão instalados pontos de convergência, na abóbada e hasteais.

Em geral, no que diz respeito às grandezas a observar, as mais relevantes são as que se relacionam com a libertação do estado de tensão, a presença e escoamento de água e com as vibrações devidas ao processo de escavação.

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais afluentes, não sendo exatável, neste caso específico a sua existência na maior parte da extensão da obra. Quando necessário, particular destaque assumem os furos longitudinais realizados em avanço da escavação, que permitirão antever as condições hidrogeológicas do terreno a escavar.

## 11.3 Edificações / Escavação a céu aberto

Para o controlo das estruturas de contenção a céu aberto e edificações próximas às obras será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Prismas topográficos para o controlo dos deslocamentos das estruturas
- Prismas de pavimento para o controlo dos deslocamentos verticais;

- Níveis líquidos para controlo de pequenos deslocamentos verticais (elevada precisão);
- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução das obras;
- Tiltímetros para o controlo das inclinações;
- Fissurómetros para o controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações.

A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá em fase de obra observar os movimentos ocorridos em interferências e, se necessário, tomar medidas de minimização dos movimentos das estruturas e consequentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a estes movimentos. Assim sendo, foram estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente da instrumentação instalada e pela frequência de leitura a realizar.

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização recorrendo essencialmente a prismas refletores;
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização recorrendo a alvos e prismas refletores e ainda a tiltímetros, níveis líquidos, fissurómetros e sismógrafos.

Note-se que os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível às fundações das edificações e que os fissurómetros devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras.

## 12 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infra-estruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se incluída no ponto Interferências ao Longo da Linha.

## 13 REDE DE TERRAS

A rede de terras proposta tem com objetivo garantir que as tensões de passagem e de contato de um eventual defeito, não excedem os valores regulamentares.

Todas as estruturas metálicas e massas da instalação serão ligadas a este sistema de terra.

As ligações entre os cabos da malha de terras e as varetas de aço cobreado, serão feitas por soldadura aluminotérmica.

A rede de terras será constituída pelos subsistemas que compõe a SET, existindo na estação poços de terra para os sistemas 30 kV, BT e 750 Vcc.

Nos desenhos de arquitetura encontram-se localizados os poços de terra.

Atendendo ao elevado nível freático da zona, os poços terra serão executados, na sua totalidade, com a instalação do elétrodo de terra, na fase de Toscos. Assim, teremos:

- A execução dos negativos e/ou das furações na laje, até atingir o terreno;
- Fornecimento e instalação dos elétrodos de cobre e enchimento com terra vegetal de boa qualidade;
- Medição da resistência de terra e sua aprovação pela Fiscalização/ Dono de Obra;

- Enchimento com o betão pobre;
- Fornecimento e instalação da tampa em chapa xadrez.

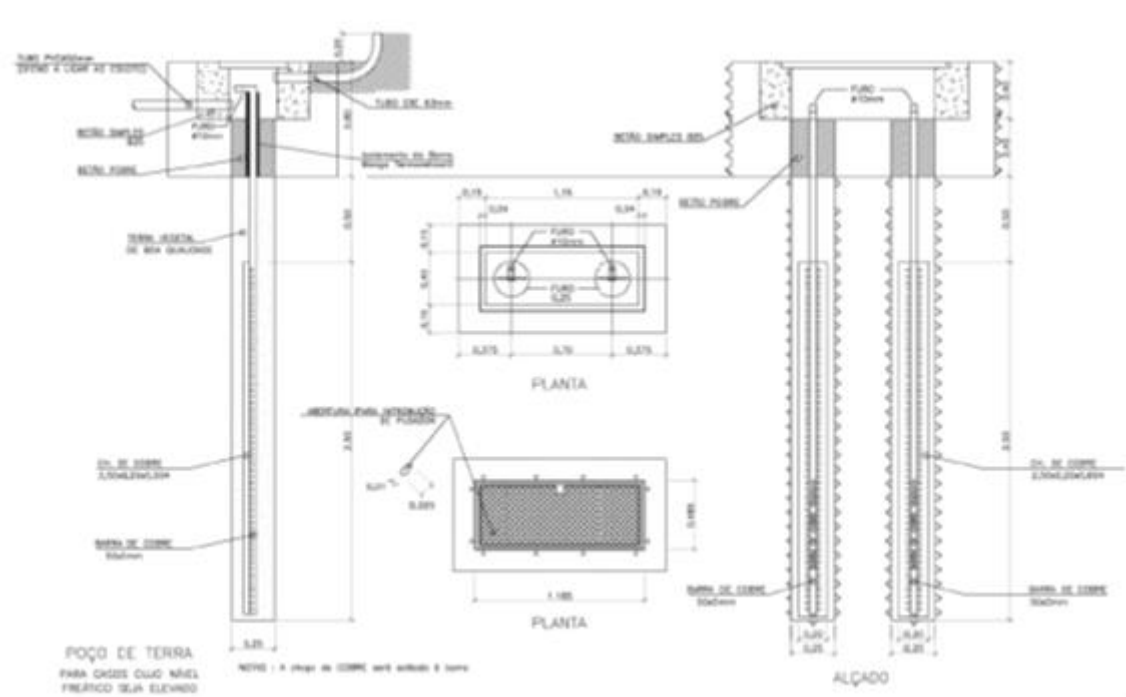


Figura 28 - Pormenores tipo dos poços de terra

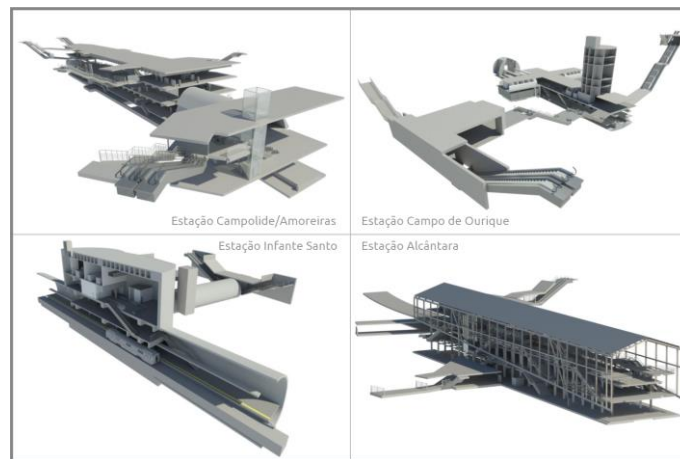
Os eléctrodos de terra deverão assegurar uma resistência de terra sempre inferior a  $1 \Omega$ , pelo que deverá ser considerado o fornecimento de terra vegetal de boa qualidade para o enchimento dos poços terra.

A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0.05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem qualquer mistura de subsolo; ter uma textura franca; conter um teor de matéria orgânica não inferior a 4% e o PH situar-se entre os 6.5 e 7.5.





**METRO DE LISBOA**  
**LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA**  
**EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO**  
**PROLONGAMENTO DA LINHA**  
**TOMO III – OBRAS ESPECIAIS**  
**PROJETO DE EXECUÇÃO**



**VOLUME 6 – OE6: TÚNEL NA ZONA DO ALVITO**  
**01 - ESTRUTURAS**  
**CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO**  
**NOTA DE CÁLCULO**

<b>Documento SAP:</b>	LVSSA MSA PE STR TUN OE6 NC 088000 0		
	<b>Nome</b>	<b>Assinatura</b>	<b>Data</b>
Elaborado	José Bernardo Lobo		2024-10-03
Revisto	Afonso Marques		2024-10-03
Verificado	Sergio Notarianni		2024-10-03
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		
Aprovado	Raúl Pistone		

## Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO .....	5
2	SISTEMAS DE UNIDADES.....	6
3	REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA TÉCNICA.....	7
4	DADOS DE ENTRADA .....	9
4.1	Documentos do programa preliminar .....	9
4.2	Estudo Prévio apresentado em fase de concurso .....	9
4.3	Levantamento topográfico complementar .....	9
5	CONDICIONAMENTOS ao projeto.....	10
5.1	Traçado .....	10
5.2	Geológicos e Geotécnicos.....	10
5.3	Desvios de circulação .....	10
5.4	Ocupação de superfície e de subsolo .....	10
5.5	Interferências.....	11
5.6	Implantação.....	11
5.7	Segurança.....	11
5.8	Arquitetura .....	12
5.9	Compatibilidade com outras especialidades .....	12
5.10	Ambiente.....	12
6	MODELO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO.....	13
7	MATERIAIS.....	15
7.1	Estruturas definitivas .....	15
7.2	Sistemas de impermeabilização .....	16
8	CRITÉRIOS de dimensionamento.....	18
8.1	Tempo de vida útil .....	18
8.2	Classificação da obra de acordo com a sua importância.....	18
8.3	Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998.....	18
8.4	Classe de inspeção .....	20
8.5	Classe de fiabilidade .....	20
8.6	Categoria Geotécnica.....	21
8.7	Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas.....	22

8.7.1	Estações subterrâneas.....	22
8.7.2	Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas .....	22
9	SITUAÇÕES DE PROJETO .....	23
9.1	Persistentes.....	23
9.2	Transitórias .....	23
9.3	Acidentais .....	23
9.4	Sísmica.....	23
10	PROJETO DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA PROVISÓRIA.....	24
10.1	Metodologia de cálculo.....	24
10.2	Ações .....	24
10.3	Combinações de Ações .....	25
10.4	Verificação da Segurança .....	28
11	PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS.....	30
11.1	Metodologia de Cálculo.....	30
11.2	Ações .....	33
11.2.1	Ações permanentes.....	33
11.2.1.1	Peso próprio (PP).....	33
11.2.1.2	Restantes cargas permanentes (RCP) .....	34
11.2.1.3	Fluência e Retração (Ret) .....	34
11.2.1.4	Impulso de Terras (It).....	34
11.2.1.5	Impulso Hidrostático (Iw).....	35
11.2.2	Ações Variáveis.....	35
11.2.2.1	Sobrecargas de utilização (SC) .....	35
11.2.2.2	Variação Uniforme da Temperatura (DTu) .....	36
11.2.3	Ação Sísmica.....	36
11.2.4	Ações Acidentais.....	38
11.2.5	Incêndio .....	38
11.2.6	Movimentos das Fundações.....	39
11.2.7	Descarrilamento .....	39
11.3	Combinações de Ações .....	39
11.3.1	Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU).....	39
11.3.2	Combinação de Ações para os Estados Limites de Utilização (ELS) .....	40
11.3.3	Coeficientes Parciais das Ações.....	41
11.3.4	Coeficientes Parciais dos Materiais.....	42

---

11.4	Critérios de Verificação da Segurança.....	42
11.4.1	Verificação do Estado limite de levantamento global (UPL).....	42
11.4.2	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU).....	42
11.4.3	Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS).....	43
11.4.4	Verificação da Resistência ao fogo.....	44
12	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS.....	45
12.1	Junta de contração.....	45
12.2	Estanqueidade.....	45
13	PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO.....	46
13.1	Enquadramento.....	46
13.2	Grandezas a medir.....	47
13.3	Escavações da OE6 e Estação de Alcântara.....	47
13.4	Estruturas de contenção e estabilização de taludes da OE6 e Estação de Alcântara.....	48
13.5	Edificações.....	48
13.6	Frequência de leituras.....	48
13.7	Critérios de alerta, referência e alarme.....	49
13.8	Plano de contingência.....	49
14	AVALIAÇÃO DE DANOS.....	51
14.1	Metodologia de avaliação de danos em edifícios.....	52
15	REDE DE TERRAS.....	55

---

## 1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento pretende sumarizar os Critérios Gerais de Projeto aplicáveis ao **Projeto de Execução da Obra Especial 6 (OE6) – Túnel Zona do Alvito**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre São Sebastião e Alcântara.

A elaboração do presente documento antecede o desenvolvimento das respetivas Notas de Cálculo, sendo submetido à aprovação do Dono de Obra previamente ao desenvolvimento das mesmas.

---

## 2 SISTEMAS DE UNIDADES

O sistema de unidades utilizado na elaboração do Projeto é o Sistema Internacional de Unidades (SI). As principais unidades utilizadas são as seguintes:

- Comprimento: metro (m).
- Força: quilonewton (kN).
- Momento: quilonewton metro (kN.m).
- Tensão no terreno: quilonewton por metro quadrado ( $\text{kN/m}^2$ ) ou kilopascais (kPa).
- Tensão nos elementos estruturais: newton por milímetro quadrado ( $\text{N/mm}^2$ ) ou megapascais (MPa).
- Peso específico: quilonewton por metro cúbico ( $\text{kN/m}^3$ ).



---

### 3 REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA TÉCNICA

O Projeto será desenvolvido de acordo com a regulamentação nacional em vigor, ou europeia em caso de omissão, destacando-se as seguintes normas:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais: Microestacas;
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens no terreno;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 - Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 - Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;

- 
- NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
  - NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
  - NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
  - NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

---

## 4 DADOS DE ENTRADA

Os documentos considerados como elementos de entrada associados à obra foram os seguintes:

### 4.1 Documentos do programa preliminar

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 2 – Obras Especiais;
- Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP TUN OE6 MD 088003 0”;
- Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088101 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088107 0”, “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088401 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088404 0” e “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088701 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088702 0”);
- Respostas aos Esclarecimentos do procedimento “Resposta Esclarecimentos\_Proc. 125\_2022”

### 4.2 Estudo Prévio apresentado em fase de concurso

- Memória Descritiva e Justificativa da OE6: Tomo IV – Volume 2 – Obras Especiais “LVSSA CBJ EP STR EST EAL MD 088000 0” e “LVSSA CBJ EP STR EST EAL MD 088001 0”;
- Notas de cálculo: Tomo IV – Volume 2 – Obras Especiais “LVSSA CBJ EP STR TUN OE6 MD 088003 0”;
- Peças desenhadas da OE6 – túnel zona do Alvito: Tomo IV – Volume 2 – Obras Especiais “LVSSA CBJ EP STR TUN OE6 DW 088102 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN OE6 DW 088107 0”; “LVSSA CBJ EP STR TUN OE6 DW 088401 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN OE6 DW 088408 0”;
- Estudo Geológico – Geotécnico: Tomo II – Volume 2

### 4.3 Levantamento topográfico complementar

Onde considerado relevante, serão previstos trabalhos de levantamento topográfico a clássico, que servirão de elemento base para a elaboração do Projeto.

---

## 5 CONDICIONAMENTOS AO PROJETO

Os principais condicionamentos são os já identificados em fase de Estudo Prévio, entre os quais se referem os descritos nos próximos capítulos.

### 5.1 Traçado

A solução estrutural adotada e os processos e faseamentos construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha definido no Programa Preliminar e Estudo Prévio.

Além da circulação do Metropolitano de Lisboa a nível elevado, a nova estação de Alcântara estabelecerá também a ligação à futura Linha Intermodal Sustentável, promovendo a ligação ao concelho de Oeiras no âmbito do projeto LIOS Ocidental. Para tal, foram tidos em conta os condicionantes impostos pelo seu traçado em planta e perfil, tal como definidos no Programa Preliminar.

Em perfil longitudinal o traçado atravessa toda a extensão do túnel de término, bem com toda a estação, numa reta com inclinação de 0,638% de inclinação, devendo ser garantido um gabarito ferroviário mínimo de 4,50m, tal como para o Metropolitano.

### 5.2 Geológicos e Geotécnicos

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos, encontram-se descritos no Estudo Geológico-Geotécnico (Tomo I – Volume 6 do Projeto de Execução).

### 5.3 Desvios de circulação

Ao longo da duração da obra os estaleiros e áreas reservadas junto à zona a realizar a céu aberto, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas temporárias de ocupação com os consequentes desvios de trânsito.

Os desvios de circulação são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo II – Geral, Volume 5 – Desvios de Trânsito, deste Estudo Prévio.

Os estaleiros são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo II – Geral, Volume 11 – Estaleiros, deste Projeto de Execução.

### 5.4 Ocupação de superfície e de subsolo

A execução a céu aberto da OE6 – túnel zona do Alvito e estação interfere com as redes de infraestruturas existentes no subsolo (águas, esgotos, eletricidade, telecomunicações e gás). As infraestruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se a solução com o faseamento construtivo proposto.

Os serviços afetados são objeto de projeto autónomo, apresentado no Capítulo 02 - Serviços Afetados, deste Volume.

## 5.5 Interferências

As interferências resultantes da construção da OE6 – túnel zona do Alvito e Estação de Alcântara, necessidade de demolições, reforço de edifícios e contenções, encontram-se retratadas no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha e Volume 27 – Demolições ao Longo da Linha, deste Projeto de Execução.

As principais interferências serão objeto de estudo autónomo, apresentado nos desenhos de identificação de interferências e em memória específica.

No capítulo 07 – Outras especialidades, serão apresentadas as interferências associadas à Estação de Alcântara e OE6 em estudo, sendo indicadas aquelas que não serão objeto de trabalhos de demolição e às quais se prevê, nesta fase de estudo, que possam ser induzidos assentamentos com relevância.

## 5.6 Implantação

A OE6 – túnel zona do Alvito e Estação de Alcântara que integrará o prolongamento da linha vermelha do Metro de Lisboa irá localizar-se a poente da Av de Ceuta, onde atualmente se inserem os arruamentos de acesso à Ponte 25 de Abril, desenvolvendo-se na direção poente-nascente. Esta implantação está definida no Programa Preliminar e não há abertura a qualquer alteração no presente Projeto de Execução.

## 5.7 Segurança

A atividade de prevenção de riscos profissionais apresenta uma matriz de referência baseada num conjunto de princípios gerais de prevenção:

1. Evitar os riscos;
2. Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
3. Combater os riscos na origem;
4. Adaptar o trabalho ao trabalhador;
5. Ter em conta o estado de evolução técnica;
6. Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
7. Planificar a prevenção;
8. Dar prioridade à prevenção coletiva em relação à individual;
9. Dar formação e instruções adequadas aos trabalhadores.

Estes princípios que devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção serão respeitados no desenvolvimento do presente Projeto, sendo nesta fase que se inicia a elaboração do respetivo Plano de Segurança e Saúde.

## 5.8 Arquitetura

O presente Estudo Prévio procura atingir as soluções técnicas mais adequadas e que estão compatibilizadas com o Estudo Prévio de Arquitetura (Tomo III – Arquitetura, Volume 1 – Estações) que mantém na totalidade o apresentado no Programa Preliminar, não existindo abertura a qualquer alteração do mesmo

## 5.9 Compatibilidade com outras especialidades

O Projeto está compatibilizado com o Programa Preliminar de Arquitetura e com as restantes especialidades.

- Tomo V – Via Férrea, Volume 1 – Traçado;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 2 – Sistema de via;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 3 – Drenagem de via;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 1 – Energia;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 2 – Telecomunicações;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 3 – Mecânica;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 1 – Redes de águas;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 2 – Redes de drenagem;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 3 – Coluna seca.

O presente Projeto de Execução encontra-se compatibilizado com os requisitos técnicos do ML, como o caderno de encargos técnico e os demais requisitos definidos no procedimento.

## 5.10 Ambiente

O projeto do “Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara” está sujeito a Avaliação de Impacte Ambiental, tendo sido desenvolvido um Estudo de Impacte Ambiental e emitida uma Declaração de Impacte Ambiental (DIA) que determina uma Decisão Favorável Condicionada ao cumprimento dos termos e condições expressas na DIA (processo de AIA n.º 3462), na qual se identificam as medidas de minimização gerais a implementar em fase de construção, a serem complementadas em fase do Projeto de Execução com a realização do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).



## 6 MODELO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO

No Estudo Prévio, a abordagem ao modelo geológico assentou na informação do Programa Preliminar patentado a concurso. Na figura seguinte apresenta-se a imagem do modelo geológico então adotado para a OE6 – túnel zona do Alvitto e Estação de Alcântara.

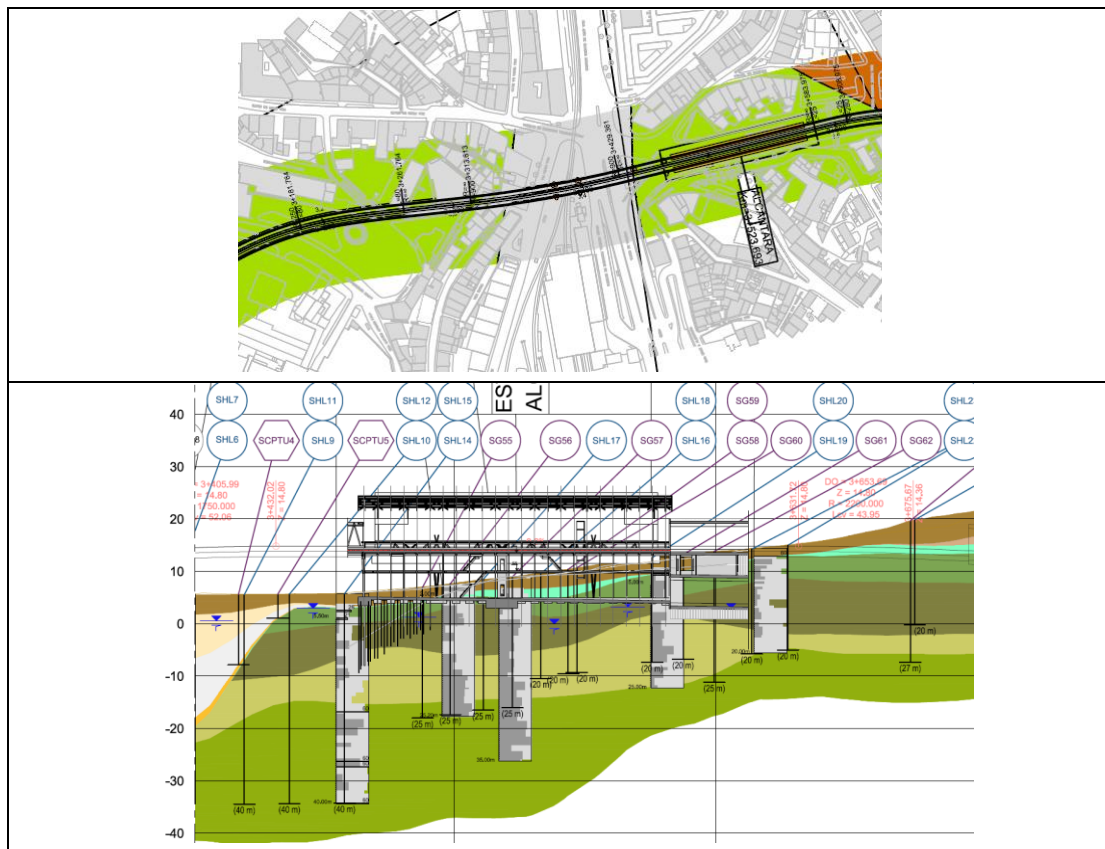


Figura 1 – Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia  
(Excerto dos desenhos LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021000 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021010 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021012 0)

As unidades atravessadas, representadas em perfil, são as indicadas na Figura 2.

LEGENDA		CRETÁCICO	
ESTRATIGRAFIA E CRITÉRIOS DE ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO (Perfil)		Cenomaniano Superior - "Formação de Bica" (C <sub>B</sub> )	
QUATERNÁRIO - Holocénico (Recente)		C <sub>C1a</sub>	Argila margosa e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada.
At	Aterro heterogéneo, constituído por silte-arenoso, por vezes argiloso, com fragmentos líticos e cerâmicos, de cor castanho amarelado, com vestígios de vegetais.	C <sub>C1b</sub>	Calcário nodular, amarelado a esbranquiçado com inclusões margosas frequentes; passando a calcário rosado, amarelado, esbranquiçado por vezes carsificado, umas vezes compacto outras vezes margoso, com passagens argilosas.
a <sub>ar</sub>	Aluvião arenoso (ar)	C <sub>C1c</sub>	Calcário semicristalino a cristalino com rudistas, apresentando nódulos a leites de silte, pouco alterado a medianam. alterado, fracturas medianam. afastadas a muito próximas.
a <sub>arg</sub>	Aluvião argiloso (ag)	C <sub>C1d</sub>	Calcário compacto branco e bege, fendilhado com prealveolinas, pouco alterado a medianamente alterado, com passagens muito alteradas a decompostas, fraturas medianamente afastadas a próximas.
a <sub>cg</sub>	Aluvião com cascalheira (cg)	Albiano superior e Cenomaniano médio - "Formação de Caneças" (C <sub>C2</sub> )	
NEOGÉNICO - Miocénico - "Argilas e Calcários dos Prazeres" (MPR)		C <sub>C2</sub>	Calcário por vezes margoso, com geoides no topo e com passagens argilosas por vezes com gesso na base. (C <sub>C2</sub> )
M <sub>ar</sub>	Argilas cinzentas-esverdeadas (a) NSPT ≥ 50, (b) NSPT < 50		
M <sub>cal</sub>	Calcarenitos fossilíferos, com passagens de calcários margosos		
OLIGOCÉNICO - "Formação de Benfica" (φ)			
φ	Areias finas, siltosas e silto-argilosas, com seixo fino a médio. Siltes argilosos, com seixo frequente; cores acastanhadas, acinzentadas e por vezes avermelhadas.		
NEOCRETÁCICO - "Complexo vulcânico de Lisboa" (β)			
β <sup>1</sup>	Basalto, com veios calcíticos, muito a medianamente alterado, intensamente a muito fracturado, cinzento escuro, por vezes com passagens de solo residual areno argiloso. (Presença de Serpentina/Talco) (a) Rocha w2 a w3-4 GSI >40, (b) Estrutura rochosa parcialmente visível localmente SPT ≤ 60, w4 a solo		
τ	Tufos vulcânicos silto-margosos, avermelhados com veios esbranquiçados, por vezes silto-arenoso, com passagens fortemente argilosas. Ocorrem por vezes passagens fortemente argilosas de elevada plasticidade, de origem sedimentar. Tufos por vezes brechóides e brechas vulcânicas.		

Figura 2 – Legenda das unidades representadas no Perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

A zona do Vale de Alcântara, onde de nascente para poente, se encontram a OE5, o viaduto metálico, a Estação e a OE6 é dominada pela presença de materiais cretácicos da Formação da Bica, sob cobertura de materiais recentes de aterro, com espessura importante, localmente superior a 10 m, do lado nascente na zona da OE6 e com uma espessura combinada juntamente com os aluviões no centro do vale que pode atingir cerca de 25 m. As unidades cretácicas presentes são a Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, aqui com reduzida expressão, Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo e já sem se encontrar cortado pelos aluviões do vale de Alcântara, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Os aluviões são essencialmente arenosos na parte superior e argilosos na zona central, na base e na parte superior do lado poente. Na base encontra-se pequeno nível de aluvião com cascalheira.

Relativamente aos níveis de água presentes, considera-se que na dependência dos aluviões o nível de água se situe à cota +2,50. A partir desta cota o mesmo sobe nas encostas do vale até cerca da cota 15,00 no final do traçado (450 m a poente) e até à cota 40,00, (550 m a nascente).

## 7 MATERIAIS

### 7.1 Estruturas definitivas

As características dos materiais adotados para as estruturas definitivas da OE6 – túnel zona do Alvito e Estação de Alcântara encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes.

Tabela 1 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão

Materiais	Localização	Classe de resistência	Classe de exposição	cl. teor de cloretos	d <sub>max</sub> (mm)	Classe de consistência
<b>Betão</b> ( <i>in situ</i> )	Regularização	C12/15	X0	CL 1,00	25	S3
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC1	CL 0,40	25	S4
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC3	CL 0,40	25	S4
	Fundações e estacas	C30/37	XC2	CL 0,40	25	S3
	Elementos elevados da estação	C40/50	XC4/XS1	CL 0,20	25	S3
	Enchimento (sub-cais)	C20/25	X0	CL 1,00	25	S3

Notas:

As betonilhas de enchimento a realizar para o assentamento dos revestimentos dos pisos e para a formação de pendentes nas lajes internas deverão ter um peso específico máximo de 15 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 2 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural

Materiais	Localização		Classe de resistência
<b>Aço</b> <b>Estrutural</b>	Armaduras ordinárias		A500 NR SD (LNEC E460)
	Malha eletrossoldada		A500 EL (LNEC E479)
	Estruturas metálicas	Perfis de secção aberta, chapas e PRS	S355 J0 (EN 10025)
		Perfis Tubulares	355 J2H (EN 10210)
		Perfis enformados a frio tipo Omega	350 GD+Z (EN 10346)
		Restantes perfis, enformados a frio	320 GD+Z (EN 10346)
	Parafusos / Pernos		CLASSE 8.8/10.9 (EN 14399)
	Porcas		CLASSE 8/10 (EN 20898)

Tabela 3 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
<b>Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais</b>  <b>Vida Útil Considerada: 100 Anos</b> <b>Estabilidade ao Fogo: R120</b>	Elemento	Recobrimento nominal
	lajes elevadas e escadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e Vigas	45 mm
	Revestimento definitivo das galerias	45 mm
	Laje de fundo do poço principal	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Paredes de contenção definitiva	50 mm

(\*) - Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(\*\*) - Em elementos inferiores a 0.25 m o recobrimento é reduzido em 0.005 m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na EN 10080.

## 7.2 Sistemas de impermeabilização

Para a impermeabilização das estruturas executadas a céu aberto será adotado o sistema de impermeabilização abaixo apresentado.

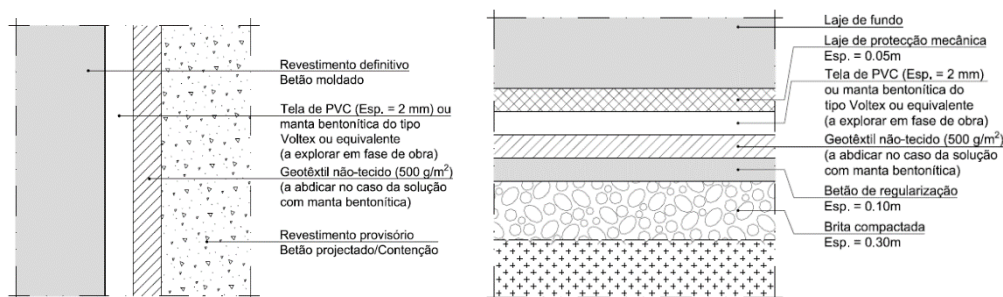


Figura 3 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

Propõe-se, para as estruturas executadas a céu aberto, explorar em fase de obra a possibilidade de utilização do sistema de impermeabilização a base de mantas bentoníticas. Neste cenário, a utilização de soluções com telas bentoníticas armadas com armadura de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas a polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos pode ser uma solução.

Resumem-se na Tabela 4 as características do material a considerar no sistema de impermeabilização.

Tabela 4 – Características do material do sistema de impermeabilização

BARREIRA GEOSINTÉTICA	MATERIAL	PVC – P (POLICLORETO DE VINIL)
	ESPESSURA (EN 1849 - 2)	DE ACORDO COM C.E.

MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 1849-2)	2,56 KG/M2
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO ( EN ISO 527)	16 MPA (DIREÇÃO TRANSVERSAL)
	17 MPA (DIREÇÃO LONGITUDINAL)
EXTENSÃO PARA A CARGA MÁXIMA (EN ISO 527)	> 300 %
PUNÇOAMENTO ESTÁTICO (EN ISO 12236)	2,35 KN
EXPANSÃO TÉRMICA (ASTM D696-91)	<130 X 10-6 (+/-50X10-6) 1/K
RESISTÊNCIA À DEGRADAÇÃO MICROBIOLÓGICA (EN 12225)	<15 %
RESISTÊNCIA À OXIDAÇÃO (EN 14575)	<10 %
RESISTÊNCIA QUÍMICA (EN 14414)	INEXISTÊNCIA DE SINAIS DE DEGRADAÇÃO; PROPRIEDADES INALTERADAS
REAÇÃO AO FOGO (EN ISO 13501-1 E EN ISO 11925-2)	CLASSE E

De acordo com o previsto no caderno de encargos do M.L., para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005).

---

## 8 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

### 8.1 Tempo de vida útil

Tendo em conta o preconizado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada com sendo uma estrutura de categoria do tempo de vida útil de projeto 5, a qual corresponde um valor indicativo de tempo de vida útil de projeto de 100 anos.

### 8.2 Classificação da obra de acordo com a sua importância

A classificação da obra de acordo com a sua importância é realizada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da EN 1990, as Estações e Poços de Ventilação são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes”, pelo que classificam-se como sendo da classe de consequência CC3.

### 8.3 Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998

No que se refere à sismicidade, os sismos que afetam o território nacional têm duas fontes de geração distintas:

- Sismicidade interplaca - associada à fronteira das placas Eurasiática e Africana, gerada na Zona de fratura Açores-Gibraltar, com registo de sismos de magnitudes elevadas (1755 e 1969);
- Sismicidade intraplaca - associada a movimentos ao longo de estruturas de ressonância no interior da placa Eurasiática resultantes da acumulação de tensões e desenvolvimento de deformações, originando sismos de magnitudes moderadas (1909).

Considerando todos os sismos históricos e instrumentais registados, segundo dados compilados e interpretados pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (INMG), as intensidades sísmicas terão atingido na zona em estudo o valor IX, segundo a escala de Mercalli modificada.

De acordo com o estipulado na norma NP EN 1998-1: 2010 (EC8) e no respetivo Anexo Nacional NA, por afetação simultânea do território com perturbações dinâmicas com origem interplacas e intraplacas, a zona em análise encontra-se localizada nas Zonas Sísmicas classificadas como 1.3 e 2.3, para a Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2, respetivamente.



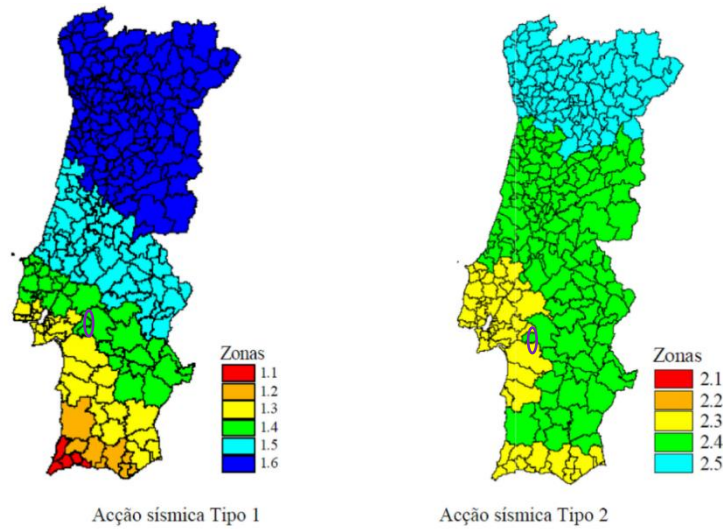


Figura 4 – Zonamento sísmico do território nacional de acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010

Os valores da aceleração máxima de referência de projeto, para cada uma das zonas sísmicas em função dos dois tipos de atividade sísmica a considerar, são os indicados na tabela seguinte.

Tabela 5 – Aceleração máxima de referência de projeto  $a_{gR}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas

Ação sísmica tipo 1 (afastada)		Ação sísmica tipo 2 (próxima)	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	---	---

De acordo com este zonamento sísmico, os valores de aceleração máxima de referência a considerar na obra,  $a_{gR}$ , correspondentes a um período de retorno de 475 anos, são de 1,5 m/s<sup>2</sup> (Zona Sísmica 1.3 e Ação Sísmica Tipo 1) e de 1,7 m/s<sup>2</sup> (Zona Sísmica 2.3 e Ação Sísmica Tipo 2). Visando ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica, o EC8 considera os tipos de terreno indicados na Tabela abaixo, para definição dos espectros de resposta elásticos a utilizar em cada zona sísmica.

Tabela 6 – Tipos de Terreno segundo o EC8

Classe de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$C_u$ (kPa)
A	Rocha ou formação geológica rochosa, que inclua, no máximo 5m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito rija com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média a elevada, de cascalho ou de argila dura, com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos soltos de solos não coesivos (com ou sem ocorrência de algumas camadas coesivas brandas), ou de solos coesivos predominantemente de fraca a média consistência	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um nível aluvionar superficial com $V_s < 360$ m/s e espessura variando entre 5 e 20 m, sobrejacente a um nível mais rígido (com $V_s > 800$ m/s)	< 360		
S <sub>1</sub>	Depósitos consistindo ou contendo uma camada com pelo menos 10m de espessura – de argilas ou siltes brandos com elevado índice de plasticidade (IP > 40) e elevado teor em água	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S <sub>2</sub>	Depósitos de solos com potencial de liquefação, ou argilas sensíveis, ou outros perfis não incluídos nos tipos anteriores			

A classificação do tipo de terreno segundo a NP EN 1998 será feita ponderando os valores de  $N_{SPT}$  das sondagens, da coesão não drenada,  $S_u$  e das medições da velocidade das ondas de corte,  $V_s$  (m/s), obtidas diretamente dos resultados dos ensaios *in situ* (quando existentes), como os “crosshole” e SCPTu. Na fase de Projeto de Execução recorre-se à informação existente em particular aos ensaios existentes, ou seja, ensaios SPT’s.

Assim, e tendo em conta as características das unidades geológicas presentes na zona de intervenção, considera-se que em geral as formações rochosas do Complexo Carbonatado correspondem a terrenos do tipo A.

## 8.4 Classe de inspeção

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura enquadra-se na classe de inspeção 3 para betão moldado.

## 8.5 Classe de fiabilidade

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que a obra definitiva é da classe de consequência CC3, de acordo com o ponto B.3.2 do Anexo B, fixa-se a classe de fiabilidade RC3 para a obra.

De acordo com a NP EN 1990, a classe de fiabilidade RC3 pode ser garantida através da combinação das medidas definidas nas alíneas c), d) e e) do ponto 2.2 (5), nomeadamente:

c) medidas relacionadas com a gestão da qualidade;

d) medidas destinadas a reduzir erros de projeto e de construção da estrutura, e erros humanos grosseiros;

e) outras medidas relacionadas com as seguintes questões de projeto:

- os requisitos gerais;
- o grau de robustez (integridade estrutural);
- a durabilidade, incluindo a escolha do tempo de vida útil de projeto;
- a extensão e a qualidade das prospeções preliminares dos solos e as possíveis influências ambientais;
- o rigor dos modelos mecânicos utilizados;
- as disposições construtivas.

No presente projeto, encontram-se implementadas as medidas indicadas nas alíneas c) e d) acima, de acordo com o preconizado na alínea (b) do ponto B.1 e os procedimentos definidos nos pontos B.4 e B.5 do anexo B do EC0, nomeadamente:

- Nível de supervisão de projeto, DSL3, compatível com a classe de fiabilidade RC3, traduz-se num requisito de supervisão alargada, realizada por uma entidade distinta da que elaborou o Projeto;
- Nível de inspeção durante a execução, IL3, compatível com a classe de fiabilidade RC3, traduz-se num requisito de inspeção alargada, realizada por terceiros (Fiscalização da Empreitada de Construção).

Complementarmente, tendo em consideração a fixação do tempo de vida útil de projeto de 100 anos, o plano de prospeção geológico-geotécnica complementar previsto para a empreitada, a robustez das estruturas definitivas (nomeadamente a não integração e consideração de estruturas de contenção provisória nas estruturas definitivas) e outras disposições construtivas, tais como a adoção de sistemas de impermeabilização, conjugadas com as especificações técnicas que integram as Cláusulas Técnicas do Caderno de Encargos, garante-se também a classe de fiabilidade RC3 no que se refere ao cumprimento das medidas indicadas da alínea e) acima. Nas situações omissas, que forem posteriormente identificadas, poderão ser elaboradas especificações técnicas e ensaios de verificação complementares aos já previstos no CE.

## 8.6 Categoria Geotécnica

A NP EN 1997-1:2010 estabelece-se a Categoria Geotécnica (CG1, CG2 ou CG3) do projeto em função da sua complexidade e classe de consequências.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da NP EN 1990, a OE6 faz parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais importantes” (CC3), considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC2, para uma complexidade do projeto geotécnico média, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3) à Estação de Alcântara.

## 8.7 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

### 8.7.1 Estações subterrâneas

A estrutura subterrânea apresenta desempenho correspondente à classe 2 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

O sistema de revestimento garante que a superfície interior se mantenha essencialmente seca, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas. O contacto de mão seca com a mancha não deverá detetar água superficial. Igualmente um papel colocado sobre a mancha não deverá apresentar alteração cromática por via de absorção de água.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com carácter esporádico.

Para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização. A área máxima de cada compartimento será de 360 m<sup>2</sup>. A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo da obra num alinhamento superior e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque das paredes).

### 8.7.2 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

Regra geral a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água existentes no subsolo sejam mantidos e que a água subterrânea seja mantida sem contaminação; uma consequência direta do cumprimento destas exigências é a impossibilidade de rebaixamento permanente do lençol freático, sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de água subterrânea deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados por forma a garantir a plena recuperação do nível inicial do lençol freático.

---

## 9 SITUAÇÕES DE PROJETO

### 9.1 Persistentes

No dimensionamento estrutural da OE6 – túnel zona do Alvito e Estação de Alcântara, serão consideradas as situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização, nomeadamente em cenários de estado limite último e estado limite de serviço.

### 9.2 Transitórias

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias serão consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

### 9.3 Acidentais

No dimensionamento da estrutura definitiva serão consideradas as situações de projeto acidentais, correspondentes a condições excecionais aplicáveis às estruturas, nomeadamente a ação do incêndio.

### 9.4 Sísmica

No dimensionamento das estruturas da OE6 – túnel zona do Alvito e Estação de Alcântara, serão consideradas as situações de projeto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita a ação dos sismos.

---

## 10 PROJETO DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA PROVISÓRIA

### 10.1 Metodologia de cálculo

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias foram consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

A análise estrutural será realizado com base em modelos planos para o dimensionamento das secções representativas das estruturas de contenção.

Os modelos adotados serão realizados com recurso ao programa de elementos finitos SOFiSTiK TALPA 2D e *Plaxis 2D* da *Bentley*, programas que permitem modelar a interação entre o solo e as estruturas por meio de uma análise de tensões e deformações.

Os modelos de cálculo permitem a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados, para além de deformações do maciço envolvente, os esforços nas estruturas de contenção em particular nas cortinas de estacas, assim como nas escoras e ancoragens de travamento.

Com base nos esforços obtidos, realizar-se-ão as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes serão, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou a partir de programas de cálculo automático.

Para definição da malha de elementos finitos, serão utilizados elementos com nível de discretização da malha localmente ajustados para uma maior densidade de elementos finitos junto às estruturas de contenção.

O faseamento construtivo será simulado de acordo com o previsto no projeto, com início na primeira fase de geração de tensões iniciais e, em seguida, a execução das estruturas de contenção, nomeadamente cortinas de estacas, e aplicadas as sobrecargas à superfície sendo nesse momento efetuada uma zeragem das deformações antes de prosseguir para os seguintes passos. As fases seguintes serão simuladas conforme faseamento estabelecido nas peças desenhadas de projeto, incluindo a fase de execução da estrutura definitiva e execução do aterro sobre este de forma faseada com a desinstalação dos escoramentos metálicos.

### 10.2 Ações

As ações consideradas no projeto geotécnico do suporte primário foram definidas com base na regulamentação em vigor e no Normativo do Metropolitano de Lisboa. Encontram-se resumidas na Tabela 7.

Tabela 7 – Revestimento primário. Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
<b>CARGAS PERMANENTES</b>	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
<b>AÇÕES DO SOLO</b>	–
Peso de Terras	Carregamento resultante do peso de terras atuante em cada secção de cálculo. Adotaram-se os pesos específicos definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
Tensões do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
<b>IMPULSOS DE ÁGUA</b>	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos no Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
<b>SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE</b>	–
Carga de ocupação à superfície	10 kN/m <sup>2</sup> por cada metro de profundidade
Carregamento imposto por edifícios (quando aplicável)	12 kN/m <sup>2</sup> (por piso, incluindo o peso próprio)

### 10.3 Combinações de Ações

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na NP EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

#### Combinação fundamental geral:

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

Em que:

- $E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;
- $\gamma_{G,j}$  – coeficiente parcial relativo à ação permanente  $j$ ;
- $G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\gamma_{Q,1}$  – coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;
- $Q_{k,1}$  - valor característico da ação variável de base de combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$  – coeficiente parcial relativo à ação variável  $i$ ;
- $\psi_{0,i}$  – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .



**Combinação característica:**

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

- $E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\psi_{2,i}$  – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

Os coeficientes de redução  $\psi$  adotados são os definidos no Tabela 8:

*Tabela 8 – Revestimento primário. Coeficientes de redução de ações*

Ação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

Em Portugal, segundo o EC7, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1.

Assim, no presente projeto considerou-se a abordagem de cálculo 1 nos seguintes elementos:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1 .....(caso geral)
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1 .....(caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 9) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 10 e Tabela 10).

*Tabela 9 – Suporte primário. Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações*

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Tabela 10 – Suporte primário. Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

Parâmetro do solo	Símbolo	STR/GEO	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Tabela 11 – Suporte primário. Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	$\gamma_c$	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	$\gamma_s$	1,15

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos estruturais é garantida com base na seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que  $S_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Na consideração de um estado de limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR ou GEO) deve ser feita a verificação de que:

$$E_d \leq R_d$$

em que  $E_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e da capacidade resistente em relação a uma ação.

Na verificação dos estados limites de utilização no terreno ou numa seção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d$$

em que  $E_d$  e  $C_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e o valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização. A avaliação dos deslocamentos verticais e horizontais para uma estrutura de contenção é realizada considerando a combinação.

## 10.4 Verificação da Segurança

A verificação da segurança dos diversos elementos estruturais que constituem as soluções propostas foi efetuada de acordo com as disposições regulamentares, nacionais e internacionais, em vigor.

Com vista à verificação de segurança dos diversos elementos, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações de ações:

*Tabela 12 – Revestimento primário. Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança*

Verificações de segurança	Combinação
Estados Limites Últimos (ELU)	Combinações fundamentais de ações
Estado Limite de Utilização (ELS)	Combinação característica de ações

Para a verificação da segurança aos estados limites referidos foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes.

A verificação da segurança aos estados limites dos elementos de betão armado e elementos metálicos encontra-se resumida na Tabela 13 e será efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

*Tabela 13 – Verificações de segurança das várias estruturas*

Tipo de verificação	
Estruturas de contenção	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de resistência em flexão composta dos perfis metálicos verticais e vigas de distribuição
	Estado limite último de resistência à interação esforço axial e esforço transversal/corte composto dos perfis metálicos verticais
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte composto dos perfis metálicos das vigas de distribuição
	Estado limite último da capacidade resistente em compressão da interface calda-maciço dos perfis verticais
	Estado limite último de resistência à tração da armadura das ancoragens
	Estado limite último da capacidade resistente em compressão da interface calda-maciço das ancoragens
	Estado limite último de resistência à flexão das pranchas de madeira
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das pranchas de madeira
Estabilização de taludes	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de estabilidade dos taludes em meio contínuo e em meio descontínuo
	Estado limite último de resistência à tração da armadura das pregagens
	Estado limite último da capacidade resistente em compressão da interface calda-maciço das pregagens
	Estado limite último de resistência à flexão do revestimento em betão projetado armado com rede eletrossoldada

Tipo de verificação	
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado armado com rede eletrossoldada
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Deslocamentos e convergências da secção das galerias subterrâneas
	Deslocamentos das estruturas de contenção
	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência das escavações

## 11 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

### 11.1 Metodologia de Cálculo

Para a análise estrutural serão realizados modelos de elementos finitos planos e tridimensionais com vista a determinação de esforços e deslocamentos para o dimensionamento das estruturas.

O dimensionamento estrutural das secções da galeria da OE6 – túnel zona do Alvito e Estação de Alcântara será realizado a partir de esforços determinados por modelos planos de elementos de barra, enquanto que para o dimensionamento das paredes do revestimento definitivo do poço, bem como para as estruturas interiores, serão elaborados modelos tridimensionais.

Os modelos seguem o método das reações hiperestáticas, sendo que a interação solo-estrutura é considerada através de molas com comportamento elástico perfeitamente plástico, permitindo compressões sem limite assinalável, mas não permitindo trações. Recorre-se a análises fisicamente não-lineares para a obtenção dos esforços devidos aos carregamentos regulamentares.

As estruturas serão modeladas segundo a sua linha média com elementos de barra, nos modelos planos, com recurso a um programa interno, e com elementos do tipo shell, no modelo tridimensional, com recurso ao programa de cálculo SOFiSTiK. O módulo de reação ( $k$ ) dos apoios elásticos é estimado a partir do módulo de deformabilidade ( $E$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) dos complexos geomecânicos interessados, pela seguinte expressão:

$$k = \frac{E}{R(1 + \nu)}$$

em que  $R$  representa o raio do revestimento definitivo.

Com base nos esforços obtidos, serão realizadas as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes serão, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

Os modelos de cálculo adotados são ilustrados nas figuras seguintes.

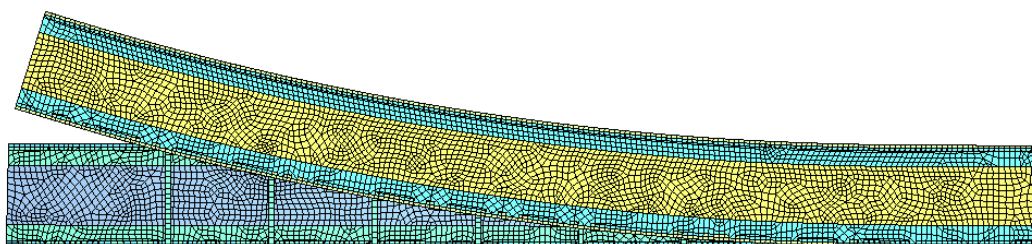


Figura 5 - Modelo de elementos finitos tridimensional para as galerias da OE6 - planta

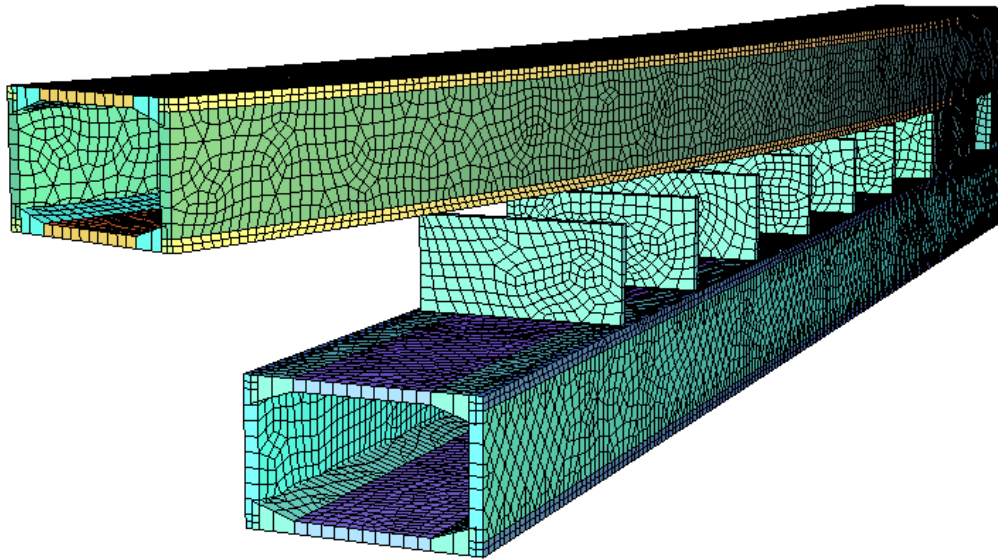


Figura 6 - Modelo de elementos finitos tridimensional para as galerias da OE6 – vista 3D

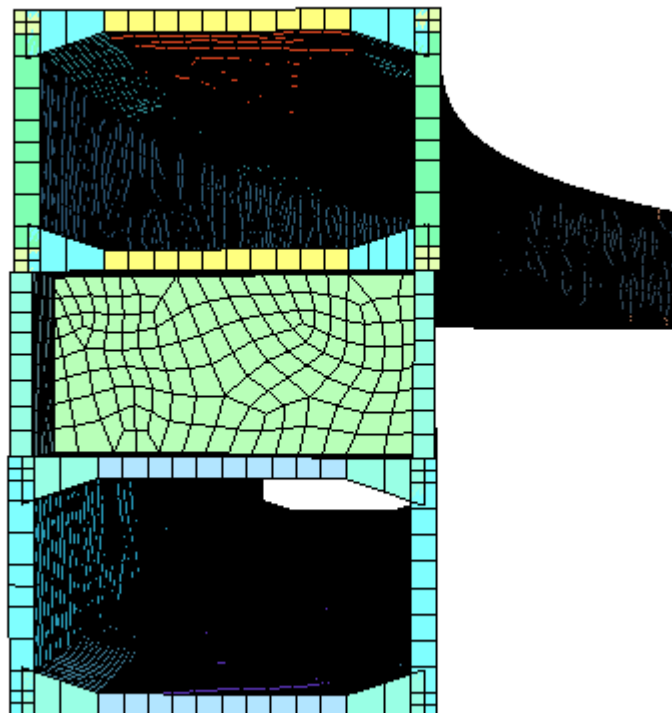


Figura 7 – Modelo de elementos finitos tridimensional para as galerias da OE6 – alçado

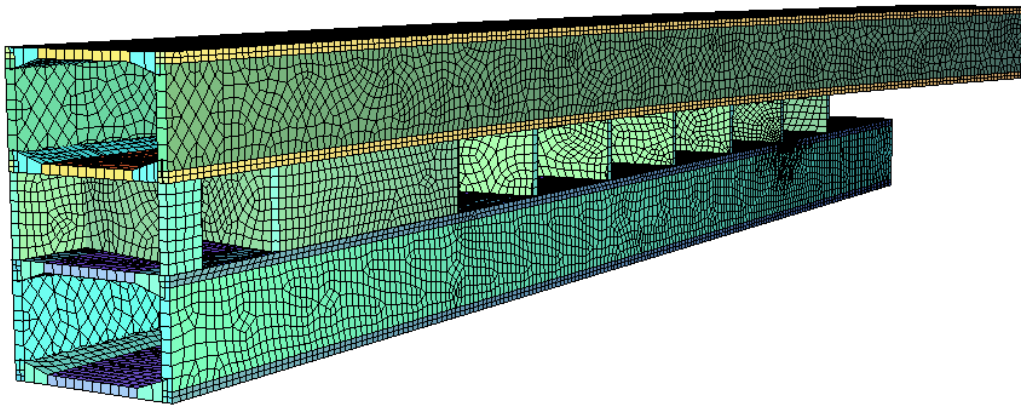


Figura 8 – Modelo de elementos finitos tridimensional para as galerias da OE6 – vista 3D

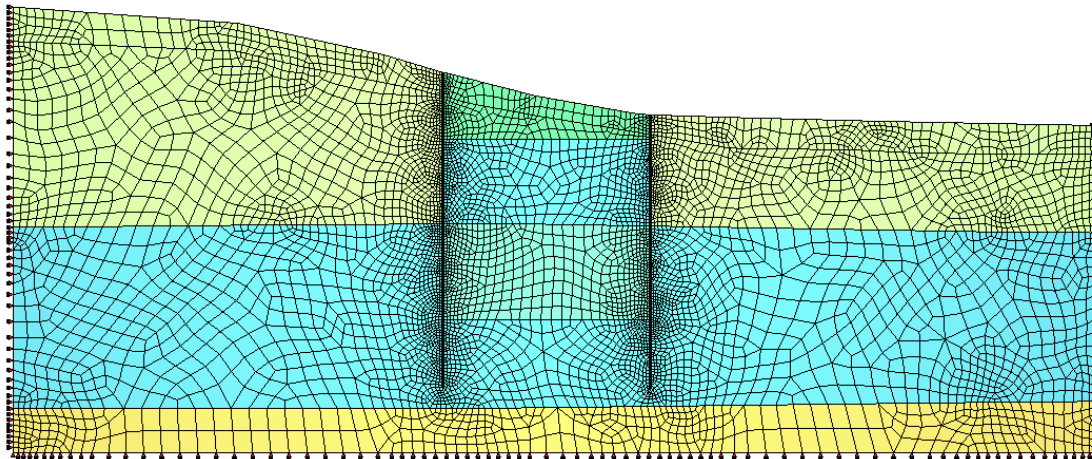


Figura 9 – Modelo da contenção periférica (1/3)



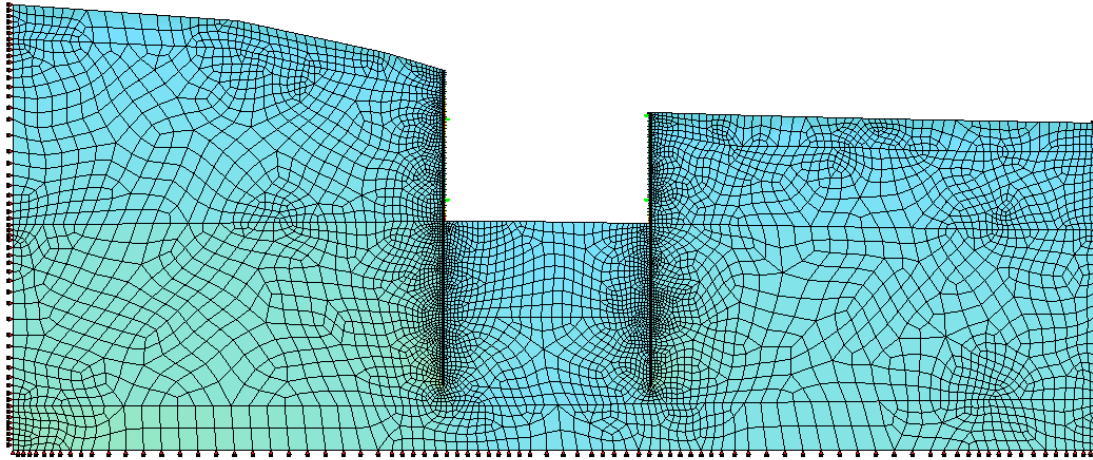


Figura 10 – Modelo da contenção periférica (2/3)

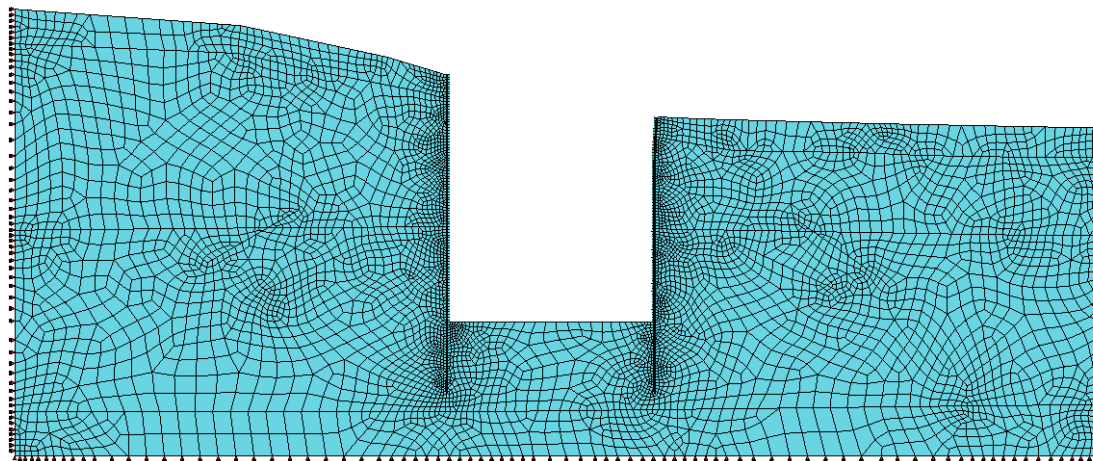


Figura 11 – Modelo da contenção periférica (3/3)

## 11.2 Ações

### 11.2.1 Ações permanentes

#### 11.2.1.1 Peso próprio (PP)

Para a consideração do peso próprio da estrutura (PPE) foram adotados os seguintes pesos específicos, tendo em conta a geometria dos elementos:

Betão armado .....  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Aço Estrutural .....  $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

### 11.2.1.2 Restantes cargas permanentes (RCP)

Enchimento em betão simples .....  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Enchimentos ou betonilha de pisos com betão leve .....  $\gamma_c = 15 \text{ kN/m}^3$

Revestimentos (inclui enchimentos, betonilhas e acabamentos):

- Espaços de circulação e permanência do público (zona 1) .....  $RCP_{\text{zona1}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- Espaços de apoio à exploração (zona 2) .....  $RCP_{\text{zona2}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- Instalações técnicas .....  $RCP_{\text{zona3}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Cobertura .....  $RCP_{\text{cob}} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Tetos falsos e/ou pequenas instalações técnicas sob lajes .....  $0,2 \text{ kN/m}^2$

Paredes divisórias não estruturais

- Panos de alvenaria simples, esp = 19 cm .....  $RCP_{\text{par}} = 2,1 \text{ kN/m}^2$

Equipamentos fixos

- Escadas rolantes (carga de faca em 1,5 m) .....  $RCP_{\text{escrol}} = 75 \text{ kN/m}$
- Elevadores .....  $RCP_{\text{ele}}$  (a definir de acordo com fornecedor)

### 11.2.1.3 Fluência e Retração (Ret)

Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação: Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C.

Para quantificação dos esforços decorrentes desta deformação imposta considera-se o módulo de elasticidade do betão igual a metade do seu valor real e o coeficiente de dilatação térmica linear com valor:  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

### 11.2.1.4 Impulso de Terras (It)

Foram considerados os impulsos de terreno, calculados tendo em conta as características geomecânicas do maciços interessado.

Os impulsos são determinados tendo em conta a variação das cotas da modelação final da superfície, que apresenta cerca de 10 m de diferença.

A variação em profundidade é linear.

### 11.2.1.5 Impulso Hidrostático ( $I_w$ )

Para a determinação dos impulsos hidrostático considera-se um peso específico da água de  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

Considera-se a existência de água e conseqüentemente a ação do impulso hidrostático abaixo da interface do afloramento do complexo vulcânico ( $\beta+\tau$ ) e na faixa onde ocorrem os aterros heterogéneos.

Assim, considera-se o nível freático à cota da crista dos tuneis do cais.

### 11.2.2 Ações Variáveis

#### 11.2.2.1 Sobrecargas de utilização (SC)

##### Sobrecarga geral (SC\_GER)

- Pisos zonas 1 e 2, categoria C3 ..... 5 kN/m<sup>2</sup>
- Escadas e elevadores ..... 5 kN/m<sup>2</sup>

##### Sobrecarga pisos técnicos , zona 3, (SC\_TECN), inclui peso equipamento e maciço

- Zonas técnicas comuns, sala de ventilação, SET e Porão de cabos..... 10 kN/m<sup>2</sup>
- Zonas com transformadores ..... 20 kN/m<sup>2</sup>

**Sobrecarga de ocupação à superfície** (SC\_ML) = 50 kN/m<sup>2</sup>, com redução de 10 kN/m<sup>2</sup> por cada metro de profundidade.

**Sobrecarga de terrapleno**, (SC\_Terr) ..... 10 kN/m<sup>2</sup>

para a determinação dos impulsos de terras em muros e em laje de cobertura nas seções que apresentam pouca altura de terras.

**Sobrecarga Ferroviária (SC\_CT):** cargas transmitidas pelo material circulante, conforme definido no anexo ANX\_C4 – cargas MC ML.

O material circulante na linha do Metropolitano é formado por unidades triplas compostas por 2 motoras (M) e um reboque (R) com a formação MRM. Os veículos poderão ser constituídos por 2 unidades triplas, com a formação MRM-MRM.

Na Figura 12 apresenta-se o carregamento vertical correspondente a uma unidade tripla MRM, correspondente a um material circulante ML 90, definido ANX\_C4 – cargas MC ML

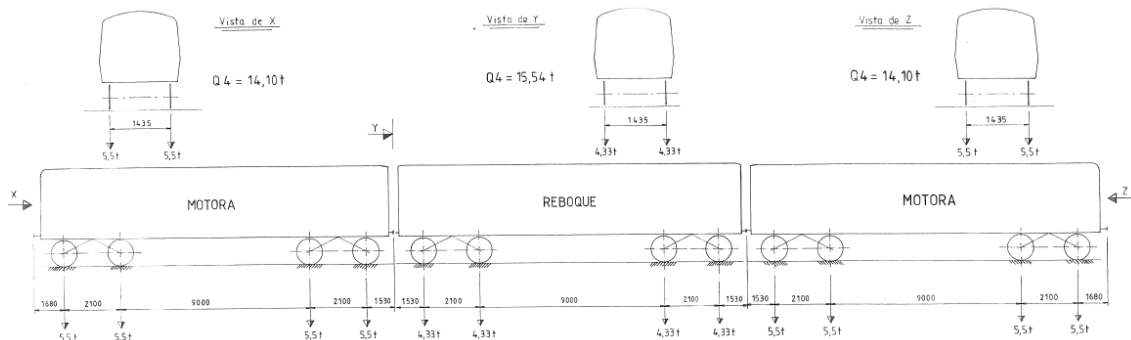


Figura 12 – Cargas transmitidas por uma formação MRM (extrato do ANX\_C4, ML 90)

Na análise estrutural considera-se a degradação das cargas do material circulante em profundidade ao longo do enchimento previsto sobre o revestimento definitivo.

### 11.2.2.2 Variação Uniforme da Temperatura (DTu)

As variações uniformes da temperatura a considerar, de acordo com o disposto na NP EN 1991-1-5, serão de extensão e contração, em relação à temperatura média anual do local. Considerando o zonamento térmico de verão e inverno definido no Anexo Nacional, as obras encontram-se na Zona B, em que:  $T_{\min} = 0 \text{ }^\circ\text{C}$  e  $T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$ . Tratando-se de uma estrutura enterrada tem-se que  $T_1 = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $T_2 = 18 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $T_7 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$  e  $T_9 = 8 \text{ }^\circ\text{C}$ .

De acordo com o Anexo Nacional, se não existirem informações da temperatura inicial  $T_0$  de um elemento estrutural, pode ser considerado o valor de  $15^\circ\text{C}$ .

Assim, o valor característico da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme,  $\Delta T_{U,con}$  e o valor característico da amplitude máxima da componente da variação uniforme,  $\Delta T_{U,exp}$ , são considerados como:

$$\Delta T_{U,con} = \frac{T_2 + T_9}{2} - T_0 = -2 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{e} \quad \Delta T_{U,exp} = \frac{T_1 + T_7}{2} - T_0 = 5 \text{ }^\circ\text{C}$$

Toma-se metade do módulo de elasticidade tabelado para o betão, para o cálculo dos esforços, uma vez que se trata de uma ação lenta. Considera-se um coeficiente de dilatação térmica  $\alpha = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

As estruturas enterradas não estão sujeitas às variações diárias de temperatura, pelo que não foi considerada a variação diferencial de temperatura.

### 11.2.3 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas (túneis e estações) materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação das ondas sísmicas, em parte influenciada pela presença das próprias estruturas e dos edifícios adjacentes. Estes deslocamentos impõem deformações na estrutura as quais, por sua vez, geram tensões e esforços de natureza sísmica.

Os deslocamentos podem ser calculados por uma análise integrada, com um modelo de propagação de ondas incidentes desde o firme rochoso sísmico subjacente, ou por uma análise simplificada através de um modelo em que se admitem conhecidos previamente os deslocamentos sísmicos impostos. No presente estudo foi seguida esta segunda metodologia.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico de aceleração constante do DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, é considerado o tipo de terreno segundo o critério definido no Quadro 3.1 da EN 1998-1. No caso da definição da ação sísmica a uma profundidade correspondente a um firme rochoso sísmico é considerado o tipo de terreno A.

O movimento sísmico é introduzido, com a consideração do efeito de radiação energética, ao longo da fronteira rígida inferior do modelo, tradicionalmente associada a velocidades de propagação de ondas de corte superiores a 800 m/s. A consideração dos efeitos não lineares no comportamento dinâmico do terreno é garantida através da adoção do espectro de resposta elástico acima referido e da modelação da dependência das propriedades de deformabilidade e de amortecimento relativamente à deformação de corte (método linear equivalente).

A metodologia de análise incorpora as seguintes fases:

- Estudo do maciço envolvente adotando uma estratificação realista, com consideração da não-linearidade através do método linear equivalente, que incluem a estrutura sob uma forma simplificada;
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços nas estruturas subterrâneas.
- Consideração dos esforços de origem sísmica nas combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

Foram seguidas as indicações do Anexo C7 – “Análise Sísmica de Estruturas Enterradas” das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos, que indicam a metodologia de análise sísmica das estruturas enterradas, com a dependência das propriedades dinâmicas (deformabilidade ao corte e amortecimento) relativamente à amplitude de distorção sísmica (método linear equivalente) para a estimativa da deformada sísmica do terreno e da estrutura.

detalhado da estrutura enterrada. Os esforços sísmicos assim calculados são considerados nas situações de projeto sísmicas.

Concretamente para o caso da OE6 e Estação de Alcântara o valor da aceleração sísmica,  $a_g$ , é determinado pela expressão apresentada no ponto 3.2.1 (3) do EC8:  $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$ ; em que  $\gamma_I$  é o coeficiente de importância que multiplica a aceleração sísmica de referência para um solo tipo A (rocha),  $a_{gr}$ .

O coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , foi calculado, tendo em consideração o período de vida útil da estrutura, de acordo com os pontos 2.1(3) e 2.1(4) do EC8, considerando uma probabilidade de excedência de 10% em 100 anos:

$\gamma_I = (T_{LR}/T_L)^{(-1/k)}$ , em que:

$T_L = 100$  anos e  $T_{LR} = 50$  anos,

$k$  é um expoente que, de acordo com o ponto NA 4.2.5 (5) P do anexo nacional do EC8, toma os seguintes valores:  $k = 1,5$  para o sismo tipo 1, e;  $k = 2,5$  para o sismo tipo 2.

Tabela 14 – Quantificação da ação sísmica

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Observação
$a_{GR} (m/s^2) =$	1,5	1,7	Quadro NA.I do EC8-1 (zona sísmica 1.3 e 2.3)
$\gamma_I =$	1,59	1,32	-
$a_G (m/s^2) =$	2,38	2,24	-
$av_G / a_G =$	0,75	0,95	-
$av_G (m/s^2) =$	1,786	2,131	Quadro NA-3.4 do EC8-1
$S_{MAX} =$	1,35	1,35	Quadros NA-3.2 e 3.3 do EC8-1 para Solo tipo B
$\rho =$	1	1	Quadro 7.I do EC8-5
$S =$	1,21	1,22	alínea f) NA-3.2.2.2(2)P do EC8-1
$\alpha =$	0,243	0,229	ag/g
$k_H =$	<b>0,294</b>	0,279	Expressão (7.1) do EC8-5
$k_V =$	<b>0,147</b>	0,139	Expressão (7.2) do EC8-5

O efeito da ação sísmica nas estruturas será avaliado pela aplicação de um campo de deslocamentos impostos pelo maciço envolvente às estruturas.

O campo de deslocamentos a considerar será o mais desfavorável obtido por uma análise pseudo-estática realizada num modelo de elementos finitos com a consideração implícita da interação solo-estrutura (software PLAXIS), tendo em conta a estratificação real e a não linearidade do maciço envolvente.

## 11.2.4 Ações Acidentais

## 11.2.5 Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade.

Na Tabela 3, está representado o valor do recobrimento adotado com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

## 11.2.6 Movimentos das Fundações

Na verificação da segurança associada às componentes do movimento das fundações dos edifícios e infraestruturas adjacentes, em particular as respeitantes aos assentamentos totais e relativos (diferenciais) e ainda às rotações relativas das fundações, foram seguidas as disposições prescritas na NP EN 1997-1.

O estudo será desenvolvido em projeto específico, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao longo da linha, da fase de Projeto de Execução.

## 11.2.7 Descarrilamento

De acordo com a Parte 7 do Eurocódigo 1 (EN 1991-1-7:2006), as estruturas expostas a cargas de descarrilamento podem ser classificadas como classe A – estruturas perto da ferrovia operacional que são permanentemente ocupadas ou temporariamente ocupadas por pessoas. Nesta categoria, e de acordo com a Tabela 4.4 da mesma norma, as forças de descarregamentos são nulas para estruturas a mais de 5 metros do centro do carril mais próximo e de 4000kN na direção longitudinal e 1500 na direção transversal se localizadas entre 3 e 5m do centro do carril.

Distance "d" from structural elements to the centreline of the nearest track (m)	Force $F_{ax}$ <sup>a</sup> (kN)	Force $F_{ay}$ <sup>a</sup> (kN)
Structural elements: $d < 3$ m	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B
For continuous walls and wall type structures: $3$ m $\leq d \leq 5$ m	4 000	1 500
$d > 5$ m	0	0

<sup>a</sup> x = track direction; y = perpendicular to track direction.

Figura 13 – Acção descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006

Estas forças são independentes entre si, aplicadas a uma altura de 1,8m, e podem ser reduzidas em 50% para velocidade de tráfego rodoviário menor que 50km/h.

## 11.3 Combinações de Ações

### 11.3.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

#### Combinações fundamentais:

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, as combinações a considerar são (combinações fundamentais):

Em geral



$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[ S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Em que:

$S_{Gik}$  – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

$S_{Q1k}$  – esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

$\gamma_{Gi}$  – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1,35, quando desfavorável ou valor de 1,0, caso contrário;

$\gamma_Q$  – Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que toma o valor de 1,50 as ações variáveis quando estas têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

$\psi_0$  – Valor reduzido da ação variável  $i$ .

#### Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

$S_d$  – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$  – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$S_{Fa}$  – Esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor característico;

O valor do coeficiente  $(\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1}$  é definido em função da situação de projeto acidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

#### Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por  $S_{Ed}$ , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

$S_d$  – Esforço de cálculo;

$\psi_2$  – Valor reduzido da ação variável  $j$ .

### 11.3.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Utilização (ELS)

Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização as combinações a considerar são as seguintes:

#### Combinação Característica de ações:

$$S_{Carac} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

**Combinação Frequente:**

$$S_{Freq} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

**Combinação Quase Permanente:**

$$S_{QPerm} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

- $S_{Gik}$  – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;
- $S_{Q1k}$  – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- $S_{Qjk}$  – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.
- $\psi_1$  e  $\psi_2$  – Valores reduzidos da ação variável  $j$ .

### 11.3.3 Coeficientes Parciais das Ações

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das combinações de cálculo para avaliação da segurança aos estados limites últimos, as ações são majoradas pelos coeficientes parciais das ações apresentados nos quadros seguintes e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma NP EN1990.

Tabela 15 – Coeficientes parciais das ações para estados limites últimos STR

COEFICIENTES PARCIAIS DAS AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS STR ( $\gamma_F$ )			
AÇÕES		Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Sísmicas
Ações Permanentes ( $\gamma_G$ )		Desfavoráveis	1,35
		Favoráveis	1,00
Ação Variáveis ( $\gamma_Q$ )	Sobrecargas	Desfavoráveis	1,50
		Favoráveis	0
Ação Sísmica		Desfavoráveis	1,00
		Favoráveis	-

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das Combinações Característica, Frequente e Quase-permanente para avaliação da segurança aos Estados Limites de Utilização, as ações foram afetadas pelos coeficientes  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  apresentados no quadro seguinte e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma EN 1990. No mesmo quadro são apresentados os coeficientes  $\Psi_E$  para determinação dos efeitos da inércia da estrutura no cálculo da ação sísmica, determinados segundo a Norma NP EN1998-1, item 4.2.4.

Tabela 16 – Coeficientes de combinação  $\Psi$

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO $\Psi$					
AÇÕES		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_E$
Ações Variáveis	Sobrecarga Zona 1 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 2 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 3 (E)	1,00	0,90	0,80	0,80

### 11.3.4 Coeficientes Parciais dos Materiais

Os materiais foram minorados através dos coeficientes apresentados no quadro seguinte e que está de acordo com a norma NP EN1992-1 e NP EN1993-1.

Tabela 17 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR.

COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMO ( $\gamma_M$ )		
MATERIAL	Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Acidentais (Sísmicas/Impacto)
Betão ( $\gamma_C$ )	1,50	1,50
Aço em Amaduras Ordinárias ( $\gamma_s$ )	1,15	1,15
Elementos Estruturais Metálicos ( $\gamma_{M0}$ )	1,00	1,00
Ligações Metálicas ( $\gamma_{M2}$ )	1,25	1,25

## 11.4 Critérios de Verificação da Segurança

### 11.4.1 Verificação do Estado limite de levantamento global (UPL)

A verificação ao estado limite de levantamento global é efetuada segundo o estipulado na NP EN 1997-1. Garante-se a verificação da seguinte condição:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

Sendo:

$V_{dst;d}$  o valor de cálculo da combinação das ações verticais desestabilizantes permanentes e variáveis;

$G_{stb;d}$  o valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes;

$R_d$  o valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global

Os coeficientes de segurança parciais a utilizar são os estipulados nos quadros A15 a A16 da NP EN 1997-1.

### 11.4.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

Os critérios de dimensionamento das estruturas de betão armado e metálicas são os fixados na regulamentação nacional aplicável, nomeadamente nas Normas NP EN1992, NP EN 1993 e NP EN 1998. O dimensionamento e verificação estrutural dos diversos elementos e secções será efetuado com base em programas próprios, tendo em conta a regulamentação estrutural já referida.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência são considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos às ações e aos materiais.

Para os elementos de betão armado serão realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão simples;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.
- Estado limite último de resistência ao punçoamento.
- Estado limite último de resistência do solo de fundação

Para os elementos de estruturas metálicas serão realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência à encurvadura por flexão torção;
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) será realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que  $S_d$  é o valor de cálculo do esforço atuante e  $S_r$  é o valor de cálculo do esforço resistente.

### 11.4.3 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado será efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão:
  - $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$  (combinação característica)
  - $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$  (combinação quase-permanente)
  - $\sigma_s \leq 0.8 f_{yk}$  (combinação característica, cargas aplicadas) – armadura
  - $\sigma_s \leq 1.0 f_{yk}$  (combinação característica, deformações impostas) – armadura
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
  - Abertura de fendas: limita-se a abertura de fendas a  $w_k = 0,3$  mm para a combinação quase-permanente.

- Garante-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração.
- Garante-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Limitação de deformação em elementos horizontais (lajes e vigas), em geral:
  - $\delta_{\max} \leq L/250$  - Flecha total, combinação quase-permanente
  - $\delta_{\max} \leq L/500$  - Flecha ativa, combinação quase-permanente  
(valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura).
- Controle de vibração
  - Pavimentos, controle da frequência própria vertical –  $f_{\text{vertical}} \geq 5\text{Hz}$
  - Todos os pavimentos devem cumprir os critérios de conforto definidos na publicação “HIVOSS – Vibrações em Pavimentos – recomendações Técnicas de projeto”.

## 11.4.4 Verificação da Resistência ao fogo

A verificação da segurança em elementos de betão armado é garantida mediante a especificação de recobrimentos iguais ou superiores aos valores tabelados para as diferentes classes de resistência ao fogo na NP-EN 1992-1-2.

Em estruturas metálicas a resistência ao fogo é garantida mediante a utilização de um esquema de pintura que garanta a classe de resistência ao fogo necessária.

Estabelece-se uma classe de resistência ao fogo R120.

---

## 12 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

### 12.1 Junta de contração

Serão previstas juntas de contração em zonas de transição de comportamento estrutural da estrutura, de forma a evitar efeitos localizados que poderão ser nefastos para o comportamento das zonas da estrutura.

### 12.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização descrito no ponto 7.2 acima garantirá a estanqueidade da construção.

As juntas de contração serão munidas de lâminas de estanqueidade tipo *Waterstop* em PVC.

---

## 13 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

### 13.1 Enquadramento

O recurso à instrumentação e observação permitirá prever o controlo proactivo e sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento da obra, com o fim de verificar as hipóteses de projeto e, onde necessário, adaptá-lo antecipadamente de forma a garantir, sem subestimar a segurança, o cumprimento dos tempos de execução, a gestão das aleatoriedades e dos imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que a obra se insere. Em função dos resultados obtidos, este recurso possibilita o controlo e a adaptação atempada das soluções, com consequências benéficas na minimização do risco geotécnico da obra.

De salientar ainda que a metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios correntes aplicados neste tipo de intervenção.

O sistema de monitorização será robusto e capaz de garantir a durabilidade adequada, sendo constituído por instrumentos de provada confiabilidade e de uso corrente em obras similares.

Toda a instrumentação terá que ser adequadamente protegida para evitar que seja danificada durante a execução da obra.

A realização de leituras topográficas pressupõe o recurso a elementos de referência adequados, posicionados numa zona da obra que não sofra perturbações e a uma distância tal que o erro de leitura associado seja mínimo.

A instalação da instrumentação tem uma importância estratégica para o correto desempenho do sistema de monitorização, em particular para aqueles instrumentos que uma vez instalados não ficam acessíveis.

A instalação deverá garantir a máxima confiabilidade e êxito das operações.

As técnicas e procedimentos de instalação deverão estar sempre de acordo as indicações dos fabricantes da instrumentação.

Toda a instrumentação deverá ser instalada com a devida antecedência em relação ao início das obras para se conseguir adequadas leituras de referência.

A redundância da instrumentação é importante para aumentar a confiança no sistema e permitir um controlo cruzado.

Sempre que possível serão adotados sistemas de leitura automatizada dos dispositivos de monitorização, nomeadamente, estações totais.

No enquadramento anterior, o sistema de observação foi definido para as diferentes obras que compõem o projeto, sendo o acompanhamento realizado através da monitorização dos seguintes dispositivos:

- Prisma topográfico (edifícios)
- Prisma topográfico (contenções)
- Prisma topográfico (pavimentos)
- Extensómetro multiponto
- Inclínómetro
- Piezómetro tipo Casagrande (a executar no âmbito da obra, para além dos a realizar no âmbito da campanha de prospeção)



- Fissurómetro (edifícios)
- Prisma topográfico para medição de deslocamentos e de convergência (no intradorso do suporte primário)
- Sismógrafo (edifícios)
- Níveis líquidos (edifícios – obra de recalçamento)
- Clinómetro (edifícios)
- Extensómetro de corda vibrante (estruturas enterradas)

## 13.2 Grandezas a medir

De um modo geral as grandezas a medir serão:

- Medições de deslocamentos e de convergências no interior dos túneis da OE6 e Estação de Alcântara recorrendo a prismas topográficos;
- Medição de deslocamentos verticais e horizontais em edifícios, muros e contenções, através de prismas;
- Medição de deslocamentos verticais e distorções em edifícios, através de níveis líquidos;
- Medição da inclinação dos edifícios recorrendo a clinómetros;
- Medição da abertura de fendas, utilizando fissurómetros;
- Medições de deslocamentos verticais internos do maciço e à superfície, com extensómetros multiponto;
- Medição de deslocamentos horizontais através de inclinómetros;
- Medições de deslocamentos utilizando prismas topográficos no pavimento;
- Medições piezométricas de água recorrendo a piezómetros;
- Medição de vibrações induzidas recorrendo a sismógrafos.

## 13.3 Escavações da OE6 e Estação de Alcântara

A avaliação da evolução do comportamento da escavação da OE6 e Estação de Alcântara será realizada através do registo dos deslocamentos da contenção periférica (deslocamentos e convergências) e observação de eventuais fissurações betão projetado. Para tal serão criadas secções de medição de deslocamentos e convergências, onde serão instalados prismas na contenção periférica.

Em geral, no que diz respeito às grandezas a observar, as mais relevantes são as que se relacionam com a libertação do estado de tensão, a presença e escoamento de água e com as vibrações devidas ao processo de escavação.

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais afluentes, não sendo exepetável, situações relevantes na maior parte da extensão da obra. Quando necessário, particular destaque assumem os furos longitudinais para geodrenos e pregagens, realizados em avanço da escavação, que permitirão antever as condições hidrogeológicas do terreno a escavar.

## 13.4 Estruturas de contenção e estabilização de taludes da OE6 e Estação de Alcântara

A avaliação da evolução do comportamento das estruturas de contenção e estabilização de taludes da OE6 e Estação de Alcântara será realizada essencialmente através do registo dos deslocamentos observados em vários níveis.

No caso das estruturas de contenção com ancoragens esta avaliação também passará pela observação da evolução da tração instalada nestes elementos.

## 13.5 Edificações

Para a observação das edificações próximas às obras será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Prismas topográficos para o controlo dos deslocamentos verticais e horizontais das estruturas;
- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução das obras;
- Clinómetros. para o controlo das inclinações;
- Fissurómetros para o controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações.

A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá em fase de obra observar os movimentos ocorridos em interferências e, se necessário, tomar medidas de minimização dos movimentos das estruturas e consequentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a estes movimentos. Assim sendo, foram estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente dos dispositivos instalados, pela maior quantidade de instrumentos e por limites de alerta, referência e de alarme mais restritivos:

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização recorrendo essencialmente a prismas;
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização recorrendo prismas, clinómetros, fissurómetros e sismógrafos.

Note-se que os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível às fundações das edificações e que os fissurómetros devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras.

## 13.6 Frequência de leituras

As leituras iniciais (de referência) deverão ser efetuadas de acordo às indicações referidas nos pontos anteriores e sempre antes do começo dos trabalhos de escavação.

A frequência das leituras a adaptar na fase de construção são as que constam Tabela 18.

*Tabela 18 - Frequência de leituras de dispositivos de monitorização*

Frequência de leitura de dispositivos (Escavações subterrâneas)				
Tipo de instrumento	Fase de obra			
	Distância relativa à frente de escavação			
	< 20 m	20 - 60 m	60 - 100 m	> 100 m
Prisma topográfico (edifícios)	6 leituras diárias	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente até inferior a 2 mm/mês
Prisma topográfico (pavimentos)	6 leituras diárias			
Tiltmetro	Bi-semanal	Bi-semanal		
Piezómetro elétrico	6 leituras diárias	Cada 2 dias		
Piezómetros Tipo Casagrande	Semanalmente	Semanalmente		
Fissurómetro	Bi-semanal	Bi-semanal		
Sismógrafo	1 leitura por hora	1 leitura por hora	1 leitura por hora	
Prisma de deslocamentos e convergência (túneis)	Diariamente	Cada 2 dias	Cada 2 dias	
Extensómetro de corda vibrante para estruturas enterradas	Diariamente			
Extensómetro	Diariamente			
Sensor de nível líquido	6 leituras diárias			
Inclinómetro	Semanalmente	Semanalmente	Semanalmente	
Inspeção visual – sup. primário	Diariamente			

## 13.7 Critérios de alerta, referência e alarme

Os valores associados aos limites de alerta, referência e alarme são estipulados em função dos resultados obtidos nos cálculos do projeto. São definidos, por cada parâmetro medido, como:

### Limite de alerta

Cenário correspondente a um primeiro estágio, onde os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 80% dos valores definidos pelo projeto.

### Limite de referência

Cenário correspondente a um segundo estágio, onde os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem aos valores definidos pelo projeto (100%).

### Limite de alarme

Cenário correspondente a um terceiro estágio, onde os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 130% dos valores definidos pelo projeto.

Os critérios propostos para os deslocamentos, deverão também ser aferidos com base na variação da taxa de deformação (velocidade).

## 13.8 Plano de contingência

---

O plano de contingência servirá para definir as acções concretas a realizar e os responsáveis pelas mesmas, sempre que os limites de alerta, referência e alarme forem ultrapassados.

Para as situações em que poderá ser necessário a implementação de medidas concretas para reduzir um possível cenário de risco, serão incluídas uma lista de medidas orientadoras a considerar. Estas acções aplicam-se somente se forem ultrapassados os limites alarme.

## 14 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infra-estruturas situadas na vizinhança da obra, encontram-se definidas no Volume 17.

A avaliação de danos será realizada de acordo com metodologia patenteada no Programa Preliminar, encontrando-se a sua articulação com o processo de análise, ilustrada na figura seguinte.

Para otimizar o processo de avaliação de danos será utilizado o programa de cálculo automático Oasys Xdisp Pro, que permite estimar os parâmetros de deformação geométrica nos diversos tipos de interferência com base no cálculo de assentamentos através de formulações empíricas ou através de elementos finitos (importados de modelos de tensão-deformação). O programa também permite o cálculo da categoria de dano para edifícios segundo Boscardin e Cording 1989 e Burland 1995.

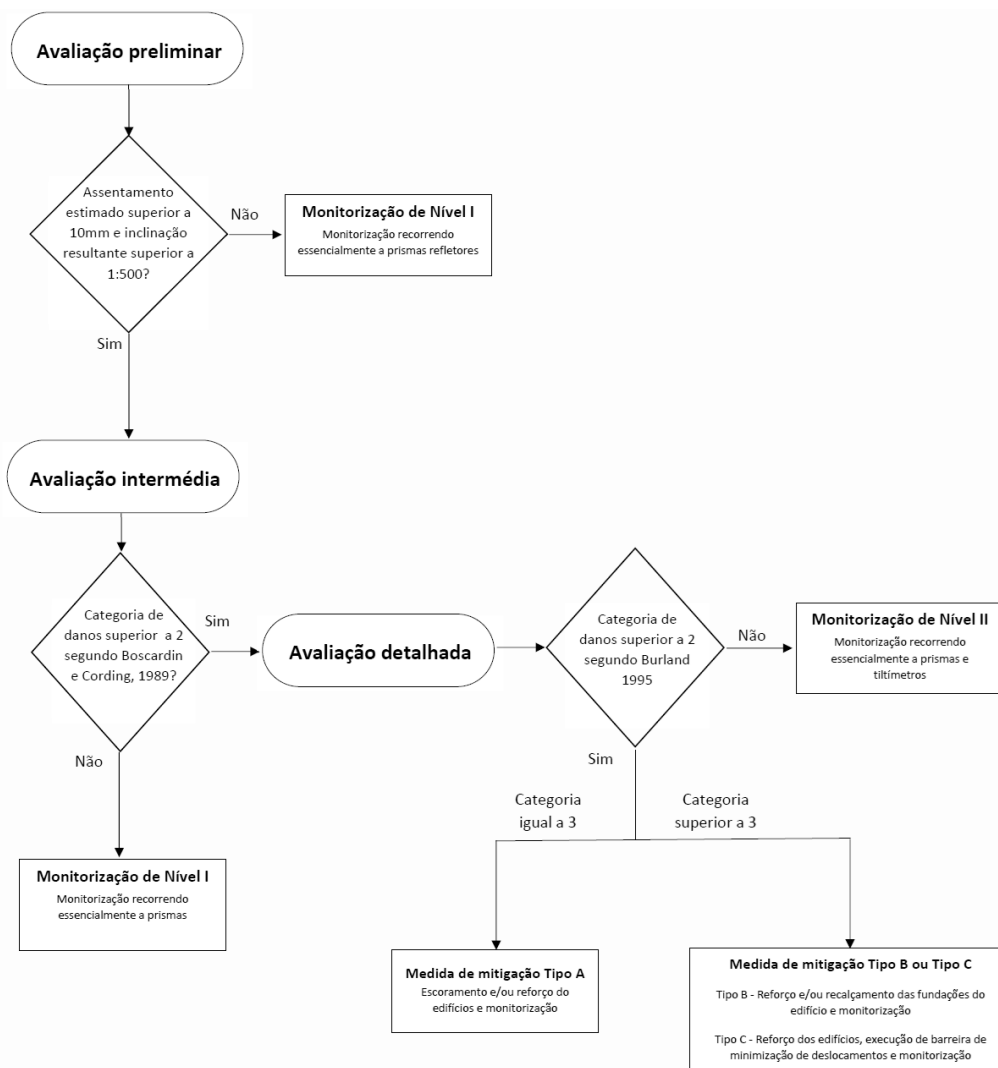


Figura 14 - Metodologia de avaliação de danos em interferências

## 14.1 Metodologia de avaliação de danos em edifícios

A classificação de danos em edifícios seguirá a metodologia indicada no Caderno de Encargos para a avaliação de danos. Esta considera as categorias de dano definidas por Burland (1995), seguindo uma metodologia que consiste na realização das seguintes três fases de avaliação:

### Fase 1 – Avaliação preliminar

Nesta fase procede-se à estimativa dos assentamentos ao longo do traçado dos túneis nas zonas confinantes com este devido à sua escavação, sem ter em consideração a presença dos edifícios, designadamente, em termos de rigidez.

Sob o edifício será determinado o valor do assentamento vertical máximo,  $sv,max$ , e a rotação máxima,  $\theta,max$ . Se o valor do assentamento vertical máximo for inferior a 10 mm e a rotação máxima inferior a 1/500 Rankin (1988), os danos serão desprezáveis a ligeiros, pelo que se considera a solução de projeto adequada, não sendo necessário prosseguir para as fases seguintes.

### Fase 2 – Avaliação intermédia

Nesta fase admite-se que o edifício acompanha a deformação do terreno calculada na fase anterior e que pode ser, simplificada, considerado como uma viga elástica. Estima-se o valor da razão de deflexão  $DR_{max}=\Delta_{max}/L$  e da deformação horizontal média  $\epsilon_h=\delta L/L$ , onde  $\Delta_{max}$  é a deflexão relativa entre dois pontos à distância  $L$  e  $\delta L$  é a variação deste comprimento. Com base no modelo de viga elástica calculam-se as extensões máximas de tração induzidas por flexão e por corte devido a deformações de deflexão, às quais se devem adicionar as deformações horizontais do terreno,  $\epsilon_h$ . A categoria de danos é, então, avaliada por comparação dos valores obtidos com os valores obtidos com os da Tabela 19. Se a categoria de danos for superior a 2, será necessário prosseguir para a terceira fase.

Tabela 19 – Valores da deformação de tração limite em função da categoria de danos (Boscardin e Cording, 1989)

Categoria de danos	Grau normal de severidade	Valor limite da deformação de tração, $\epsilon_{lim}$ (%)
0	Desprezável	0-0,05
1	Muito ligeiro	0,05-0,075
2	Ligeiro	0,075-0,15
3	Moderado	0,15-0,3
4 e 5	Severo a muito severo	>0,3

Em situações onde a altura (H) e o comprimento (L) do edifício sejam significativamente diferentes, esta fase de apreciação deverá considerar explicitamente a razão H/L e a concavidade da deformada do terreno, recorrendo às curvas de interação entre a deflexão e a deformação horizontal média, propostas por Burland (1995).

### Fase 3 – Avaliação detalhada

Nesta fase deverá ser considerada a interação entre o terreno e o edifício, pelo que será necessário modelar o edifício e a construção do túnel e ter em conta a sua orientação em relação ao edifício, o seu tipo de fundações, a continuidade estrutural dos diferentes corpos do edifício e o estado do edifício prévio à escavação.

Com base na modelação efetuada serão estimadas as extensões máximas de tração. A categoria de danos é, então, avaliada por comparação dos valores obtidos com os da Tabela 20. Se a

categoria de danos for superior a 2, será necessário conceber e validar, com base no modelo numérico desenvolvido, medidas de mitigação de danos de modo a garantir que estes sejam ligeiros (categoria 2).

Tabela 20 – Valores de deformação de tração limite em função da categoria de danos (Burland, 1995)

Categoria de danos	Grau de severidade	Valor limite da deformação de tração, $\epsilon_{lim}$ (%)	Descrição dos danos característicos	Abertura aproximada das fendas (mm)
0	Desprezável	0 - 0,05	Fissuras capilares	<0,1
1	Muito ligeiro	0,05 - 0,075	Finas fissuras facilmente reparáveis numa decoração. Danos geralmente limitados aos acabamentos de paredes interiores. Algumas fissuras em alvenarias exteriores de tijolo ou de pedra detetadas em inspeção detalhada.	<1
2	Ligeiro	0,075 - 0,15	Fissuras de fácil preenchimento. As fissuras recorrentes podem ser mascaradas por revestimentos adequados. As fissuras podem ser externamente visíveis e pode ser necessário algum tratamento para garantir a sua estanqueidade. Portas e janelas ligeiramente empenadas.	<5
3	Moderado	0,15 - 0,30	Fissuras podem requerer algum avivamento e reparação. Reparação da alvenaria exterior e possivelmente uma pequena parte da alvenaria pode ter que ser substituída. Portas e janelas empenadas. Fracturação de tubagens. Falta de proteção contra intempéries.	5 a 15 ou várias fissuras > 3
4	Severo	>0,30	Trabalhos de reparação extensos que envolvem a abertura e a substituição de secções de paredes, especialmente em portas e janelas. Caixilhos de janelas ou de portas distorcidos. Piso visivelmente inclinado. Paredes visivelmente inclinadas ou salientes. Alguma perda de sustentação em vigas. Tubagens interrompidas.	15 a 25 mas depende do número de fissuras
5	Muito severo	>0,30	Requer grandes reparações envolvendo reconstrução parcial ou completa. As vigas perdem o apoio. As paredes inclinam-se muito e exigem escoramento. As janelas partem por distorção. Perigo de instabilidade.	Geralmente > 25 mm mas depende do número de fissuras

A avaliação de danos em edifícios classificados como património de elevado valor cultural e histórico, incluirá um fator de agravamento da categoria de dano em função da suscetibilidade do edifício para tolerar os assentamentos sem apresentar danos relevantes.



O agravamento da categoria de dano (0-5) é realizado através da soma de uma pontuação (0-2), obtida segundo a Tabela 21.

Tabela 21 – Fator de agravamento da categoria de dano para edifícios classificados

Pontuação	Critério	
	Suscetibilidade do edifício a assentamentos e interação com edifícios adjacentes	Suscetibilidade de elementos arquitetónicos no edifício (estatuária, revestimentos, etc.)
0	Edifícios em alvenaria em que foi utilizada argamassa de cal e que não se encontram ladeados por outros edifícios. Com fachadas uniformes sem grandes aberturas particulares.	Sem elementos arquitetónicos particularmente sensíveis
1	Edifícios com estrutura sensível ou edifícios com ladeados por outros edifícios com estruturas modernas com rigidez estrutural muito superior, com uma ou mais aberturas com dimensões significativas.	Acabamentos frágeis (e.g. estatuária, revestimentos em pedra com juntas estreitas, que são suscetíveis a pequenos deslocamentos e difíceis de reparar)
2	Edifícios que pela sua constituição tendem a concentrar todos os deslocamentos num só elemento estrutural.	Acabamentos que se forem danificados terão um forte impacto no património histórico e cultural associado ao edifício (e.g. fendas em pintura a fresco)

Com base numa consulta realizada ao Atlas do Património Classificado e em Vias de Classificação da Direção Geral do Património Cultural (DGPC) a 27 de Maio de 2024, não foram identificadas interferências com a classificação de património classificado ou em vias de classificação, na zona de influência dos trabalhos de escavação da Estação de Alcântara.

## 15 REDE DE TERRAS

A rede de terras proposta tem com objetivo garantir que as tensões de passagem e de contato de um eventual defeito, não excedem os valores regulamentares.

Todas as estruturas metálicas e massas da instalação serão ligadas a este sistema de terra.

As ligações entre os cabos da malha de terras e as varetas de aço cobreado, serão feitas por soldadura aluminotérmica.

A rede de terras será constituída pelos subsistemas que compõe a SET com poços de terra para os sistemas 30 kV, BT e 750 Vcc.

Nos desenhos de arquitetura encontram-se localizados os poços de terra.

Atendendo ao elevado nível freático da zona, os poços terra serão executados, na sua totalidade, com a instalação do elétrodo de terra, na fase de Toscos. Assim, teremos:

- A execução dos negativos e/ou das furações na laje, até atingir o terreno;
- Fornecimento e instalação dos elétrodos de cobre e enchimento com terra vegetal de boa qualidade;
- Medição da resistência de terra e sua aprovação pela Fiscalização/ Dono de Obra;
- Enchimento com o betão pobre;
- Fornecimento e instalação da tampa em chapa xadrez.

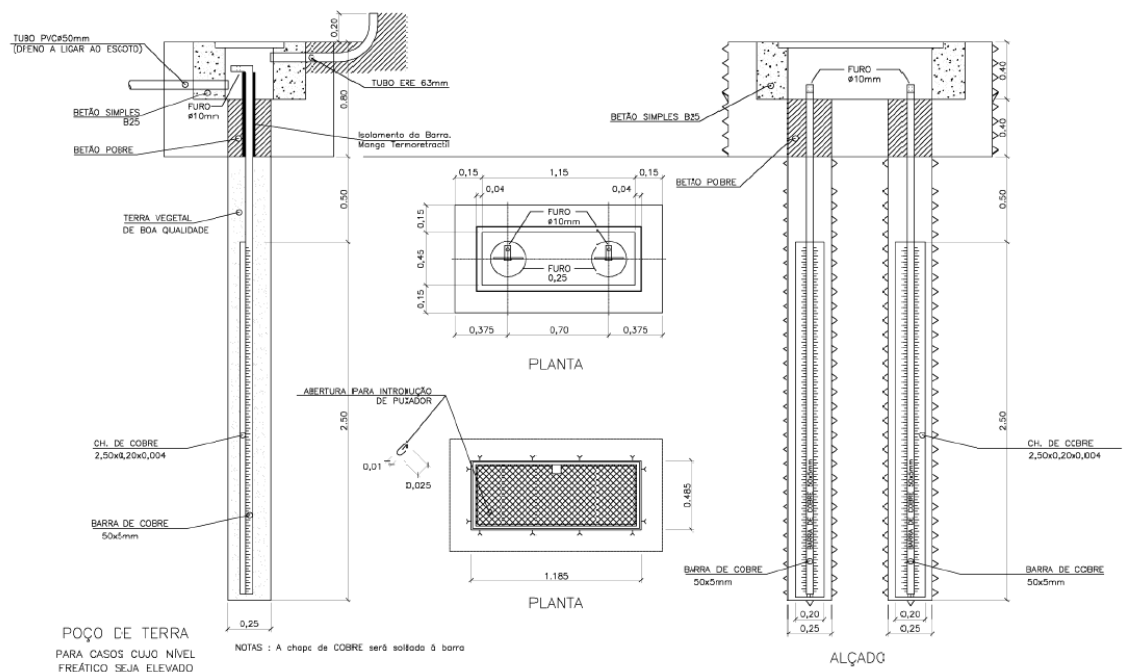


Figura 15 – Pormenores tipo dos poços de terra.

Os elétrodos de terra deverão assegurar uma resistência de terra sempre inferior a  $1 \Omega$ , pelo que deverá ser considerado o fornecimento de terra vegetal de boa qualidade para o enchimento dos poços terra.

---

A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0.05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem qualquer mistura de subsolo; ter uma textura franca; conter um teor de matéria orgânica não inferior a 4% e o PH situar-se entre os 6.5 e 7.5.

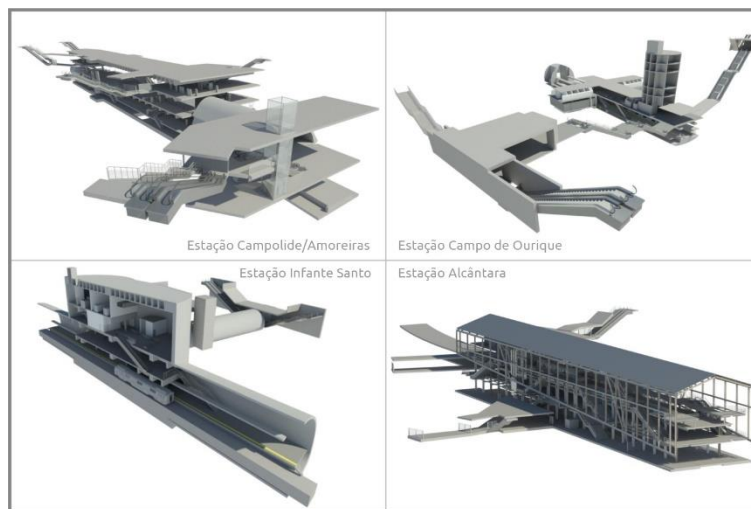




Metropolitano de Lisboa



**METRO DE LISBOA**  
**LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA**  
**EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO**  
**PROLONGAMENTO DA LINHA**  
**TOMO III – OBRAS ESPECIAIS**  
**PROJETO DE EXECUÇÃO**



**VOLUME 6 – OE6: TÚNEL NA ZONA DO ALVITO**  
**01 - ESTRUTURAS**  
**NOTA DE CÁLCULO - ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO**  
**PERIFÉRICA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO**

<b>Documento SAP:</b>	LVSSA MSA PE STR TUN OE6 MD 088002 0
-----------------------	--------------------------------------

	<b>Nome</b>	<b>Assinatura</b>	<b>Data</b>
Elaborado	José Bernardo Lobo		2024-10-03
Revisto	Afonso Marques		2024-10-03
Verificado	Sergio Notarianni		2024-10-03
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		
Aprovado	Raúl Pistone		

## Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	5
2	ELEMENTOS DE BASE.....	5
3	CONDICIONAMENTOS .....	5
3.1	Traçado.....	5
3.2	Geológico e Geotécnicos.....	5
3.3	Desvios de Circulação .....	10
3.4	Ocupação de Superfície e de Subsolo .....	10
3.5	Interferências, Demolições de Edifícios, Soluções de Reforço de Edifícios e Contenções	10
3.6	Implantação .....	10
3.7	Segurança .....	11
3.8	Arquitetónicos.....	11
3.9	Compatibilidade com as Outras Especialidades.....	11
3.10	Ambiente .....	12
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE .....	12
5	MATERIAIS .....	13
5.1	Estruturas De Contenção Provisória.....	13
5.2	Estruturas Definitivas .....	14
5.3	Recobrimentos Nominais .....	15
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO .....	15
6.1	Tempo de Vida Útil.....	15
6.2	Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância .....	16
6.3	Classe de Inspeção .....	16
6.4	Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção.....	16

6.5	Classe de Fiabilidade.....	16
6.6	Classificação do Tipo de Terreno.....	16
6.7	Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas .....	17
7	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO.....	18
7.1	Solução de Contenção Provisória.....	19
7.2	Solução de Fase Definitiva.....	23
7.3	Sistema de Impermeabilização .....	25
8	FASEAMENTO CONSTRUTIVO .....	26
8.1	Solução de Contenção Provisória e Fase Definitiva .....	26
9	PROJETO GEOTÉCNICO DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS .....	27
9.1	Ações consideradas .....	28
9.2	Combinações de ações para os estados limite e abordagens de cálculo.....	28
9.3	Modelos Numéricos .....	31
9.4	Verificações de segurança.....	37
10	RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS.....	41
10.2	Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização da Contenção Periférica (ELS) 53	
1	ANEXO A - VALIDAÇÃO DO SOFTWARE SOFiSTiK.....	58
1.1	Sobre o SOFiSTiK .....	58
1.2	Caso de estudo 1 – Modelo Mohr-Coulomb .....	59
1.3	Caso de estudo 2 – Modelo Hardening Soil.....	63
1.4	Caso de estudo 3 – Túneis, Reação do Solo.....	68
1.5	Caso de estudo 4 – Teste Triaxial Não Drenado .....	74
1.6	Caso de estudo 5 – Teste Triaxial Drenado.....	83
1.7	Caso de estudo 6 – Estabilidade de um talude .....	89



# NOTA DE CÁLCULO - ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO

## 1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa da Obra Especial 6 – Túnel Zona do Alvito**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tom III do Volume 6 - 01 Estruturas**.

## 2 ELEMENTOS DE BASE

Com base nos elementos do Programa Preliminar do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, realizado pelo Metropolitano de Lisboa, fizeram-se as verificações necessárias bem como os acrescentos e ajustes considerados como pertinentes para otimização e desenvolvimento detalhado ao nível de Projeto de Execução, das soluções técnicas e elementos de obra, bem como dos processos e faseamento construtivos associados.

Os documentos considerados como elementos de entrada associados à obra foram os seguintes:

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 2 – Obras Especiais;
- Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP STR TUN OE6 MD 088003 0”;
- Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088101 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088107 0”, “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088401 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088404 0” e “LVSSA ML PP STR TUN OE6 DW 088701 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088702 0”);

## 3 CONDICIONAMENTOS

### 3.1 Traçado

A solução estrutural adotada e os processos e faseamento construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha.

### 3.2 Geológico e Geotécnicos

Nesta fase de Projeto de Execução e de acordo com as condições conhecidas para terrenos com características semelhantes foram estabelecidas soluções de suporte que terão de ser confirmadas e/ou desenvolvidas nas próximas fases de projeto, em função da interpretação dos resultados dos trabalhos de prospeção já concluídos e das campanhas do Programa de prospeção complementar a implementar.

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos, são descritos no Volume II – Estudo Geológico-Geotécnico (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020001 0). Os trabalhos de prospeção complementares são propostos no Programa de reconhecimento complementar (Geológico-geotécnico, hidrogeológico e ambiental) (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020002 0).

Apresenta-se na Figura 1, o excerto do perfil geológico-geotécnico do local.

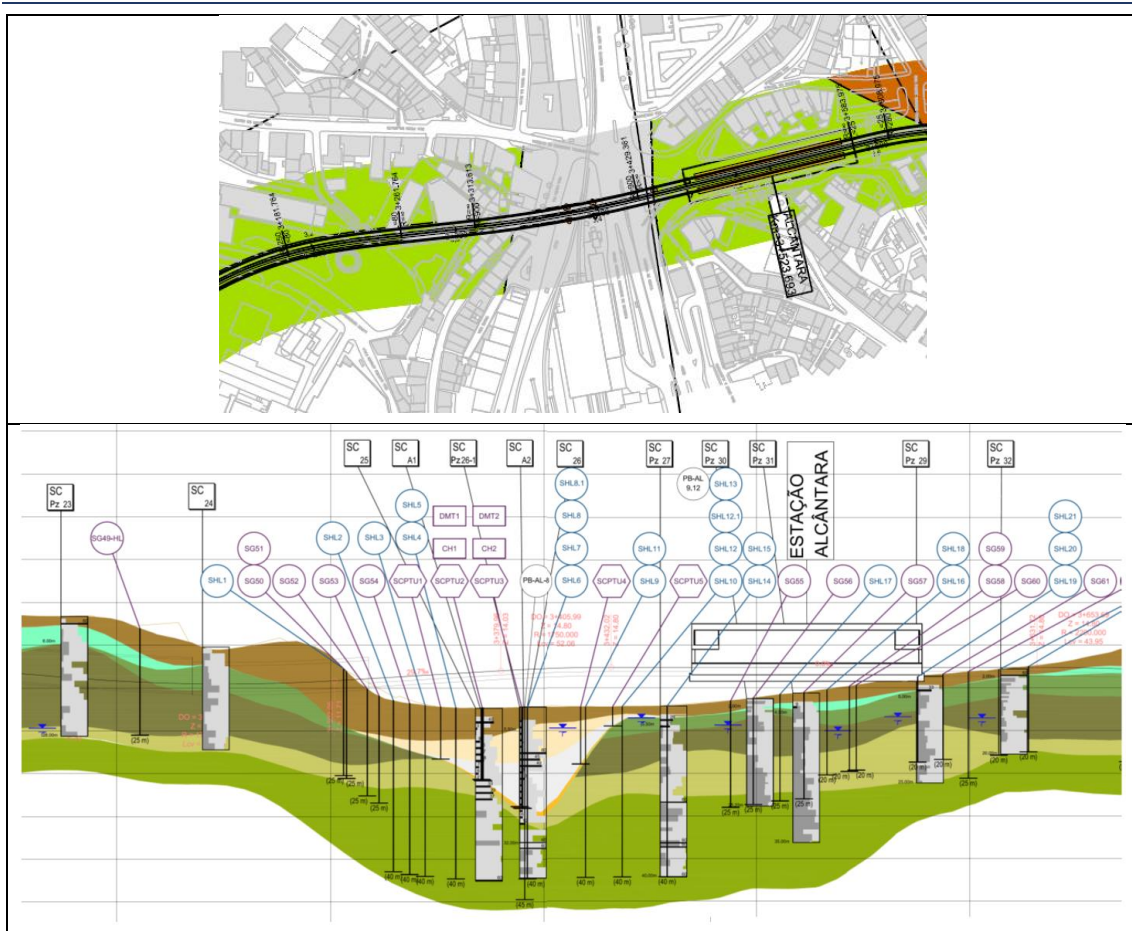


Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

(Excerto dos desenhos LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021000 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021010 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021012 0)

No local de implantação da Estação de Alcântara e da Obra Especial nº 6, realizaram-se as sondagens S27, S29, S30, S31 e S32. É provável que a sondagem S28 também tenha sido executada, embora não esteja indicada nos desenhos

A zona do Vale de Alcântara, onde de nascente para poente, se encontram a OE5, o viaduto metálico, a Estação e a OE6 é dominada pela presença de materiais cretácicos da Formação da Bica, sob cobertura de materiais recentes de aterro, com espessura importante, localmente superior a 10 m, do lado nascente na zona da OE6 e com uma espessura combinada juntamente com os aluviões no centro do vale que pode atingir cerca de 25 m. As unidades cretácicas presentes são a Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, aqui com reduzida expressão, Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo e já sem se encontrar cortado pelos aluviões do vale de Alcântara, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Os aluviões são essencialmente arenosos na parte superior e argilosos na zona central, na base e na parte superior do lado poente. Na base encontra-se pequeno nível de aluvião com cascalheira.

Relativamente aos níveis de água presentes, considera-se que na dependência dos aluviões o nível de água se situe à cota +2,50. A partir desta cota o mesmo sobe nas encostas do vale até cerca de cota 15,00 no final do traçado (450 m a ponte) e até à cota 40,00, (550 m a nascente).

O Quadro seguinte resume as características das formações geológicas identificadas nas sondagens.

Tabela 1 – Descrição sumária das formações geológicas encontradas nas sondagens executadas junto da Estação Alcântara e Obra Especial 6

Sondagem	Descrição simplificada
27	0-4,5 m – Pavimentos + Aterros 4,5-21,0 m – Calcário cristalino/compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo fraturado. 21,0-40,0 m – Marga argilosa muito consolidada, rija /calcário margoso, muito a medianamente alterada(o), muito a medianamente fraturada(o).
29	0-3,0 m – Aterro 3,0-25,0 m – Calcário nodular compacto, muito a medianamente alterado, muito a muitíssimo fraturado, com preenchimento argilo-siltoso dos planos de fracturação.
30	0-0,5 m – Aterro 0,5-16,3 m – Calcário levemente cristalino compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 16,3-25,2 m – Calcário levemente cristalino compacto, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado.
31	0-3,5 m – Aterro 3,5-9,5 m – Calcário compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 9,5-14,0 m – Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muito a medianamente fraturado. 14,0-27,0 m – Calcário cristalino compacto, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado. 27,0-35,0 m – Calcário margoso, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado.
32	0-1,5 m – Aterro. 1,5-9,7 m – Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 9,7-16,0 m - Calcário cristalino, medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 16,0-20,0 m - Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado.

Com base nas sondagens anteriormente descritas, é possível identificar que, sob a camada de aterros, encontram-se formações calcárias ou calcário-margosas do Cretácico. Na Carta Geológica de Lisboa, essas formações são designadas como Formação da Bica (Cretácico Superior) e Formação de Caneças (Cretácico Inferior).

Nos cortes geológico-geotécnicos do Estudo Prévio, também surgem pontualmente duas outras formações sobrejacentes aos calcários: i) aluviões de natureza arenosa e ii) tufos pertencentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa.

A Formação da Bica, subdividida em quatro subunidades, assim como a Formação de Caneças, está descrita no quadro seguinte. Essas subunidades estão dispostas na mesma ordem, de cima para baixo, em que são apresentadas no quadro seguinte.

Tabela 2 – Unidades e subunidades do Cretácico que interessam à Estação Alcântara e Obra Especial 6

Formação da Bica	Cc1a	Argila margosa e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada.
	Cc1b	A parte superior do complexo caracteriza-se por calcário nodular amarelado a esbranquiçado com inclusões a passagens margosas frequentes, a parte inferior caracteriza-se por um calcário rosado, amarelado, esbranquiçado por vezes carsificados, umas vezes compactos outras vezes margosos, com passagens argilosas.
	Cc1c	Calcários semi cristalinos a cristalinos com rudistas, apresentando nódulos a leitos de sílex, pouco alterados a medianamente alterados, fraturas medianamente afastadas a muito próximas.
	Cc1d	Calcário compacto branco e bege, fendilhado com prealveolinas, pouco alterado a medianamente alterado, com passagens muito alteradas a decompostas, fraturas afastadas a próximas.
Formação de Caneças	Cc2	Calcário por vezes margoso, com geóides no topo e com passagens argilosas por vezes com gesso na base.

Em alguns horizontes mais alterados das formações calcárias, foram realizados ensaios SPT, embora em número muito reduzido, e geralmente registando valores muito elevados. Isto não é surpreendente, dado que se trata essencialmente de formações rochosas, frequentemente intensamente alteradas e fraturadas, conforme observado.

Para efeitos de parametrização, foram utilizados principalmente os resultados dos ensaios de laboratório para determinação da resistência à compressão uniaxial e do módulo de deformabilidade (correspondente ao módulo de Young). Nestes ensaios, a observação visual das amostras permitiu classificá-las, no caso da Formação da Bica, numa das quatro subunidades descritas no quadro anterior

O Quadro seguinte apresenta os parâmetros propostos para as diversas camadas identificadas nas sondagens, terrosas e rochosas.

Tabela 3 – Parâmetros geomecânicos propostos para a Estação Alcântara e Obra Especial 6

Unidade	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E'$ (MPa)	$\nu$	K0	k (m/s)	$\sigma_{ci,rocha}$ (MPa)	$E_{i,rocha}$ (GPa)
Aterro	20	0	30	20	0,30	0,5	10-5	-	-
Aluvião arenoso	20	0	30	20	0,30	0,5	10-5	-	-
Tufos vulcânicos	21	60	35	120	0,30	1,0	10-7	-	-
Cc1a	23	75	30	90	0,25	0,8	10-7	8	2
Cc1b	24	130	40	400	0,20	0,8	10-7	10	3,5
Cc1c	25	300	45	1340	0,20	0,8	10-6	22	6
Cc1d	24	200	40	450	0,20	0,8	10-7	18	4
Cc2	24	150	27	240	0,25	0,8	10-7	8	3

Os aterros têm uma presença significativa no local, sendo antigos e tipicamente muito heterogêneos, provavelmente com significativa compactação. As poucas análises granulométricas realizadas no âmbito do Estudo Prévio indicam uma percentagem de finos inferior a 20%. Os parâmetros mecânicos apresentados no quadro baseiam-se na experiência da equipa de projeto e são considerados conservadores. Parâmetros semelhantes foram atribuídos ao aluvião arenoso, que aparece subjacente ao aterro em um dos cortes geológico-geotécnicos do local.

Por sua vez, os tufos vulcânicos surgem na zona final da Obra Especial, com expressão relativamente reduzida, sobrejacentes às formações calcárias e margosas do Cretácico. Para esses tufos, foram considerados os parâmetros apresentados na memória descritiva do Estudo Prévio.

Relativamente aos parâmetros geomecânicos das formações rochosas da Bica e de Caneças (cinco últimas linhas do quadro em análise), os parâmetros de resistência e deformabilidade foram obtidos através dos resultados do software RocData da Rocscience Inc. Este software fornece os parâmetros de resistência do maciço de acordo com o modelo de Hoek & Brown. Adicionalmente, foram efetuados ajustes, além dos arredondamentos naturais, para refletir a variação na profundidade das formações.

Os valores do coeficiente de permeabilidade e de K0 foram adotados conforme os indicados na memória do Estudo Prévio, os quais considerámos apropriados (ver quadro seguinte)

Em relação à hidrogeologia da área de intervenção, o quadro seguinte indica os registos dos níveis freáticos obtidos nas sondagens realizadas no local, utilizando piezómetros.

Do quadro apresentado, pôde verificar-se que as variações dos registos em cada piezómetro foram muito reduzidas ao longo do período de observação (entre 03/12/2021 e 28/03/2022). A última coluna do quadro apresenta a cota do nível freático em cada piezómetro, evidenciando uma grande coerência entre os valores registados nos diferentes locais.

Tendo isto em conta, propõe-se, por motivos de segurança, considerar o nível freático à cota +4,00., ligeiramente acima do nível de escavação.



Tabela 4 – Registos piezométricos e cota do nível freático.

Sondagem/piezómetro	Cota da boca (m)	Profundidade do nível freático (m)	Cota do nível freático (m)
27	5,23	2,78	2,45
29	12,08	9,48	2,60
30	8,12	6,18	1,94
31	11,76	8,86	2,90
32	14,63	11,50	3,13

### 3.3 Desvios de Circulação

Ao longo da duração da obra os estaleiros e áreas reservadas junto à zona a realizar a céu aberto, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas temporárias de ocupação com os consequentes desvios de trânsito.

Os desvios de circulação são objeto de projeto autónomo, apresentado no 07 - OUTRAS ESPECIALIDADES - Desvios de Trânsito, deste Projeto de Execução.

Os estaleiros são objeto de projeto autónomo, apresentado no 07 - OUTRAS ESPECIALIDADES – Estaleiros, deste Projeto de Execução.

### 3.4 Ocupação de Superfície e de Subsolo

A execução a céu aberto de parte dos acessos da estação e do arranque do poço vertical interfere com as redes de infraestruturas existentes no subsolo. As infraestruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se com o faseamento construtivo proposto.

Os serviços afetados são objeto de projeto autónomo, apresentado no ponto 02 – Serviços Afetados, deste Projeto de Execução.

### 3.5 Interferências, Demolições de Edifícios, Soluções de Reforço de Edifícios e Contenções

As interferências resultantes da construção do túnel, necessidade de demolições, reforço de edifícios e contenções, encontram-se retratadas no ponto 07 - OUTRAS ESPECIALIDADES – Interferências, deste Projeto de Execução.

### 3.6 Implantação

A implantação da obra respeita integralmente os requisitos definidos no programa preliminar, tendo em consideração o novo traçado de via atualizado no “ANEXO X – AO CADERNO DE ENCARGOS TÉCNICO – ALTERAÇÃO DO TRAÇADO ENTRE OS KM 2+570.938 E O KM 3+471.193”.



### 3.7 Segurança

A atividade de prevenção de riscos profissionais tem uma matriz de referência baseada num conjunto de princípios gerais de prevenção:

1. Evitar os riscos;
2. Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
3. Combater os riscos na origem;
4. Adaptar o trabalho ao trabalhador;
5. Ter em conta o estado de evolução técnica;
6. Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
7. Planificar a prevenção;
8. Dar prioridade à prevenção coletiva em relação à individual;
9. Dar formação e instruções adequadas aos trabalhadores.

Estes princípios devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção. Apresenta-se nas peças desenhadas do presente Projeto de Execução, subscrevendo as orientações do Dono de Obra apresentadas no Programa Preliminar, desenho de notas gerais com uma lista não exaustiva de atividades que envolvem riscos especiais para a segurança e saúde dos trabalhadores decorrentes da execução do projeto e as ações para a prevenção de riscos associados à realização dos trabalhos.

Será da responsabilidade da Entidade Executante desenvolver o Plano de Segurança e Saúde, conforme indicado no Caderno de Encargos, e garantir a sua implementação na fase de execução da obra.

### 3.8 Arquitetónicos

O presente Projeto de Execução procura atingir as soluções técnicas mais adequadas e que estão compatibilizadas com o Projeto de Execução de Arquitetura (01 Arquitetura).

### 3.9 Compatibilidade com as Outras Especialidades

O presente Projeto de Execução está compatibilizado com todas as restantes especialidades, nomeadamente:

- Tomo V – Via Férrea, Volume 1 – Traçado;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 2 – Sistema de via;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 3 – Drenagem de via;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 1 – Energia;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 2 – Telecomunicações;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 3 – Mecânica;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 1 – Redes de águas;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 2 – Redes de drenagem;
- Tomo VII – Fluídos, Volume 3 – Coluna seca.

### 3.10 Ambiente

O projeto do “Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara” está sujeito a Avaliação de Impacte Ambiental, tendo sido desenvolvido um Estudo de Impacte Ambiental e emitida uma Declaração de Impacte Ambiental (DIA) que determina uma Decisão Favorável Condicionada ao cumprimento dos termos e condições expressas na DIA (processo de AIA n.º 3462), na qual se identificam as medidas de minimização gerais a implementar em fase de construção, a serem complementadas em fase do Projeto de Execução com a realização do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).

No desenvolvimento do presente Projeto de Execução foram consideradas as seguintes medidas:

- Cumprimento das áreas mínimas de intervenção, necessárias à realização dos trabalhos, apresentadas no Programa Preliminar do M.L.;
- Consideração das medidas e recomendações constantes da DIA (processo de AIA n.º 3462);
- Consulta dos elementos patenteados a concurso referentes à identificação de todas as interferências ao longo do traçado e ao levantamento dos respetivos cadastros para análise nas fases seguintes de projeto. Nesta fase realizou-se uma análise de risco aos edifícios interferidos seguindo a metodologia de avaliação de danos nos edifícios devido a escavações profundas e de túneis patenteada pelo M.L., que consta do ponto Interferências ao Longo da Linha, do presente Projeto de Execução;
- Adoção de faseamentos construtivos que promovam a realização dos trabalhos no prazo mais curto e que minimizem o impacto sobre a vida da comunidade e sobre o património edificado;
- Definição de um plano de instrumentação e observação, que se encontra enquadrado no presente Projeto de Execução em cada volume de frente de obra (a detalhar devidamente em Projeto de Execução), no sentido de detetar, quantificar e prevenir possíveis danos nas estruturas (por exemplo, ao nível do edificado) e deformações da superfície, bem como prevenir que eventuais deformações tenham consequências ao nível do edificado.

## 4 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

A regulamentação e a bibliografia técnica adotadas são as apresentadas abaixo:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);

- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais: Microestacas;
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 - Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 - Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras subterrâneas;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
- NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
- NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
- NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

## 5 MATERIAIS

### 5.1 Estruturas De Contenção Provisória

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 5 - Características dos materiais considerados na contenção provisória

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C20/25 XC 4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C20/25 XC 0(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
	VIGAS, EM GERAL	C 30/37 XC 2(P) CL 0.4 DMAX 22 S3
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS, EM GERAL	S 275 JR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	A500 NR SD
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
	ANCORAGENS	Fpuk > 1860 MPa (Grade 270k – ASTM A416)
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE, NP 1515 E NP EN 1993		
CALDA DE CIMENTO	A calda de cimento que constitui o bolbo de selagem dos elementos deverá ser injetada através de técnica adequada: IRS (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e deverá apresentar as seguintes características:	
	INJEÇÃO DE SELAGEM	A/C = 1/2,5
	INJEÇÃO A ALTA PRESSÃO (> 2MPa)	A/C = 1/2,3
	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	F <sub>CK</sub> MÍN. = 27 MPa
	CIMENTO	CEM I 42,5 R
PRANCHAS DE MADEIRA	FLEXÃO	18 MPa
	COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS	11 MPa
	COMPRESSÃO NORMAL ÀS FIBRAS	18 MPa
	CORTE	4.8 MPa
	CLASSE DE QUALIDADE	E
	CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES	Média
CLASSE DE SERVIÇO	1	
GEODRENOS	GEODRENO Ø50mm EM TUBOS PVC ENVOLTOS EM GEOTÊXTIL 150 gr/m <sup>2</sup>	

## 5.2 Estruturas Definitivas

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 6 - Características dos materiais considerados na estrutura do túnel

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C20/25 XC 0(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
	SECÇÃO EM TÚNEL	C 40/50 XC4/XS1(P) CL 0.4 DMAX 22 S3
AÇO	AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	A500 NR SD
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	A500 NR SD
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE, NP 1515 E NP EN 1993		

### 5.3 Recobrimentos Nominais

Os recobrimentos nominais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentados na tabela seguinte:

Tabela 7 - Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
Recobrimentos a Garantir de acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais	Elemento	Recobrimento nominal
Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Estacas	75 mm
	Vigas de contenção provisória	35 mm
	Lajes e hasteais do túnel	50 mm

(\*) - Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(\*\*) - Em elementos inferiores a 0.25 m o recobrimento é reduzido em 0.005 m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na EN 10080.

## 6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

### 6.1 Tempo de Vida Útil

Tendo em conta o preconizado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada com sendo uma estrutura de categoria do tempo de vida útil de projeto 5, a qual corresponde um valor indicativo de tempo de vida útil de projeto de 100 anos.

## 6.2 Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância

A classificação da obra de acordo com a sua importância é realizada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da EN 1990, as Estações, Poços de Ventilação e Túnel são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes”, pelo que classificam-se como sendo da classe de consequência CC3.

## 6.3 Classe de Inspeção

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura de objeto desta Memória Descritiva e Justificativa enquadra-se na classe de inspeção 3, para betão moldado.

## 6.4 Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção

A NP EN 1997-1:2010 estabelece a Categoria Geotécnica (CG1, CG2 ou CG3) do projeto em função da sua complexidade e classe de consequências.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da NP EN 1990, considera-se que a estrutura de contenção necessária à execução do túnel é uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes” (CC3) considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC3 para uma complexidade do projeto geotécnico média, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3) à estrutura de contenção.

## 6.5 Classe de Fiabilidade

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que a obra definitiva é da classe de consequência CC3, de acordo com o ponto B.3.2 do Anexo B, fixa-se a classe de fiabilidade RC3 para a obra.

## 6.6 Classificação do Tipo de Terreno

Relativamente ao tipo de terreno, o EC8 preconiza a seguinte classificação:

Tabela 8 – Tipos de Solos de acordo com o EC8

Tipo de solo	Descrição
A	Rocha ou formação rochosa, incluindo no máximo 5m de material fraco à superfície
B	Depósitos muito densos de areias, cascalho ou argila muito compacta, com alguma espessura (na ordem das dezenas), caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade
C	Depósitos fundos de areia de média/alta densidade, cascalho ou argila compacta, com espessuras consideráveis (das dezenas às centenas de metros)
D	Depósitos de solos de média coesão soltos ou de solos de baixa coesão compactos
E	Formações aluvionares de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas
S <sub>1</sub>	Depósitos com uma espessura mínima de 10m, constituídos por argila/sedimentos com elevado nível de plasticidade e alto nível freático
S <sub>2</sub>	Depósitos de solos susceptíveis de liquefação, argilas incoerentes ou outro tipo de solo que não se enquadre nas categorias acima descritas

Cada tipo de terreno é assim definido de forma mais rigorosa e a sua classificação é função da velocidade de propagação, das ondas de corte e coesão não drenada, conforme quadro abaixo.

Tabela 9 – Caracterização dos Solos de acordo com o EC8

Tipo de Solo	$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	> 800	-	-
B	360 - 800	> 50	> 250
C	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	< 180	< 15	< 70
E	Formações brandas com $v_{s,30}$ do tipo C ou D		

Onde:

$v_{s,30}$  - Velocidade das ondas de corte;

$N_{SPT}$  - nº pancadas associadas ao ensaio SPT, para a cravação de 30 cm;

$c_u$  – coesão não drenada.

Solo – Tipo A

## 6.7 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

### 6.7.1 Túneis

As obras em túnel e os poços de ventilação deverão apresentar desempenho correspondente à classe 3 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

De acordo com estas recomendações o sistema de revestimento deverá garantir que o fluxo de água ao interior do túnel se restrinja a fenómenos de capilaridade, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas sem qualquer escorrência de água, embora possa ocorrer alteração cromática de um papel sobre elas colocado.



Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,2 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,1 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com caráter esporádico.

Para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005(3)).

A área máxima de cada compartimento será de 360 m<sup>2</sup>. Nos terrenos com presença de água sob pressão até 3 bar essa área fica limitada a 250 m<sup>2</sup>. Para valores indicativos de pressão superiores, o limite superior de área a considerar será de 200 m<sup>2</sup>.

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro do túnel. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo do túnel num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque dos hasteais).

### 6.7.2 Estações subterrâneas

As estações subterrâneas deverão apresentar desempenho correspondente à classe 2 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

O sistema de revestimento deverá garantir que a superfície interior se mantenha essencialmente seca, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas. O contacto de mão seca com a mancha não deverá detetar água superficial. Igualmente um papel colocado sobre a mancha não deverá apresentar alteração cromática por via de absorção de água.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com caráter esporádico.

Aplicam-se nas estações os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização dos túneis, com as devidas adaptações.

### 6.7.3 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

Regra geral a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água existentes no subsolo sejam mantidos e que a água subterrânea seja mantida sem contaminação; uma consequência direta do cumprimento destas exigências é a impossibilidade de rebaixamento permanente do lençol freático, sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de água subterrânea deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados por forma a garantir a plena recuperação do nível inicial do lençol freático.

## 7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

No presente capítulo descreve-se de uma forma geral as várias soluções adotadas para a obra em apresentação.

## 7.1 Solução de Contenção Provisória

Na conceção das soluções definidas no âmbito do presente Projeto de Execução procurou-se para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológico e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;

A solução de escavação e contenção periférica proposta tem carácter provisório, apenas para permitir atingir as cotas de escavação previstas nos projetos de estabilidade. Em fase definitiva estão previstas soluções independentes das soluções descritas neste documento.

Face à profundidade de escavação, às condições geotécnicas locais e à proximidade dos arruamentos e edifícios, de forma a minimizar os riscos de descompressão do terreno e no sentido de garantir a segurança de toda a envolvente no decorrer da obra, adotou-se uma solução de contenção periférica baseada na execução faseada, de cima para baixo com a colocação de perfis metálicos verticais HEB160 afastados de 0,9 m em planta e colocados em furos de 300 mm de diâmetro previamente abertos no solo com equipamento adequado e selados no mínimo 2m nos calcários, abaixo da cota prevista para a base da escavação.

Ao nível da camada de aterros serão colocados painéis de pranchas de madeira com 16x10 cm de secção que serão encaixadas em perfis metálicos verticais HEB60, afastados de 0,90 m.

Ao nível dos calcários serão executados painéis de betão armado que apoiam nos perfis metálicos HEB 160 anteriormente colocados. A solução proposta consiste na execução de um muro gunitado pregado, com um mínimo de 10 cm de espessura armado com uma malha AQ50. As pregagens propostas com 3.0, 4.0, 5.0, 6.0 e 7.0m de comprimento têm 25 mm de diâmetro e um diâmetro de furação de 3'' (75mm).

A Cortina será travada provisoriamente através de 2 ou 3 níveis de escoras ou ancoragens.

Os painéis constituídos por pranchas de madeira do primeiro nível são solidarizados à cabeça por intermédio de uma viga de coroamento com a espessura de 0,6 m e uma altura de 0,9 m.

Será ainda implementada um sistema de monitorização com o objetivo de avaliar as condições de segurança existentes durante a execução da obra, validar as hipóteses de cálculo consideradas no projeto e, no caso de comportamentos estruturais anómalos relativamente ao previsto, permitir intervir atempadamente na reformulação das soluções construtivas adotadas.

Face às condicionantes proporcionadas pelo faseamento necessário para manter a funcionalidade das vias de trânsito nesta zona, a solução necessita na sua generalidade da realização de 3 alçados de Cortina de Berlim provisório, conforme se mostra na Figura 2. Este tipo de solução apresenta a vantagem de permitir executar, antes da escavação, a estrutura de contenção definitiva, podendo o número de travamentos (ancoragens ou escoras) ser redefinidos em fase obra, em função das reais características dos terrenos escavados, assim como dos resultados do Plano de Instrumentação e Observação proposto.

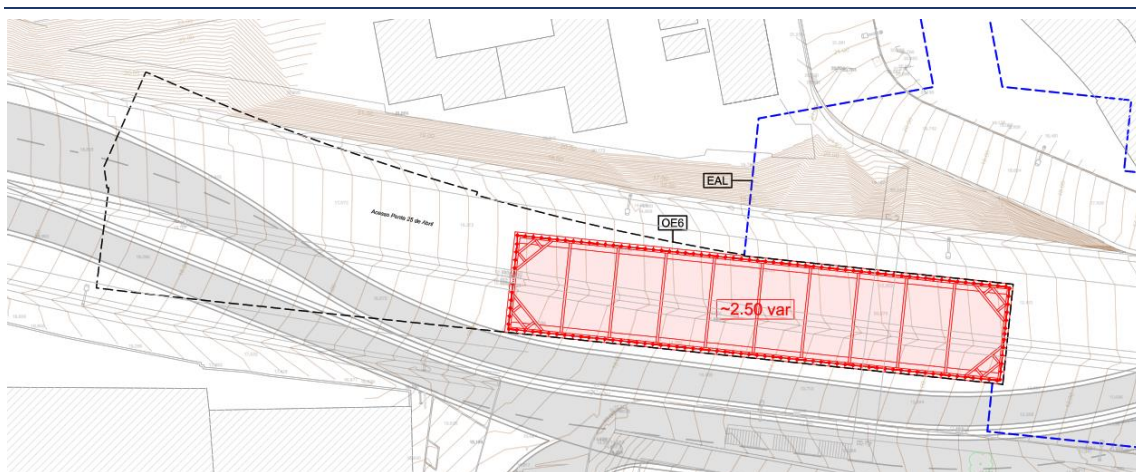


Figura 2 - Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 1ª Fase de escavação

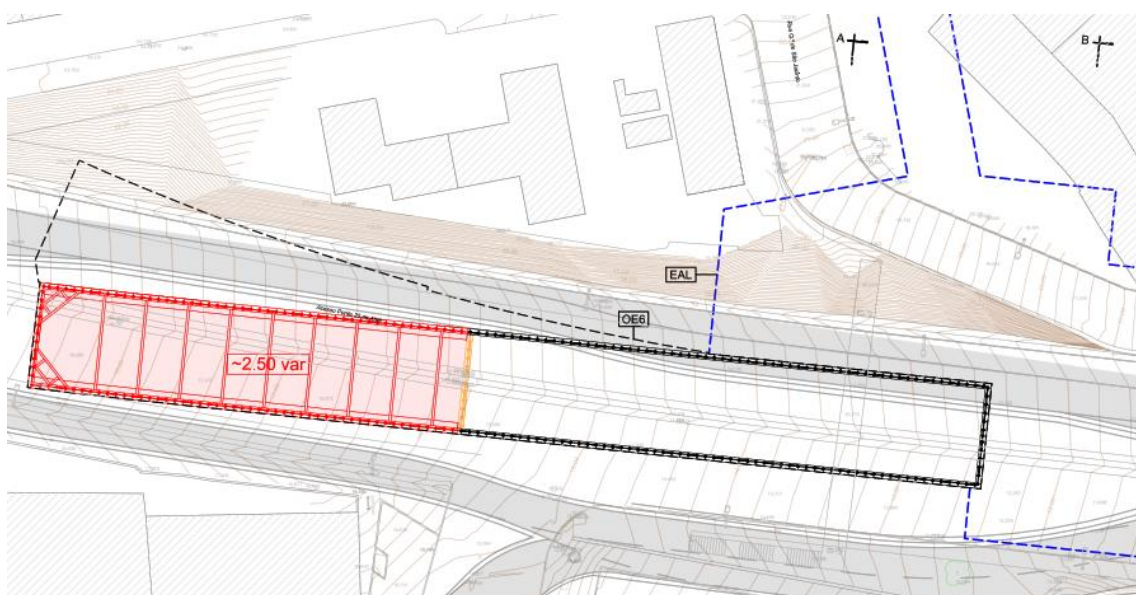


Figura 3 - Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 2ª Fase de escavação

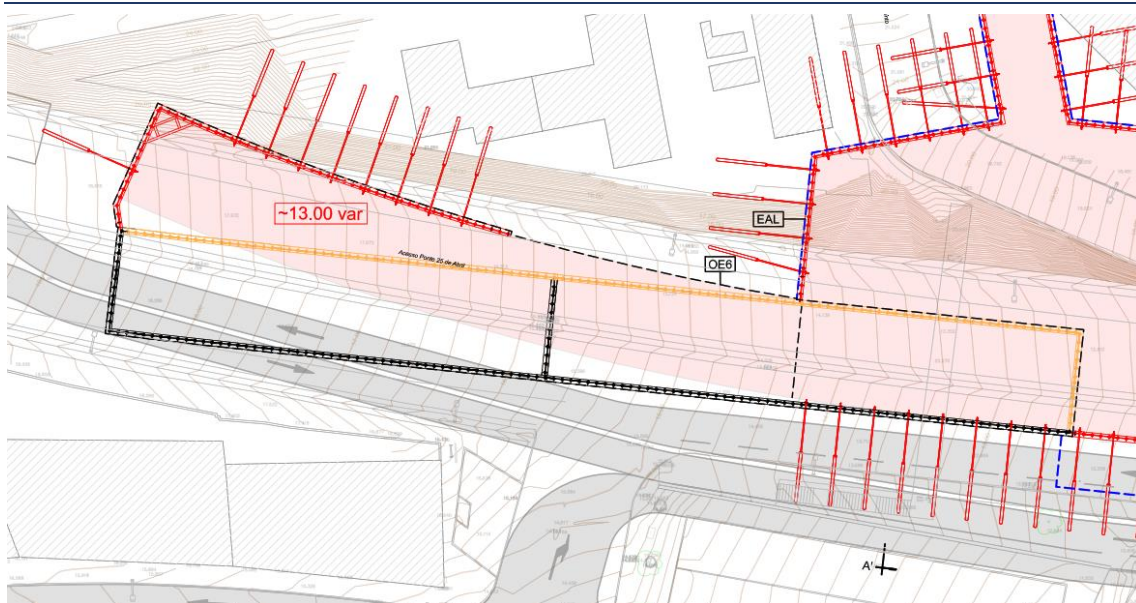


Figura 4 - Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 3ª Fase de escavação

A cortina será solidarizada entre si através de viga de coroamento e vigas de distribuição em betão armado e elementos metálicos, respetivamente. Estes elementos para a além de permitirem a solidarização dos perfis entre si, garantem também a correta transmissão dos esforços provenientes dos impulsos de terras aos elementos de travamento.

O terreno entre perfis, deverá ser revestido com betão projetado (5cm+5cm), devidamente armado com armaduras e drenado com recurso a um nível de godrenos afastados a 3,6m.

As escoras serão materializadas através de perfis CHS245.5-12.5, ligados às vigas de distribuição de betão armado, com sistemas de suporte para a colocação destes elementos e respetivas soluções de cunha. Recomenda-se a pintura destes elementos à cor branca, para diminuir o efeito da variação de temperatura.

Por fim, as ancoragens serão constituídas, por 6 cordões de 0,60" e afastadas entre si a 3,6m, estas deverão ser seladas em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação, através do sistema IRS. O respetivo diâmetro de furação não deverá ser inferior a 150mm (6") e o comprimento de selagem no mínimo 6m, sendo os comprimentos livres expectáveis variáveis entre 12m, 10m, 8m e 6 metros. As ancoragens serão ligadas a vigas de betão armado ou a vigas de distribuição metálicas materializadas através de 2 perfis UPN 320, apoiadas nos perfis através de cachorros metálicos.



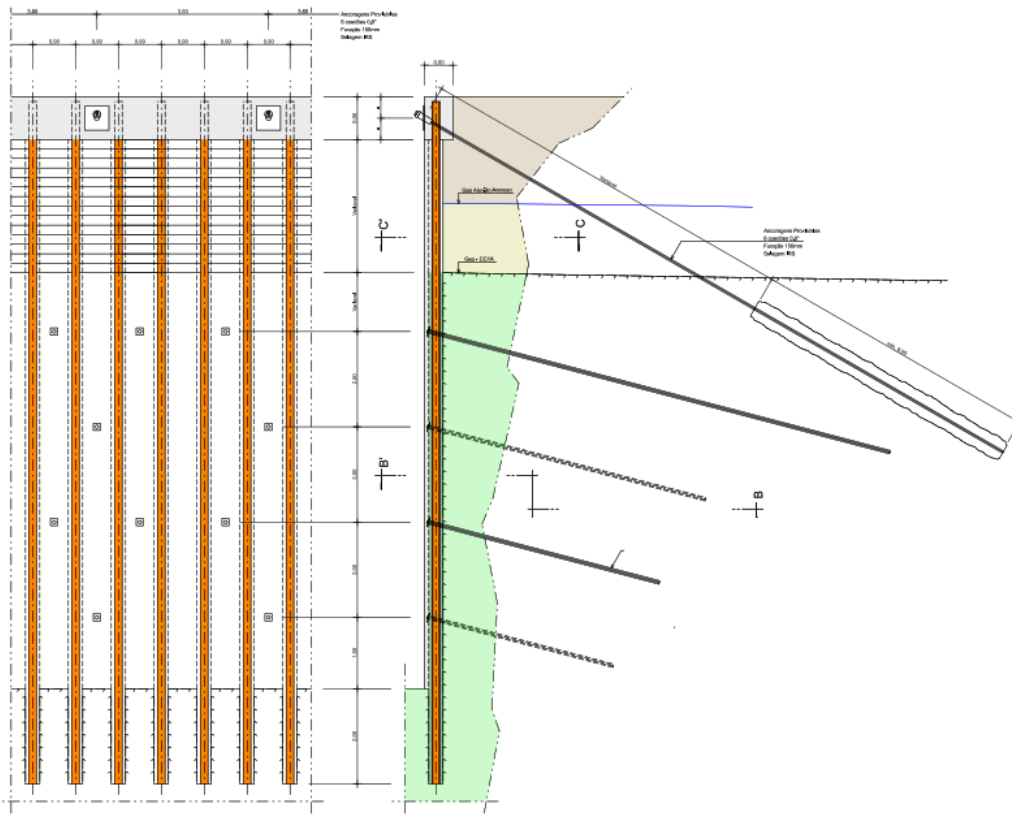


Figura 5 – Alçado e corte tipo da solução típica de contenção

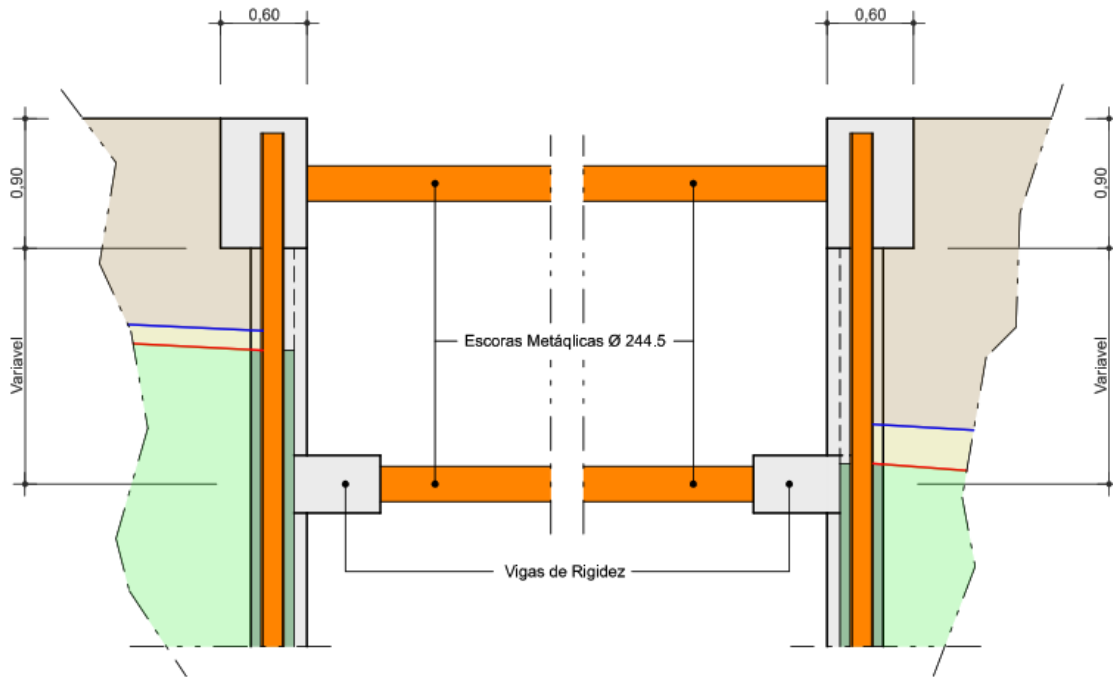


Figura 6 – Corte transversal da solução típica de contenção na OE6

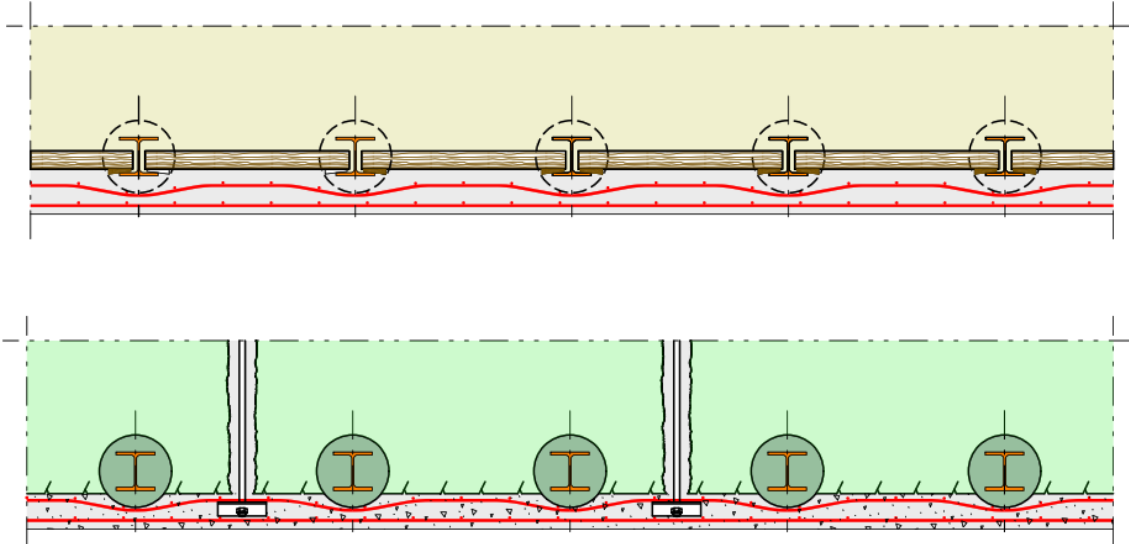


Figura 7 – Secção horizontal da solução de contenção, na zona de aluviões e aterros (imagem no topo) e gunitagem com pregagens na zona dos calcários (imagem inferior)

## 7.2 Solução de Fase Definitiva

Para a estrutura definitiva do túnel do metro e do LIOS prevê-se a adoção de processos construtivos habituais para este tipo de estrutura, adotando-se soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais com cimbre ao solo. No entanto e conforme mostrado mais à frente neste capítulo, face ao faseamento necessário de cumprir e à localização dos túneis foi necessário prever a execução de vigas de ligação entre ambos os túneis.

Na Figura 8 e Figura 9 apresenta-se a solução estrutural da secção do túnel do LIOS e do túnel do metro preconizada para a zona do Alvito, quando estes se encontram desligados entre si.

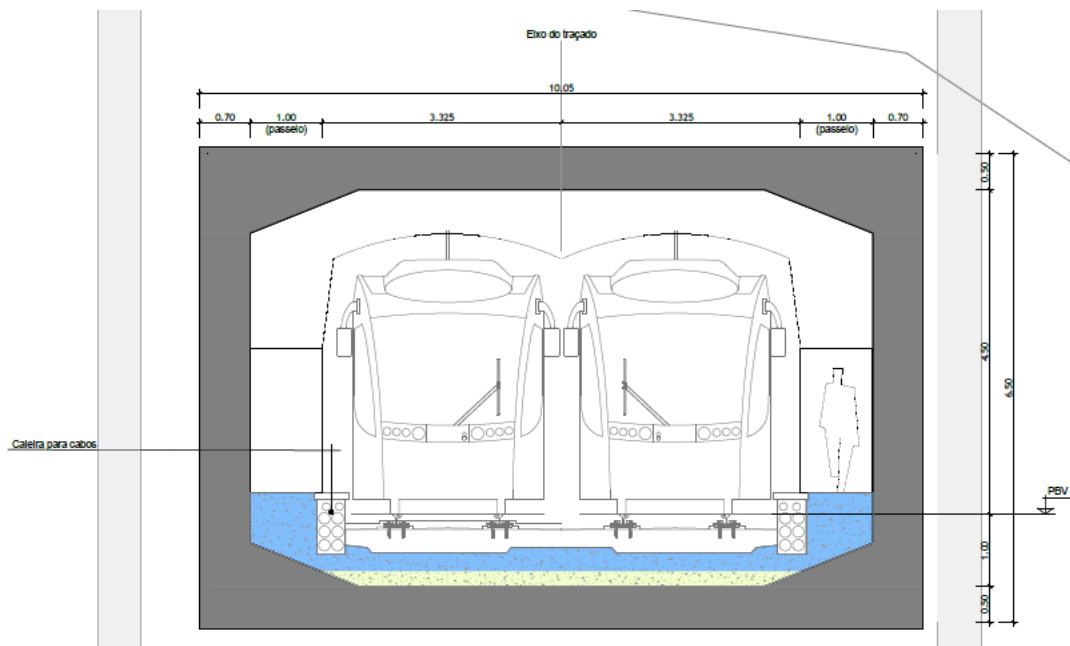


Figura 8 - Secção Tipo do Túnel do LIOS (sem escala)

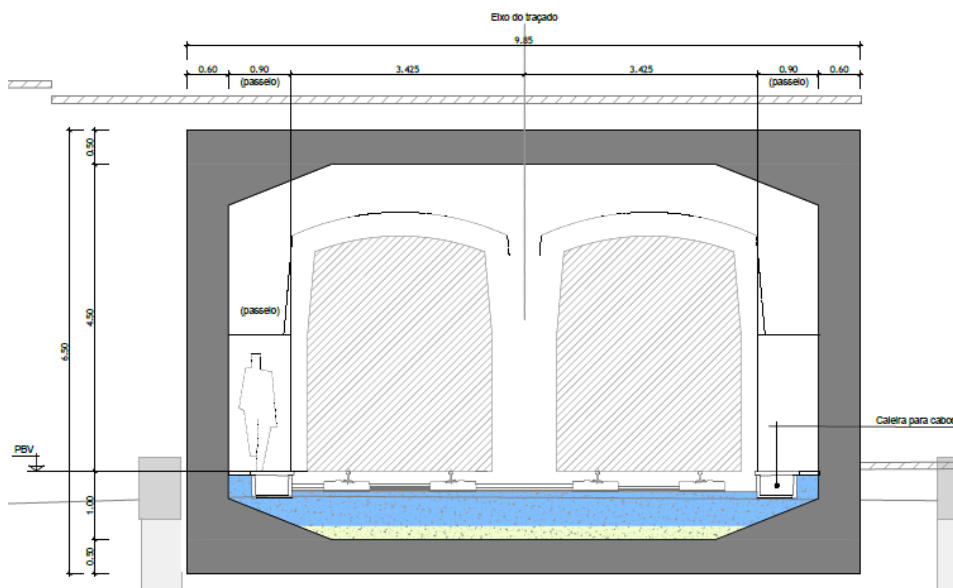


Figura 9 - Secção Tipo do Túnel do Metro (sem escala)



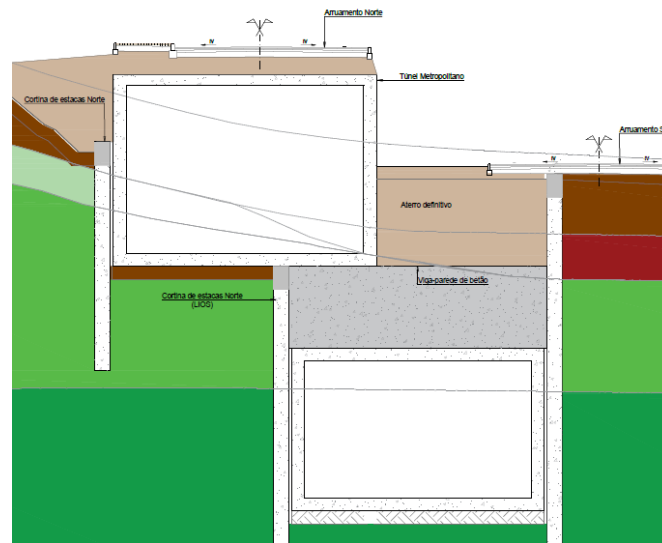


Figura 10 - Secção Tipo da solução de ligação entre o Túnel do Metro e Túnel do LIOS (sem escala)

Na extensão em que o túnel do metro se encontra por cima do túnel do LIOS, e sempre que o túnel do metro se encontre coincidente com o túnel do LIOS, na fase definitiva da estrutura foram definidas vigas-parede de ligação entre ambos os túneis, com uma secção de 0,60m x 3,80m (b x h).

Após conclusão da estrutura do túnel, será executado o aterro sobre este, faseadamente e em conjunto com a desinstalação dos escoramentos metálicos, até à reposição das condições atuais em termos de cota altimétrica, infraestruturas no sub-solo e arranjos exteriores.

### 7.3 Sistema de Impermeabilização

De forma a cumprir as exigências de estanqueidade definidas no Caderno de Encargos, prevê-se para a aplicação de um sistema de impermeabilização com recurso a uma barreira geossintética constituída por uma geomembrana impermeabilizante (policloreto de vinil) com 2 mm de espessura protegida com geotêxtil (polipropileno), de acordo com a especificação RT026 do ML e com as peças desenhadas do presente Projeto de Execução.

De acordo com o previsto no Caderno de Encargos, para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005).

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis (lâminas de estanqueidade do tipo watersop) à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo das galerias nos alinhamentos superior (abóbada) e inferior (soleira).

A compartimentação transversal será realizada aproximadamente a cada 8 metros, limitando-se assim a área máxima de cada compartimento a 250 m<sup>2</sup>.

A eventual necessidade de colocação de uma proteção mecânica, e suas características, deverá ser avaliada em conjunto com o aplicador e fornecedor do sistema de impermeabilização, em função do risco de danificação da tela de impermeabilização, tendo em conta o tipo de circulação e dos trabalhos a realizar em obra.

O sistema de impermeabilização será confirmado em função das condições encontradas em obra e em conjunto com o fornecedor e aplicador da solução.

Na Figura 11 apresentam-se os pormenores do sistema de impermeabilização do revestimento definitivo na zona das paredes e da laje de fundo.



Figura 11 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

Propõe-se, para as estruturas executadas a céu aberto, explorar em fase de obra a possibilidade de utilização do sistema de impermeabilização a base de mantas bentoníticas.

Neste cenário, a explorar em fase de obra, a utilização de soluções com telas bentoníticas armadas com armadura de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas a polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos.

## 8 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Neste capítulo apresentam-se de forma geral os faseamentos aplicados para as soluções definidas.

### 8.1 Solução de Contenção Provisória e Fase Definitiva

1. Instalação e zeragem de parte do sistema de instrumentação a implementar, em particular a instalação dos inclinómetros e piezómetro;
2. Realização de vistoria aos edifícios adjacentes ao recinto da escavação;
3. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
4. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a solução adotada, para execução da cortina. Incluindo a demolição/remoção faseada das construções existentes no local;
5. Execução de furos necessários à implantação dos perfis metálicos HEB160 que aí deverão ser colocados e selados. A furação será realizada recorrendo a um entubamento  $\phi = 320$  mm que visa evitar o colapso do furo. A selagem deve ser realizada abaixo da cota de fundo de escavação e terá, pelo menos 2,0 m de profundidade na formação calcária competente;
6. Execução de uma vala com 0,9 m de altura para execução da viga de coroamento e execução da viga de coroamento de ligação dos perfis já executados, betonada, na face de extradorso, contra o terreno, deixando os negativos para o caso de haver ancoragens. Acompanhada da instalação e zeragem dos alvos topográficos definidos no Plano de Instrumentação e Observação;

7. Execução das ancoragens provisórias, de acordo com o disposto na EN1537:2013, e/ou instalação de escoramentos provisórios, ao nível da viga de coroamento;
8. Realização de ensaios de receção simplificados em todas as ancoragens, de modo a comprovar a sua eficácia para as cargas de dimensionamento. Nas ancoragens instrumentadas com células de carga deverão ser executados ensaios de receção detalhados. Todos os ensaios de receção deverão respeitar o disposto na EN ISSO 22477-5:2018;
9. Escavação acompanhada com a aplicação das pranchas de madeira entre os perfis de modo a conter as terras até à base da 1ª viga de distribuição
10. Escavação acompanhada com a aplicação das pranchas de madeira entre os perfis de modo a conter as terras até atingir a camada rochosa; Escavação no máximo 0,5 m abaixo do 1º nível de pregagens;
11. Furação de 3", colocação da armadura e selagem com calda de cimento por gravidade para garantir a selagem da armadura às paredes do furo;
12. Após a execução do primeiro nível de pregagens e da gunitagem da área envolvente, prosseguir com a escavação para executar os níveis seguintes de pregagens e respetiva gunitagem, sempre 0.5 m no máximo abaixo da cota prevista para execução da pregagem;
13. Conclusão do muro pregado, até atingir a cota de escavação definida no projeto de estabilidade.
14. Execução de laje de fundo da secção definitiva do túnel do LIOS, incluindo todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
15. Execução da restante estrutura do túnel do LIOS, incluindo execução de hasteais e laje de cobertura assim como todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
16. Execução das vigas superiores de ligação entre túneis;
17. Execução de aterro faseado até à cota de base do túnel do metro;
18. Execução de laje de fundo da secção definitiva do túnel do metro, incluindo todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
19. Execução da restante estrutura do túnel do metro, incluindo execução de hasteais e laje de cobertura assim como todos os trabalhos relativos à execução da solução de impermeabilização preconizada em projeto;
20. Remoção e desativação dos travamentos do 2º nível da contenção provisória;
21. Execução de aterro faseado até à cota de base da viga de coroamento;
22. Remoção e desativação dos travamentos do nível da viga de coroamento da contenção provisória;
23. Execução de aterro faseado até à cota final da fase definitiva com reposição de todos os serviços necessários.

## 9 PROJETO GEOTÉCNICO DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS

A análise efetuada visou a realização de um estudo específico visando a análise de tensões e deformações experimentadas pelo solo ao longo das várias fases de execução da obra e as situações mais condicionantes para o dimensionamento estrutural.

## 9.1 Ações consideradas

As ações consideradas são as apresentadas no Tabela 10.

Tabela 10 - Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
<b>CARGAS PERMANENTES</b>	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
<b>AÇÕES DO SOLO</b>	–
Impulsos do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
<b>IMPULSOS DE ÁGUA</b>	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos nos estudos hidrogeológicos (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
<b>SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE</b>	–
Carga de ocupação à superfície	$10 \text{ kN/m}^2$

## 9.2 Combinações de ações para os estados limite e abordagens de cálculo

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na NP EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

### Combinação fundamental geral:

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

Em que:

- $E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;
- $\gamma_{G,j}$  – coeficiente parcial relativo à ação permanente  $j$ ;
- $G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\gamma_{Q,1}$  – coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;
- $Q_{k,1}$  - valor característico da ação variável de base de combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$  – coeficiente parcial relativo à ação variável  $i$ ;
- $\psi_{0,i}$  – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

### Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

- $E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\psi_{2,i}$  – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

Os coeficientes de redução  $\psi$  adotados são os definidos no Tabela 11:

Tabela 11 - Coeficientes de redução

Ação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

Em Portugal, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1.

Assim, no presente projeto considerou-se a abordagem de cálculo 1 nos seguintes elementos:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1 .....(caso geral)
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1 .....(caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 12) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 13 e Tabela 14).

Tabela 12 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Tabela 13 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

Parâmetro do solo	Símbolo	STR/GEO	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso volúmico	$\gamma_r$	1,00	1,00

Tabela 14 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	$\gamma_c$	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	$\gamma_s$	1,15

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento global (UPL) serão considerados os valores dos coeficientes parciais de segurança:

Tabela 15 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

Ação		Símbolo	UPL
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,00
	Favorável	$\gamma_{G,stb}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Tabela 16 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.

Parâmetro do solo	Símbolo	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,25

Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{Su}$	1,40
a) Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$		

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento hidráulico (HYD) serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança:

Tabela 17 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

Ação		Símbolo	HYD
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,35
	Favorável	$\gamma_{G,stab}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos estruturais é garantida com base na seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que  $S_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Na consideração de um estado de limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR ou GEO) deve ser feita a verificação de que:

$$E_d \leq R_d$$

em que  $E_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e da capacidade resistente em relação a uma ação.

Na verificação dos estados limites de utilização no terreno ou numa seção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d$$

em que  $E_d$  e  $C_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e o valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização. A avaliação dos deslocamentos verticais e horizontais para uma estrutura de contenção é realizada considerando a combinação característica.

### 9.3 Modelos Numéricos

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias foram consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

A análise estrutural foi realizada com base em modelos planos para o dimensionamento das secções representativas das estruturas de contenção.



Os modelos adotados foram realizados com recurso ao programa de elementos finitos SOFiSTiK, o qual permite modelar a interação entre o solo e as estruturas por meio de uma análise de tensões e deformações.

Os modelos de cálculo permitiram a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados, para além de deformações do maciço envolvente, os esforços nas estruturas de contenção em particular na Cortina de Berlim provisório, assim como nas escoras e ancoragens de travamento.

Com base nos esforços obtidos, realizaram-se as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

Para definição da malha de elementos finitos, foram utilizados elementos retangulares de 4 nós tendo o nível de discretização da malha sido localmente ajustado para uma maior densidade de elementos finitos junto às estruturas de contenção.

O faseamento construtivo foi simulado de acordo com o previsto no projeto, tendo-se iniciado pela primeira fase de geração de tensões iniciais e em seguida execução das estruturas de contenção, nomeadamente Cortina de Berlim provisório, e aplicadas as sobrecargas à superfície sendo nesse momento efetuada uma zeragem das deformações antes de prosseguir para os seguintes passos. As fases seguintes foram simuladas conforme faseamento estabelecido nas peças desenhadas de projeto, incluindo a fase de execução da estrutura definitiva e execução do aterro sobre este de forma faseada com a desinstalação dos escoramentos metálicos.

Apresenta-se na Figura 12 o modelo elaborado para estudo da contenção provisória, na secção A, e nas figuras seguintes apresentam-se os modelos das secções B e C e o exemplo do faseamento construtivo para o primeiro modelo. Nestes modelos, as fronteiras verticais, à esquerda e direita, têm os deslocamentos horizontais fixos e a fronteira horizontal inferior tem os deslocamentos verticais fixos. As cortinas, são instaladas com elementos não lineares de interface.

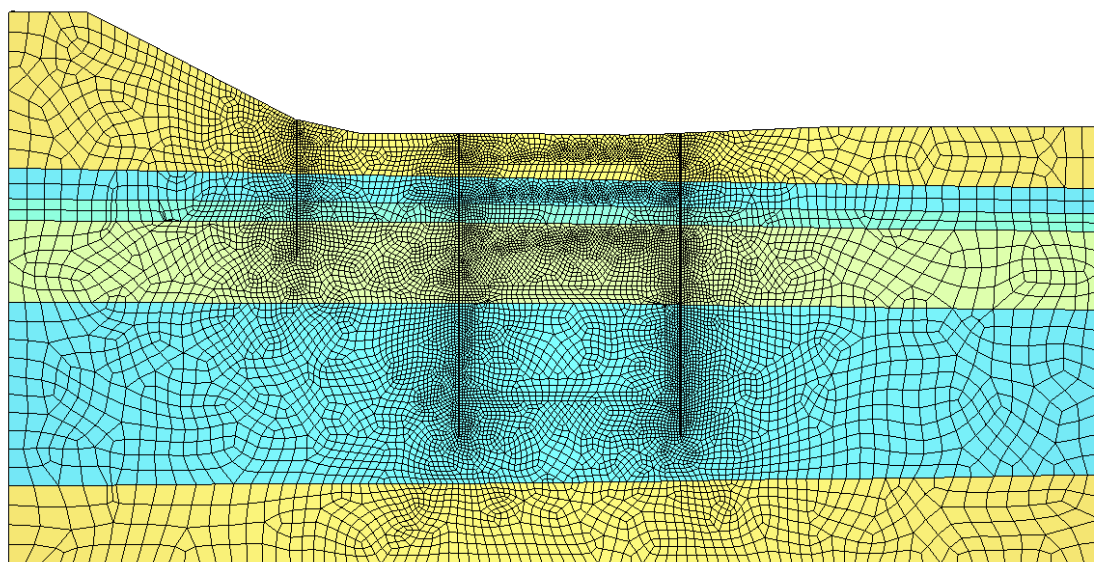


Figura 12 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção A – fase inicial

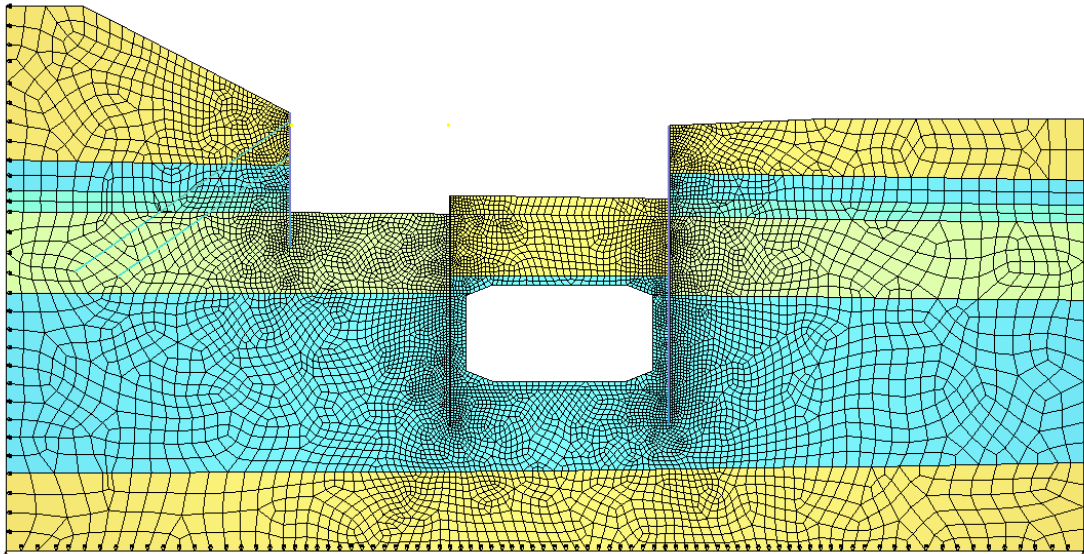


Figura 13 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – *Secção A – fase final*

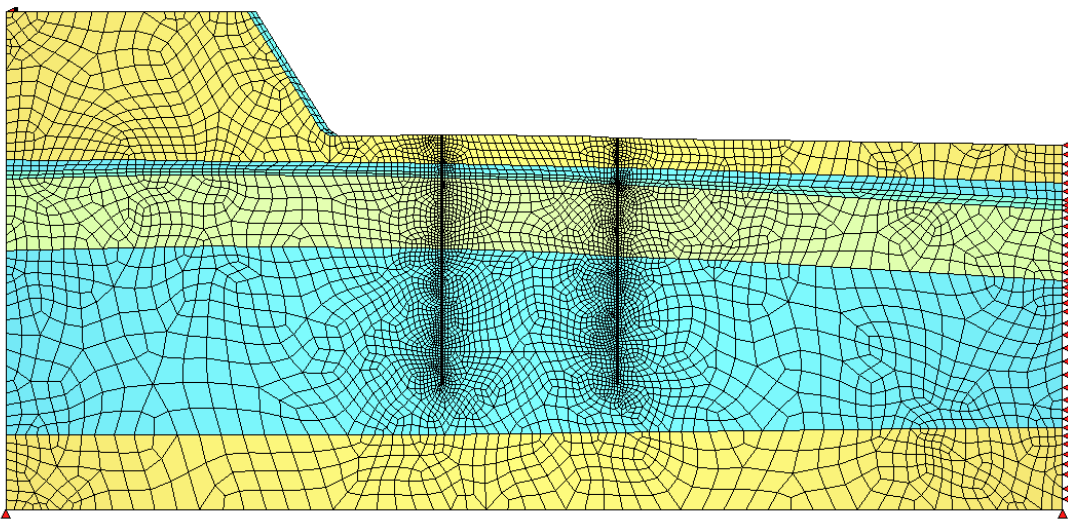


Figura 14 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – *Secção B – fase inicial*

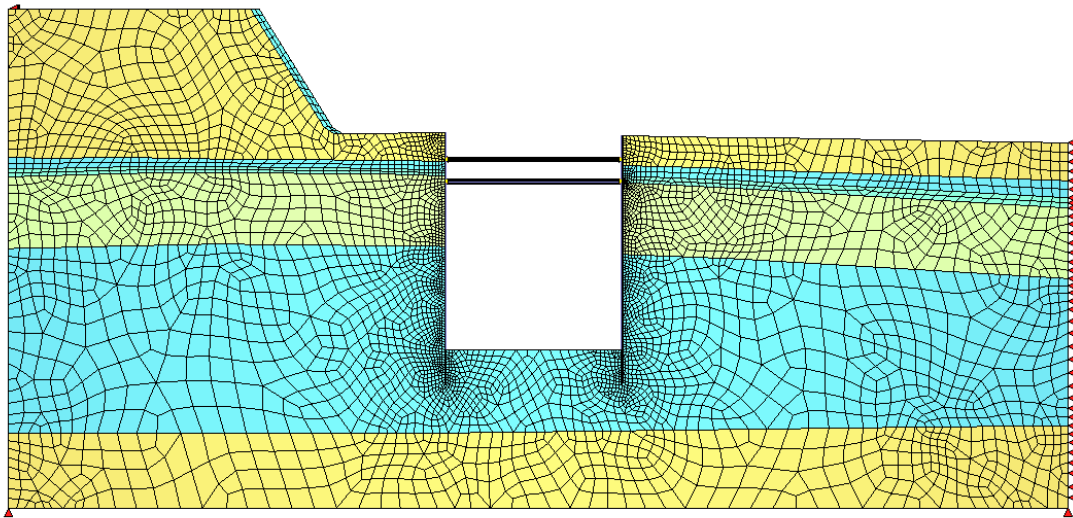


Figura 15 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção B – fase final

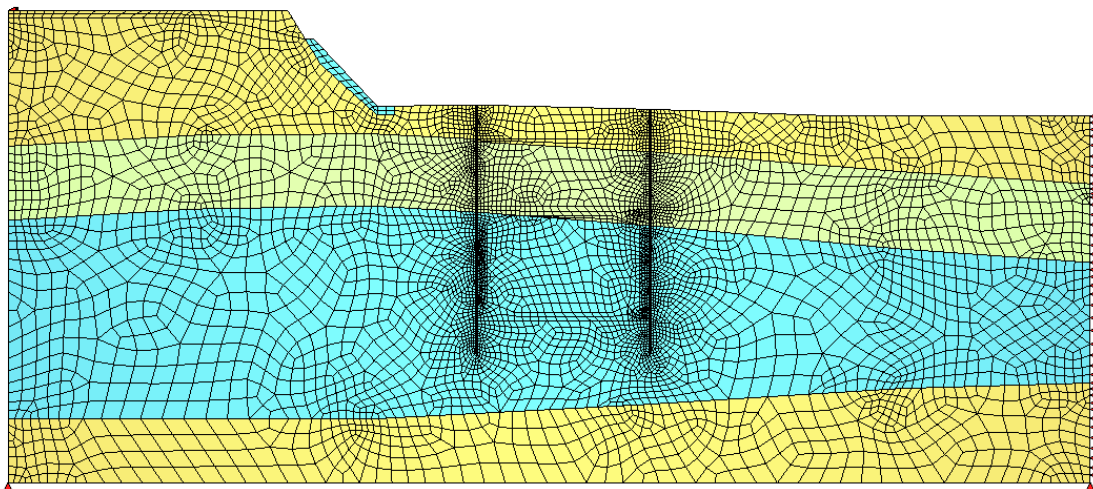


Figura 16 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção C – fase inicial



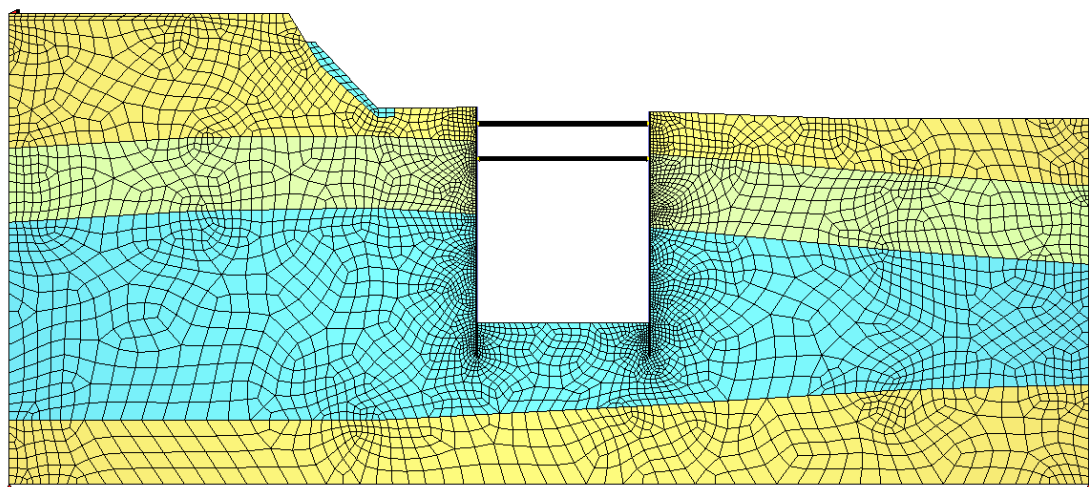


Figura 17 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – *Secção C* – *fase final*

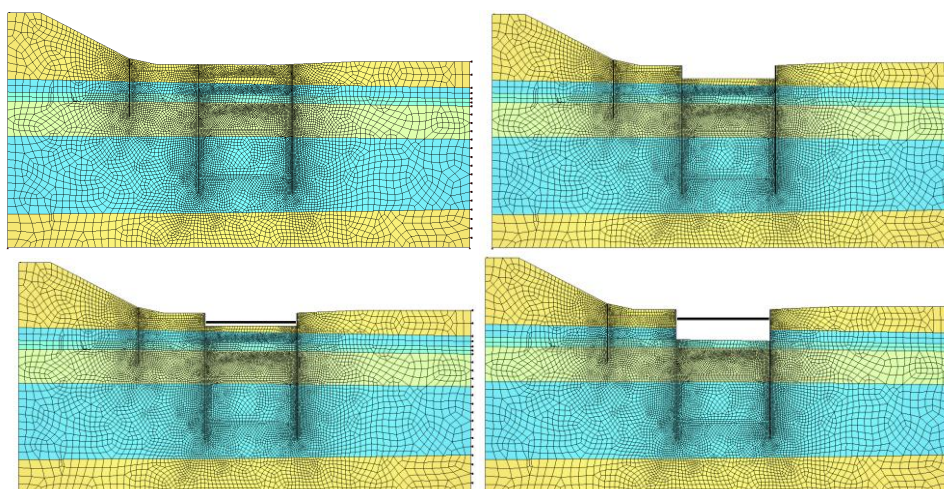


Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – *Secção A* – *faseamento construtivo (1/4)*

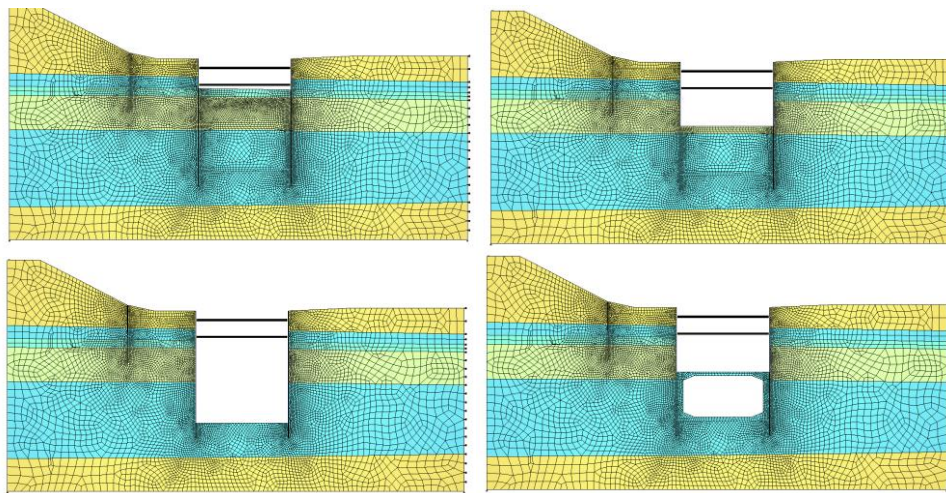


Figura 19 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção A – faseamento construtivo (2/4)

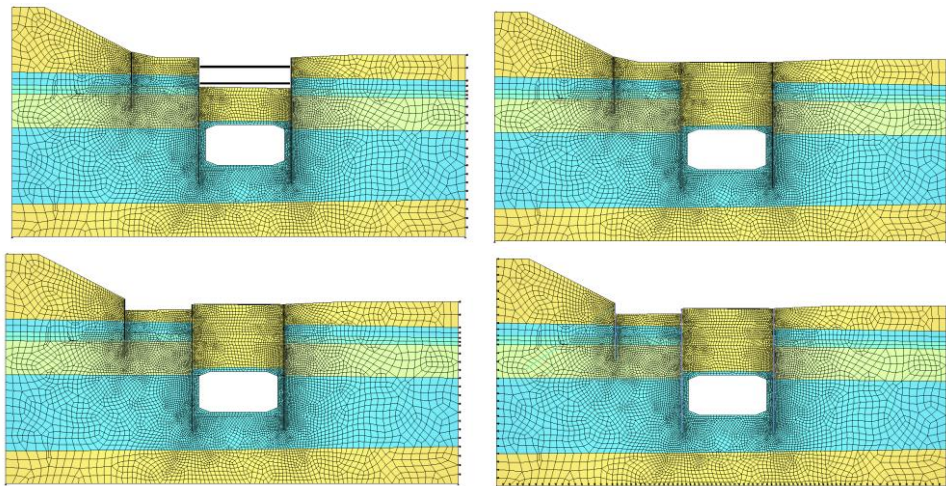


Figura 20 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção A – faseamento construtivo (3/4)

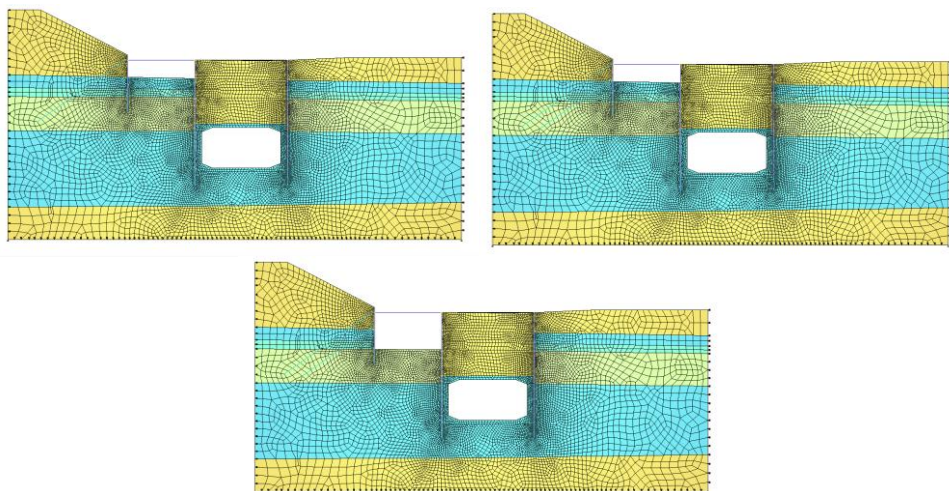




Figura 21 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiStiK* – *Secção A – faseamento construtivo (4/4)*

## 9.4 Verificações de segurança

A verificação da segurança dos diversos elementos estruturais que constituem as soluções propostas foi efetuada de acordo com as disposições regulamentares, nacionais e internacionais, em vigor.

As referidas disposições regulamentares traduzem-se na aferição das dimensões médias dos elementos estruturais para um conjunto de situações de projeto a que corresponde uma expectável probabilidade de ocorrência dos estados limite.

Neste contexto, estes estados constituem limites para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os requisitos fundamentais de projeto, nomeadamente estados limites últimos e estados limites de utilização.

Com vista à verificação de segurança dos diversos elementos, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações de ações:

Tabela 18 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança

Verificações de segurança	Combinação
Estados Limites Últimos (ELU)	Combinações fundamentais de ações
Estado Limite de Utilização (ELS)	Combinação característica de ações

Para a verificação da segurança aos estados limites referidos foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes.

Nesta fase de estudo consideraram-se relevantes as verificações da segurança aos estados limites dos elementos estruturais indicados na

Tabela 19, sendo as mesmas efetuadas de acordo com as disposições das normas NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

Tabela 19 – Verificações de segurança associadas às contenções provisórias

	Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Cortina de Berlim provisório	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Microestacas	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento
		Estado limite último de capacidade de carga do terreno (atrito lateral)
	Escoras	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento
	Vigas de coroamento	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Vigas de distribuição metálicas	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Ancoragens	Estado limite último de resistência à tração

		Estado limite último de capacidade de carga do terreno (atrito lateral)
	Betão projetado	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
		Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Cortina de Berlim provisório	Deformação horizontal
	Terreno envolvente	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação

Apresenta-se para esta fase, no capítulo seguinte apenas algumas das verificações de segurança resumidas para os elementos principais da solução definida.

#### 9.4.1 Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, a verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão foi assegurada através da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

onde:

$M_{Ed}$  valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{Rd}$  valor de cálculo da resistência máxima do elemento estrutural.

#### 9.4.2 Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, no âmbito da verificação do Estado Limite Último de resistência ao esforço transversal, deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

Em que:

$V_{Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,S}$  valor de cálculo do esforço transversal que pode ser suportado por um elemento com armadura específica de esforço transversal;

A armadura de esforço transversal é calculada de forma a satisfazer  $V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$ . De entre os métodos de cálculo disponíveis optou-se por se seguir o disposto no método das bielas de inclinação variável, para elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais.

$$V_{Rd,S} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times b \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

onde:

$\theta$  - ângulo das bielas de betão com o eixo do elemento;

$A_{sw}$  - área da armadura de esforço transversal;

$s$  - espaçamento da armadura de esforço transversal;



$z$  - para um elemento de altura constante, representa o binário das forças interiores correspondente ao momento fletor máximo no elemento que está a ser considerado. Usualmente pode recorrer-se ao valor aproximado  $z=0,9d$ .

$f_{ywd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transverso;

Da aplicação desta expressão resultam, para verificação da condição  $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ , as áreas de armadura transversal a adotar nos elementos de betão armado.

### 9.4.3 Estado Limite Último de capacidade de carga do terreno

Dado que as ancoragens se encontram à tração as características atribuídas à resistência de ponta são nulas, considerou-se, que o bolbo de selagem das ancoragens, funcionará apenas por resistência lateral. Segundo o Eurocódigo 7 a verificação da segurança é garantida pela condição:

$$\frac{N_{raro}}{R_{c;m}} \leq FS$$

onde:

$N_{raro}$  - valor de cálculo das ações axiais correspondentes à combinação rara.

$R_{c;m}$  - valor médio da resistência do bolbo de selagem, determinado de acordo com a metodologia de Doix e Bustamante.

A resistência média do bolbo de selagem é dada pela expressão seguinte:

$$R_{c;m} = \pi \cdot \alpha \cdot D_d \cdot q_s \cdot L_{selagem}$$

em que:

$\alpha$  - Coeficiente de expansibilidade do furo na zona selada. Foram considerados os valores recomendados pelo fabricante, para os terrenos de selagem dos elementos;

$D_d$  - Diâmetro de furacão;

$q_s$  - Valor médio da resistência unitária última da interface calda-terreno, obtido a partir dos ábacos de Bustamante e Doix (1985) em função do tipo de terreno e do tipo de re-injeção;

$L_{selagem}$  - Comprimento do bolbo de selagem;

$FS$  - Fator de segurança segundo EC7, sendo função das ações e tipo de cargas.

### 9.4.4 Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento

No que respeita aos perfis horizontais, do tipo HEB, de acordo com o Eurocódigo 3, a verificação da segurança ao estado limite último de resistência à encurvadura pode ser assegurado de acordo com a seguinte condição:

$$N_{b.Rd} = \chi \cdot A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

onde:

$N_{Sd}$  - Valor de cálculo do esforço axial atuante;

$N_{b.Rd}$  - Valor de cálculo da resistência à encurvadura global.

A resistência à encurvadura global por varejamento é definida pela seguinte expressão:

sendo:

$A_s$  - Área da secção transversal;

$f_y$  - Tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M1}$  - Coeficiente parcial de segurança, considerado igual a 1,0;

$\chi$  - Fator de redução para o modo de encurvadura.

#### 9.4.5 Estado Limite Último De Resistência à Tração

De acordo, com EN 1537, toma-se que o valor máximo da tração de blocagem (P0) aplicada deve ser limitado pelo valor de 0,60 Rt,k.

Por outro lado, admitem-se perdas por reentrada das cunhas aquando a aplicação do pré-esforço, tem-se então, para o número de cordões de cada cabo de pré-esforço os seguintes valores:

Para a estimativa do valor das perdas por reentrada das cunhas, por cordão, tem-se a seguinte relação:

$$\Delta P_{\text{cordão}} = \frac{EA}{L} \times \Delta d$$

Sendo:

E – Módulo de elasticidade do aço;

A – Área dos cordões da ancoragem;

L – Comprimento livre da ancoragem;

$\Delta d$  – Reentrada das cunhas.

De acordo com a EN 1537 encontra-se verificada a segurança ao Estado Limite Último de tração desde que seja assegurada a seguinte condição:

$$\frac{P_d}{R_{t;d}} \leq 1$$

Onde:

$P_d$  - Valor de cálculo da força de pré-esforço aplicado na ancoragem.

$R_{t;d}$  - Valor de cálculo da resistência da armadura da ancoragem à tração, sendo esta dada por:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_R}$$

em que:

$R_{t;k}$  - Valor característico da resistência da armadura da ancoragem à tração. Nesta verificação constitui o valor característico da força de rotura à tração da armadura da ancoragem;

$\gamma_R$  - Fator parcial associado a resistência da ancoragem. Foi admitido no mínimo um valor de 1,35.

O valor característico da capacidade resistente da armadura que constitui ancoragem ( $R_{t;k}$ ), pode ser determinado pela seguinte equação:

---

$$R_{t,k} = A_t \cdot f_{t,k}$$

onde:

$A_t$  - Área da secção transversal da armadura de pré-esforço. Neste caso igual a 6x140 mm<sup>2</sup> (6 cordões de 0,6') por secção;

$f_{t,k}$  - Valor característico da tensão de rotura à tração da armadura de ancoragem. Neste caso para o aço 1670/1860 toma o valor de 1860MPa.

De acordo com a mesma Euro-norma, a carga de bloqueio aplicada deverá ainda respeitar a seguinte relação:

$$P_0 \leq 0,60 \cdot R_{t,k}$$

## 10 RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS

Neste capítulo apresentam-se apenas as principais verificações de segurança associadas ao dimensionamento dos elementos principais constituintes das contenções provisórias. Os esforços apresentados dos respetivos elementos foram obtidos ou extrapolado através dos modelos de cálculo previamente apresentados e desenvolvidos.

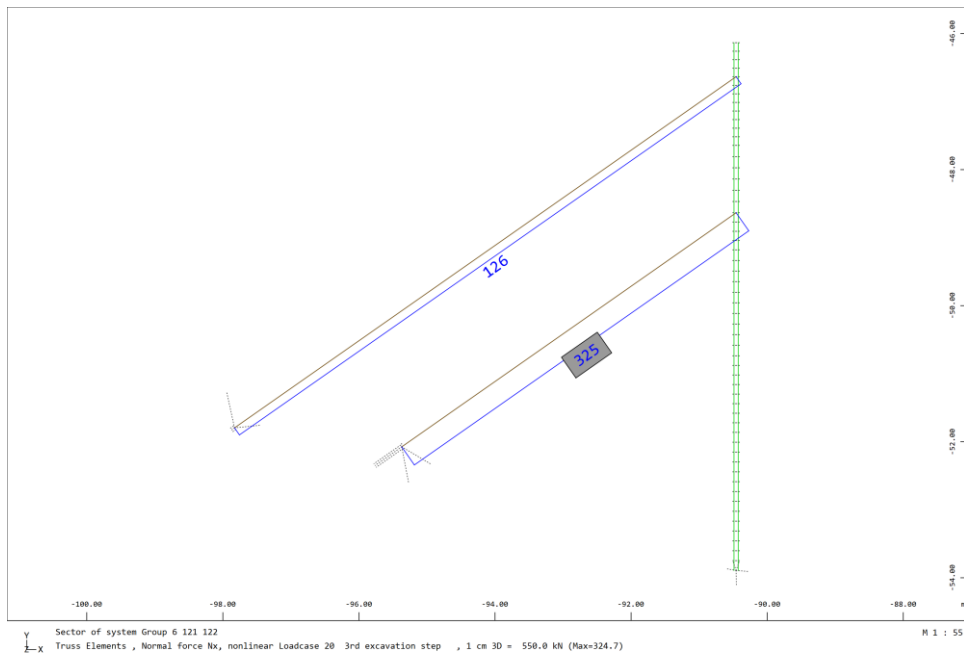
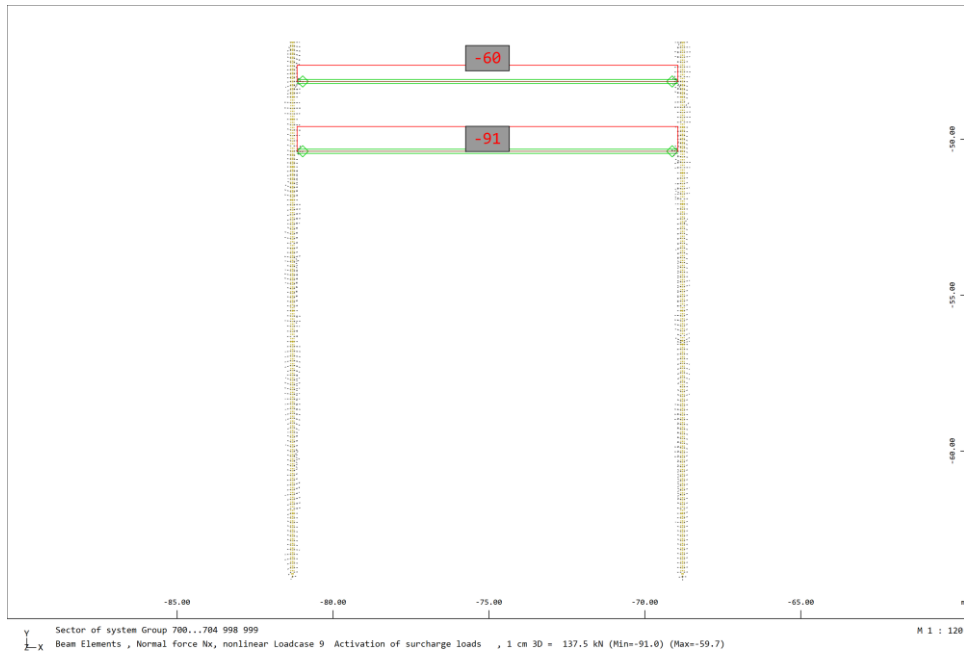


Figura 22 – Esforço Axial (kN/m) nas escoras ancoragens no comprimento livre – Secção A

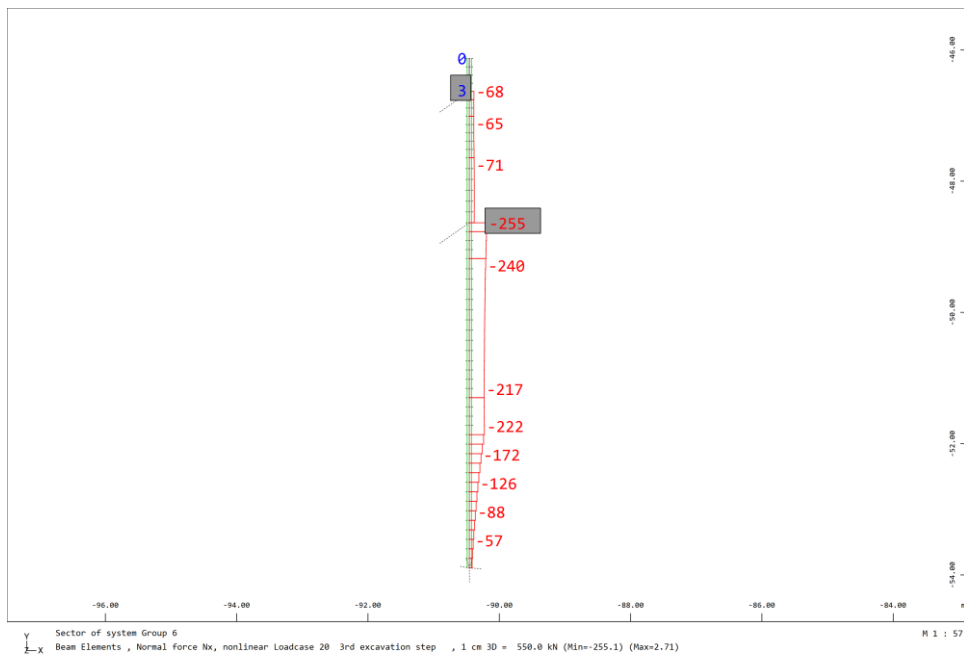
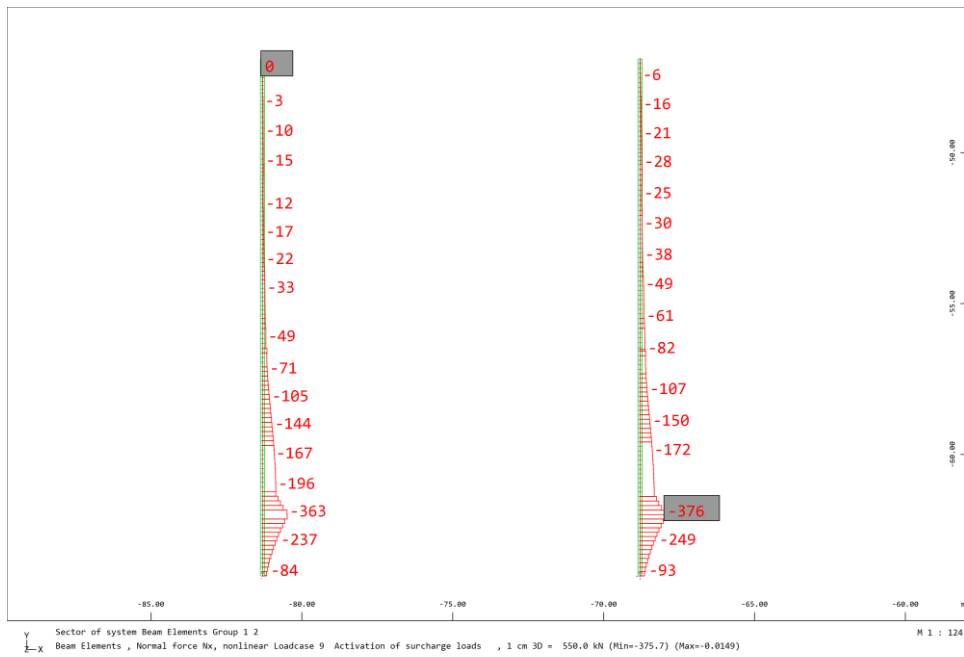


Figura 23 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção A

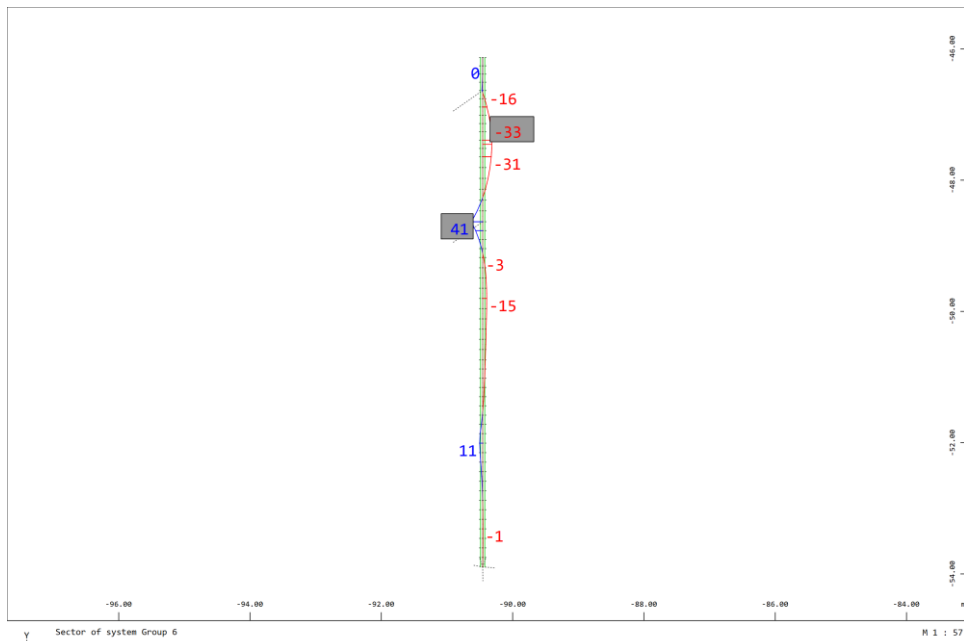
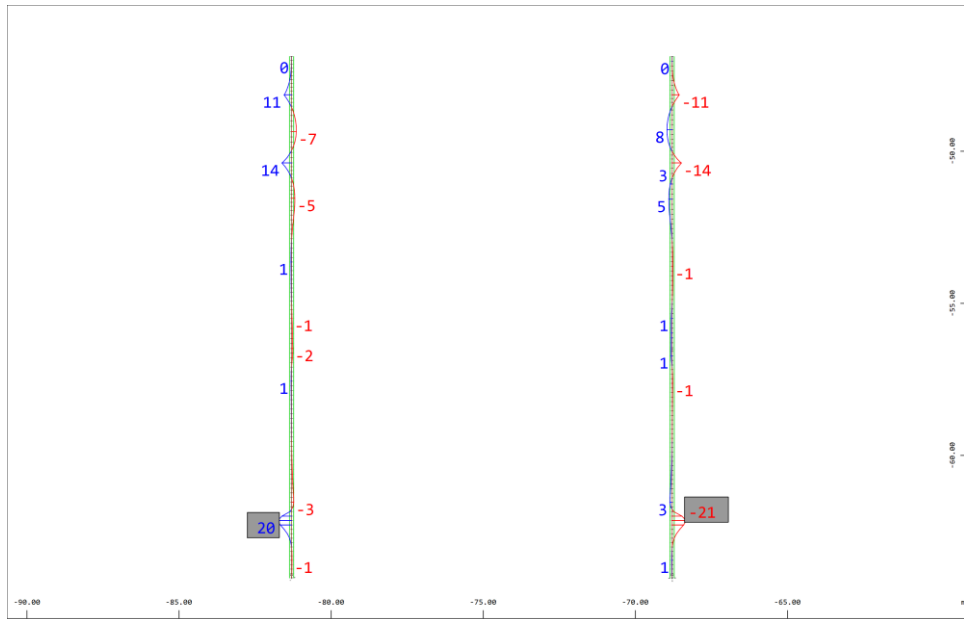


Figura 24 – Momento flector (kN.m/m) nas cortinas – Secção A

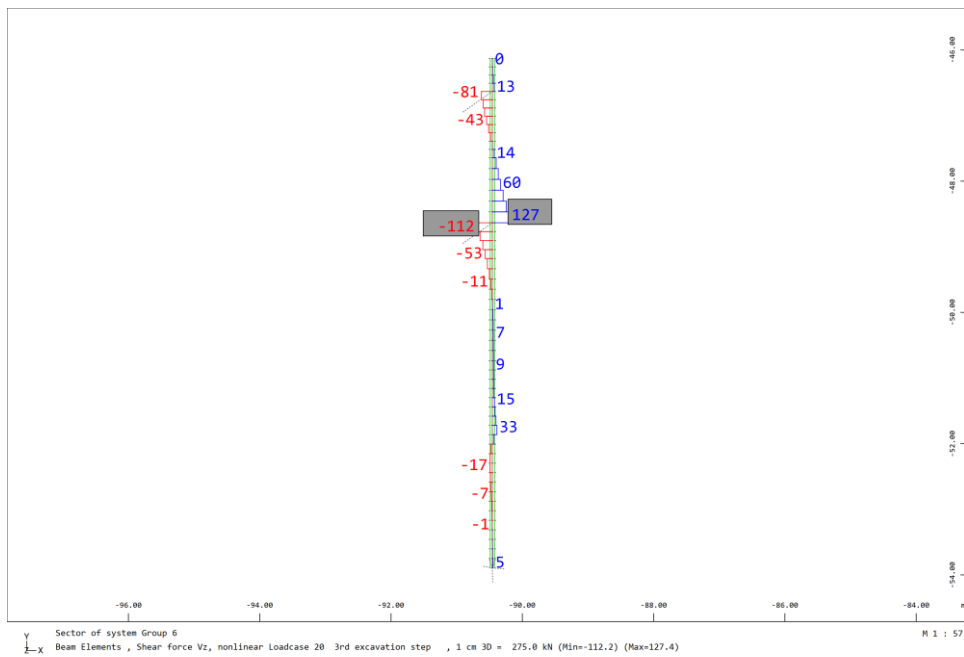
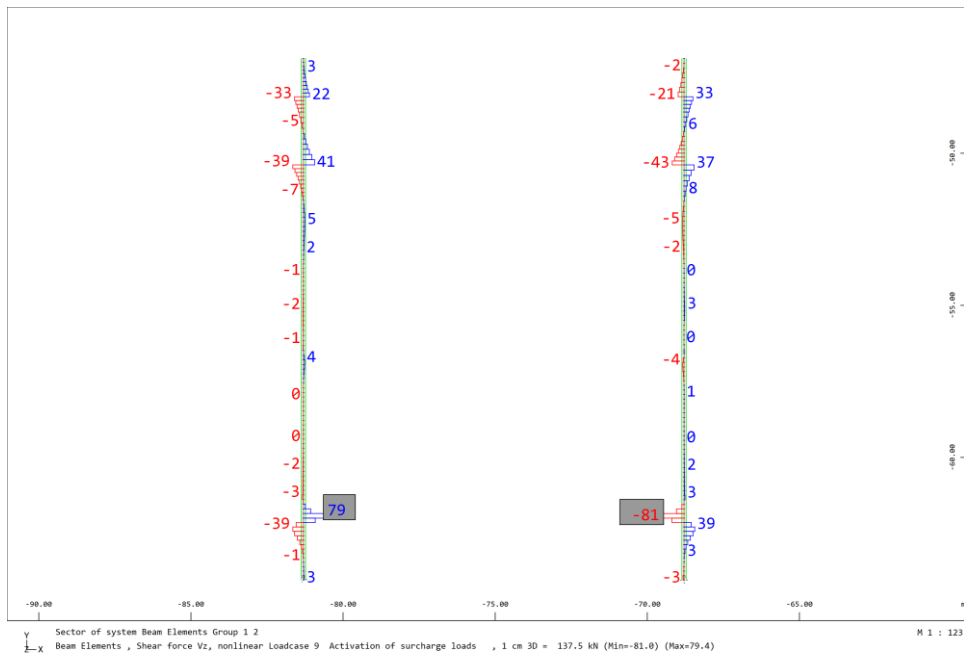


Figura 25 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção A



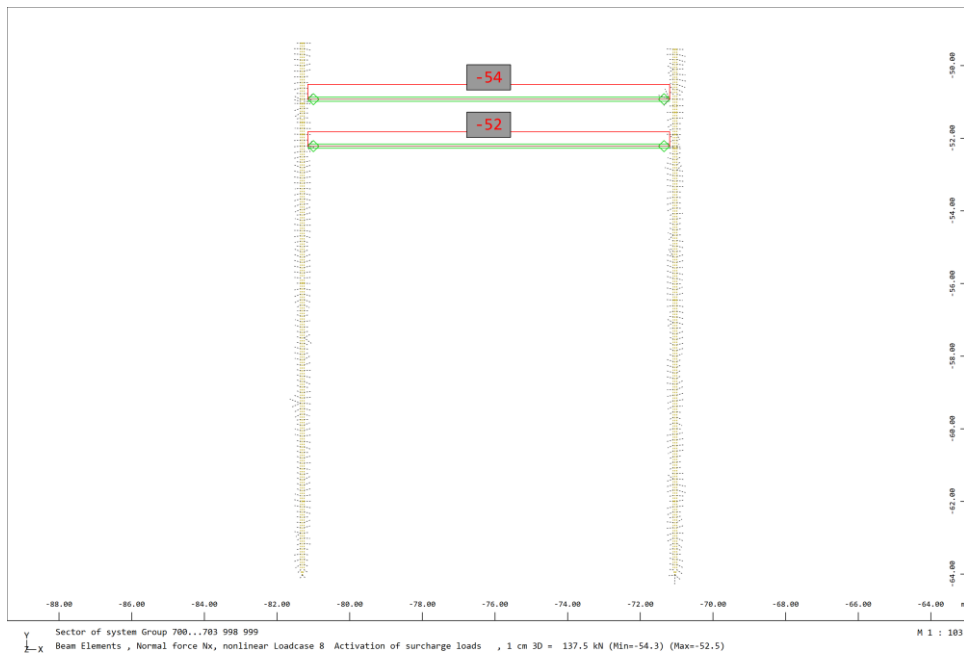


Figura 26 – Esforço Axial (kN/m) nas escoras – Secção B

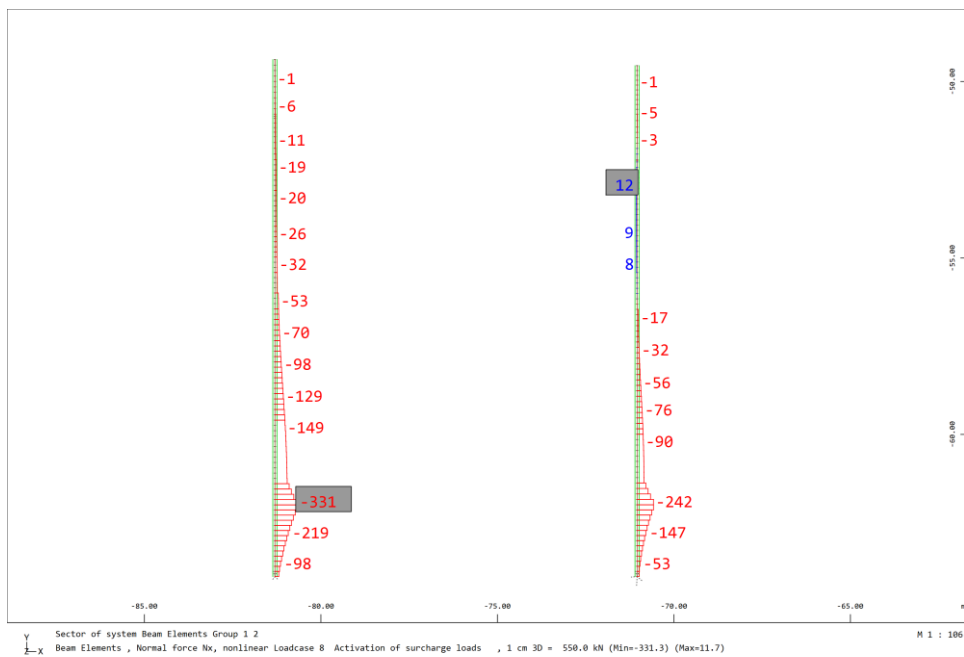


Figura 27 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção B

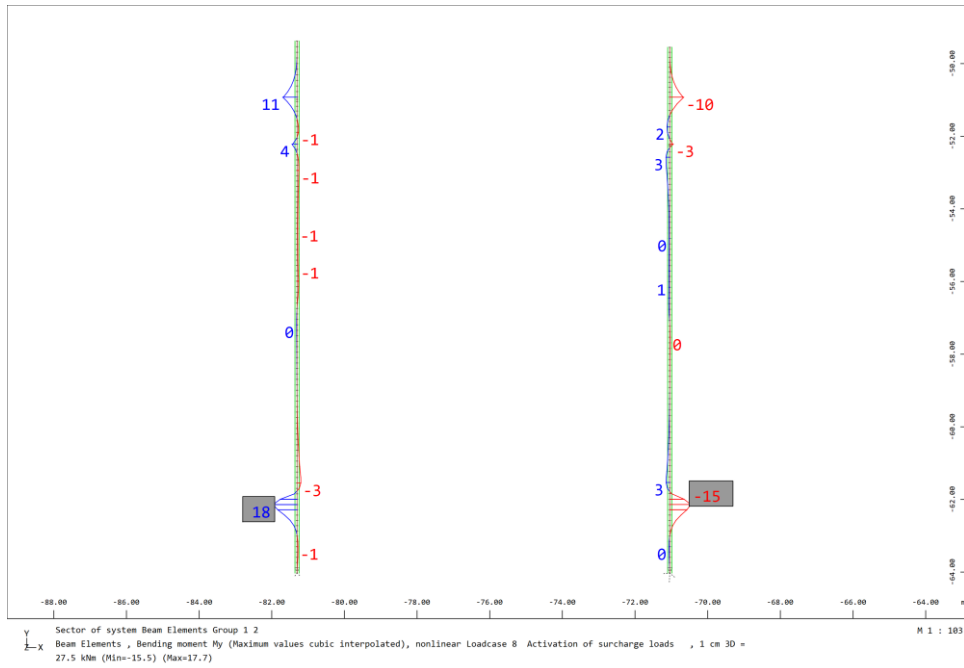


Figura 28 – Momento flector (kN.m/m) nas cortinas – Secção B

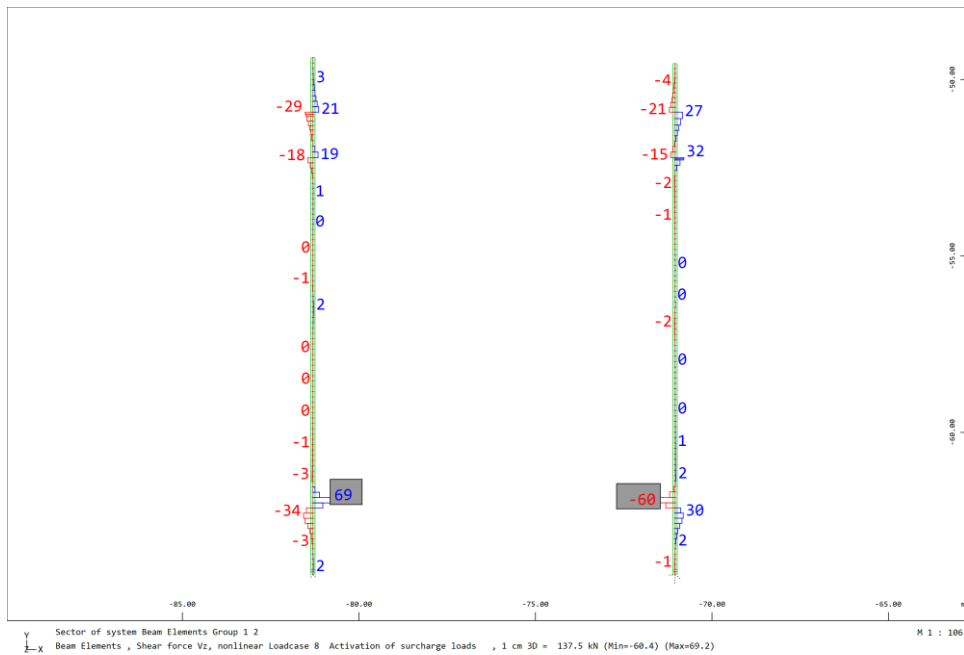


Figura 29 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção B

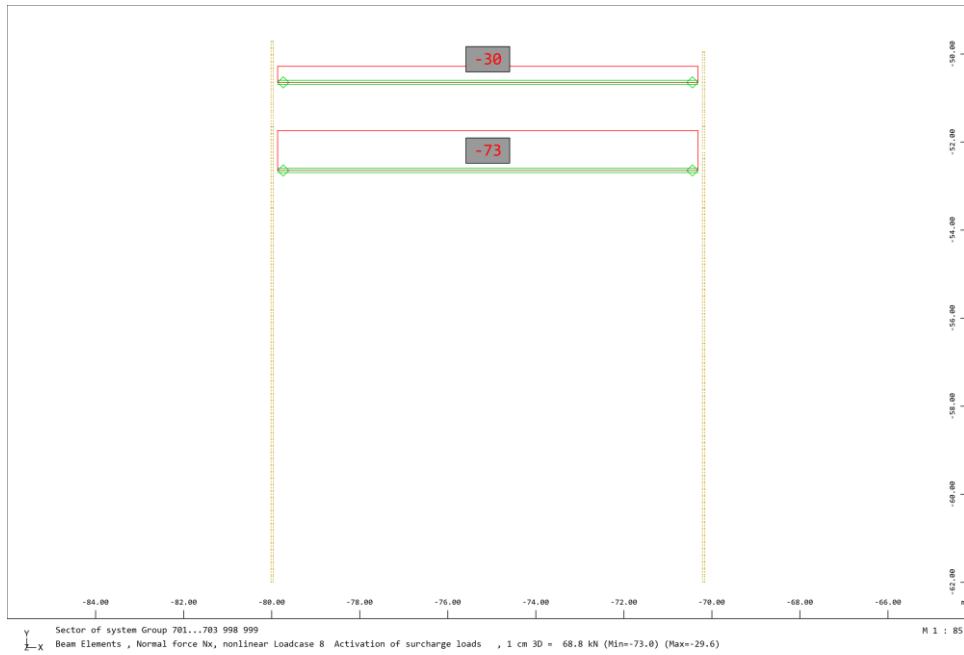


Figura 30 – Esforço Axial (kN/m) nas escoras – Secção C

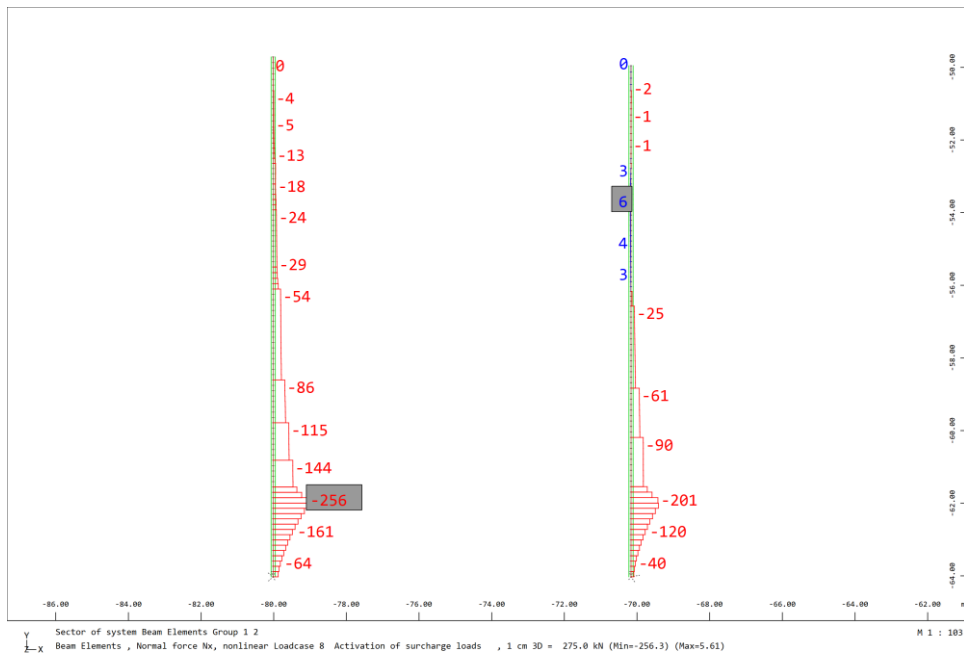


Figura 31 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção C

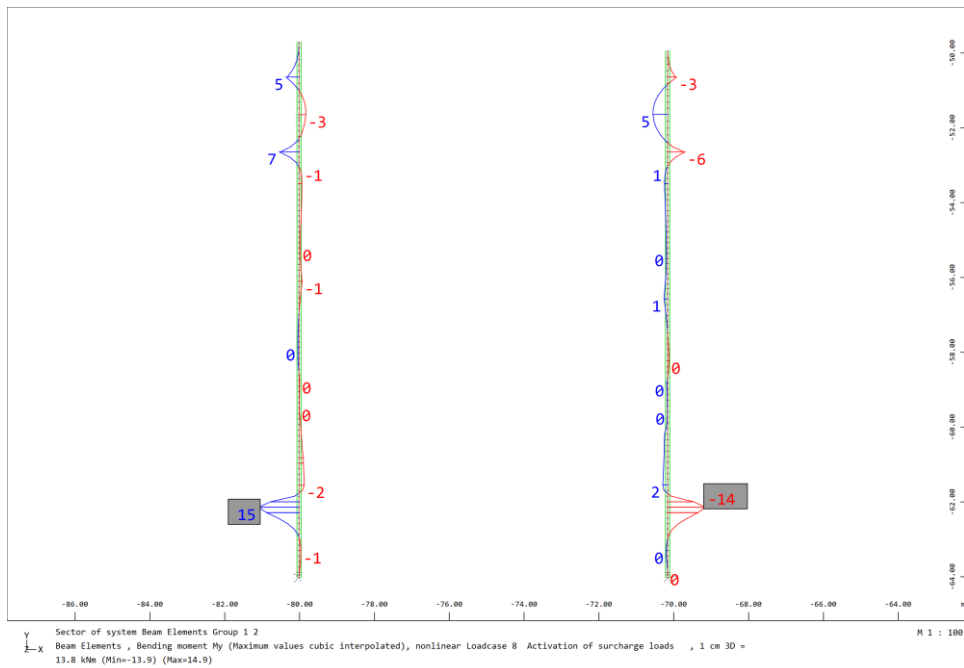


Figura 32 – Momento fletor (kN.m/m) nas cortinas – Secção C

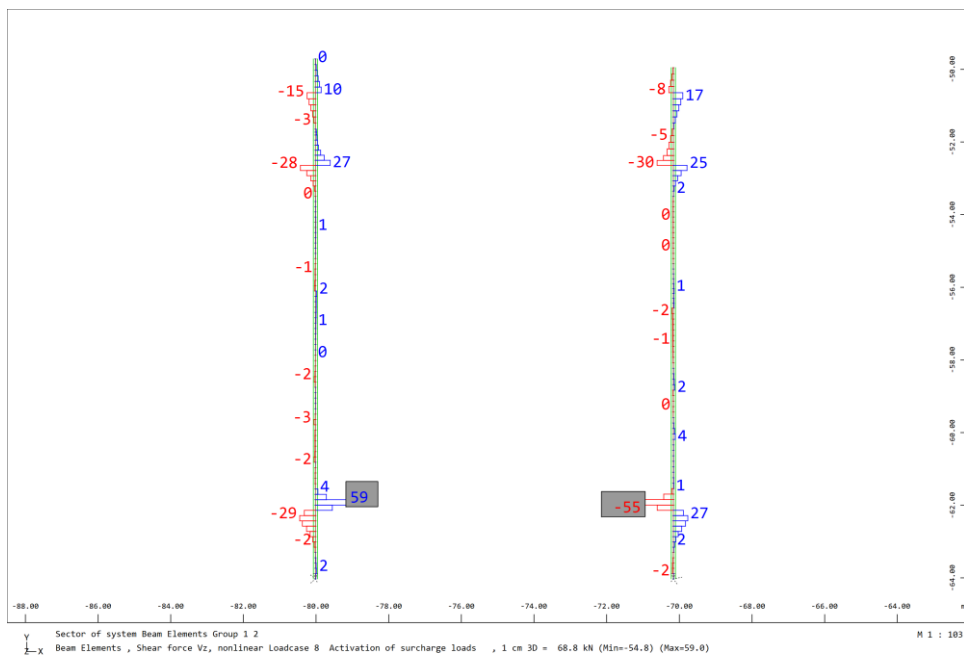


Figura 33 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção C

### 10.1.1 Verificação do Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 20 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência à flexão

Elemento	Msd [kNm]	b [m]	d [m]	u	As,nec [cm <sup>2</sup> ]	As, adotada [cm <sup>2</sup> ]
Viga de coroamento	189,1	0,9	0,55	0,0347	8,08	12,06 (6 Ø 16)

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

### 10.1.2 Verificação do Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 21 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência ao corte

Elemento	Vsd [kNm]	b [m]	d [m]	z cotg [m]	As,nec [cm <sup>2</sup> ]	As, adotada [cm <sup>2</sup> ]
Viga de coroamento	394	0,9	0,55	0,53	10,56	15,08 (Ø12// 0,15)

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

### 10.1.3 Verificação do Estado Limite Último de capacidade de carga do terreno

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 22 – Verificação de segurança ao estado limite último de capacidade de carga do terreno

Elemento	Ned [kN]	Øfuração [mm]	T-c-s [kPa]	α	FS	L,selagem,mín [m]	L,selagem adotado [m]
Ancoragens Provisórias	539	150	350	1,2	2,0	5,46	6,00

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

### 10.1.4 Verificação de Estado Limite Último de resistência à encurvadura por Flexão Torção e encurvadura da cortina

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

$\gamma_{M0} =$	1.0		$\gamma_{M1} =$	1.0	$\gamma_{M2} =$	1.25
$f_y =$	275	MPa	$\epsilon =$	0.924		
$\nu =$	0.3					
$E =$	210	GPa	$G =$	80.8	GPa	
<b>Perfil</b>						
<b>HE160B</b>						
			$N_{sd}$	$V_{sd,z}$	$M_{sd,y}$	$M_{sd,z}$
			(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)
			161.0	84.0	47.0	
$b =$	160	mm	$h =$	160	mm	
$t_w =$	8	mm	$t_f =$	13	mm	
$r =$	15	mm	peso =	42.6	kg/m	
$A =$	54.3	cm <sup>2</sup>	$N_{Rd} =$	1491.9	kN	<b>verifica</b>
<b>Eixo y (forte)</b>			<b>Eixo z (fraco)</b>			
$I_y =$	2 492.0	cm <sup>4</sup>	$I_z =$	889.2	cm <sup>4</sup>	
$W_y =$	311.5	cm <sup>3</sup>	$W_z =$	111.2	cm <sup>3</sup>	
$W_{yPl} =$	354.0	cm <sup>3</sup>	$W_{zPl} =$	170.0	cm <sup>3</sup>	
$i_y =$	6.8	cm	$i_z =$	4.0	cm	
$M_{Rd,y} =$	97.4	kN.m	$M_{Rd,z} =$	46.8	kN.m	<b>verifica</b>
$A_z =$	17.59	cm <sup>2</sup>	$A_y =$	41.6	cm <sup>2</sup>	
$A_z =$	17.59	cm <sup>2</sup>	$A_y =$	36.66	cm <sup>2</sup>	
$V_{Rd,z} =$	279.3	kN	$V_{Rd,y} =$	582.1	kN	<b>verifica</b>
$I_T =$	31.2	cm <sup>4</sup>	$d / t <$	69 $\epsilon$	<b>Não é necessário verificar a alma</b>	
$I_{\theta} =$	47 940	cm <sup>6</sup>		20.0	<b>à encurvadura local</b>	
<b>Cálculo do momento crítico</b>						
$c_1 =$	1.77		$k_z =$	0.7		
$c_2 =$	0		$z_g =$	0		
$l =$	10	m	$k_w =$	1	$M_{cr} =$	175.8 kN.m
<b>Resistência à estabilidade lateral da viga</b>						
$\lambda_{LT} =$	0.744		curva	a	$\alpha_{LT} =$	0.21
$\beta =$	1		$\lambda_{LT,0} =$	0.200		
$\Phi_{LT} =$	0.834		$\chi_{LT} =$	0.826	$\chi_{LT} \cdot M_{Rd,y} =$	80.4 kN.m
	0.834			0.826		<b>verifica</b>
<b>Resistência à encurvadura</b>						
$\lambda_y =$	2.549		$\lambda_z =$	1.423	$\lambda_1 =$	86.8
curva	b		curva	c		
$\alpha_y =$	0.34		$\alpha_z =$	0.49		
$l_{oy} =$	15	m	$l_{oz} =$	5	m	
$N_{cr,y} =$	229.6	kN	$N_{cr,z} =$	737.2	kN	
$\Phi_y =$	4.149		$\Phi_z =$	1.811		
$\chi_y =$	0.1347		$\chi_z =$	0.3410	$\chi_{min} =$	0.135
$\chi_y \cdot N_{Rd} =$	201.0	kN	$\chi_z \cdot N_{Rd} =$	508.7	kN	$\chi_{min} \cdot N_{Rd} =$ 201.0 kN

## 10.1.5 Verificação de Estado Limite Último de resistência à encurvadura por varejamento das escoras

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

$\gamma_{M0} =$	1.0		$\gamma_{M1} =$	1.0	$\gamma_{M2} =$	1.25
$f_y =$	275	MPa	$\varepsilon =$	0.924		
$\nu =$	0.3					
$E =$	210	GPa	$G =$	80.8	GPa	
<b>Perfil</b>						
<b>CHS244.5-12.5</b>						
			$N_{sd}$	$V_{sd,z}$	$M_{sd,y}$	$V_{sd,y}$
			(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN)
			$M_{sd,z}$			
			(kN.m)			
$b =$	219.1	mm	$h =$	219.1	mm	
$t_w =$	12.5	mm	$t_f =$	12.5	mm	
			peso =	6147	kg/m	
$A =$	91.1	cm <sup>2</sup>	$N_{Rd} =$	2505.3	kN	<b>verifica</b>
<b>Eixo y (forte)</b>			<b>Eixo z (fraco)</b>			
$I_y =$	6 147.0	cm <sup>4</sup>	$I_z =$	6 147.0	cm <sup>4</sup>	
$W_Y =$	503.0	cm <sup>3</sup>	$W_Z =$	503.0	cm <sup>3</sup>	
$W_{YPl} =$	673.0	cm <sup>3</sup>	$W_{ZPl} =$	673.0	cm <sup>3</sup>	
$i_y =$	8.2	cm	$i_z =$	8.2	cm	
$M_{Rd,y} =$	185.1	kN.m	$M_{Rd,z} =$	185.1	kN.m	<b>verifica</b>
$A_z =$	45.55	cm <sup>2</sup>	$A_y =$	45.55	cm <sup>2</sup>	
$A_z =$	45.55	cm <sup>2</sup>	$A_y =$	45.55	cm <sup>2</sup>	
$V_{Rd,z} =$	723.2	kN	$V_{Rd,y} =$	723.2	kN	<b>verifica</b>
$I_T =$	12 295.0	cm <sup>4</sup>	$d / t <$	69 $\varepsilon$	<b>Não é necessário verificar a alma</b>	
$I_{\omega} =$		cm <sup>6</sup>		17.5	<b>à encurvadura local</b>	
<b>Cálculo do momento crítico</b>						
$c_1 =$	1.77		$k_z =$	0.7		
$c_2 =$	0		$z_g =$	0		
$l =$	10	m	$k_w =$	1		$M_{cr} =$ 8994.0 kN.m
<b>Resistência à estabilidade lateral da viga</b>						
$\lambda_{LT} =$	0.143		curva	d	$\alpha_{LT} =$	0.76
$\beta =$	1		$\lambda_{LT,0} =$	0.200		
$\Phi_{LT} =$	0.489		$\chi_{LT} =$	1.000	$\chi_{LT} \cdot M_{Rd,y} =$	185.1 kN.m
	0.489			1.000		<b>verifica</b>
<b>Resistência à encurvadura</b>						
$\lambda_y =$	1.402		$\lambda_z =$	1.402	$\lambda_1 =$	86.8
curva	a		curva	a		
$\alpha_y =$	0.21		$\alpha_z =$	0.21		
$l_{0y} =$	10	m	$l_{0z} =$	10	m	
$N_{cr,y} =$	1274.0	kN	$N_{cr,z} =$	1274.0	kN	
$\Phi_y =$	1.609		$\Phi_z =$	1.609		
$\chi_y =$	0.42		$\chi_z =$	0.4168		
$\chi_y \cdot N_{Rd} =$	1044.2	kN	$\chi_z \cdot N_{Rd} =$	1044.2	kN	$\chi_{min.} =$ 0.417
						$\chi_{min.} \cdot N_{Rd} =$ 1044.2 kN

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

### 10.1.6 Verificação do Estado limite último de resistência à tração

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.



Tabela 23 – Verificação de segurança ao Estado limite último de resistência à tração

Elemento	C. L [m]	Nº de cordões	Reentrada	D <sub>p</sub> cordão	Pútil [kN]	P <sub>0</sub> [kN]	P <sub>Majorado</sub> [kN]	P <sub>Máximo</sub> [kN]	P <sub>M0</sub> [kN]	P <sub>0</sub> <P <sub>Máximo</sub>	P <sub>Majorado</sub> <P <sub>M0</sub>
Ancoragem C.L – 6m	6,0	6,0	0,006	29,4	500	716	675	1249	1171	Sim	Sim
Ancoragem C.L – 8m	8,0	6,0	0,006	22,5	500	672	675	1249	1171	Sim	Sim

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

### 10.1.7 Pranchas de Madeira

$$p_{sd} = 1.2 \times ka \times (\gamma h + sc) = 1.2 \times 0.33 \times (5.0 \times 18 + 10) = 40.0 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{sd} = \frac{40.0 \times 0.9^2}{8} = 4.1 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = \frac{40.0 \times 0.9}{2} = 18.0 \text{ kN/m}$$

Considerando uma tensão admissível de flexão para a madeira de 8 MPa tem-se:

$$w > \frac{4.1 \times 10^6}{8 \times 10^3} = 512.5 \text{ cm}^3 \text{ o que equivale a } h > 5.5 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Considerando uma tensão admissível de corte para a madeira de 0.8 MPa tem-se:

$$\tau_{sd} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{sd}}{b \times h} = \frac{3}{2} \times \frac{18.0}{1 \times 0.10} = 270.6 \text{ kN/m}^2 < 800 \text{ kN/m}^2$$

## 10.2 Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização da Contenção Periférica (ELS)

No que respeita ao comportamento da estrutura de contenção, em termos de estado limite de utilização de deformação, apresentam-se os resultados das deformadas nas figuras seguintes para as três secções estudadas. Considera-se que o estado limite de serviço de deformação horizontal da parede se encontra verificado.

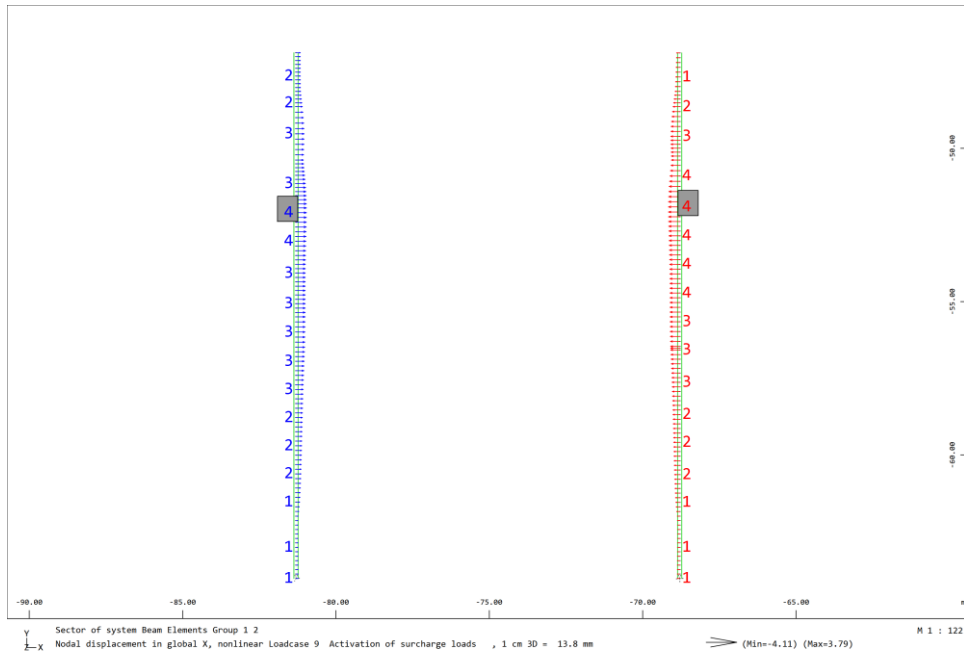


Figura 34 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção A

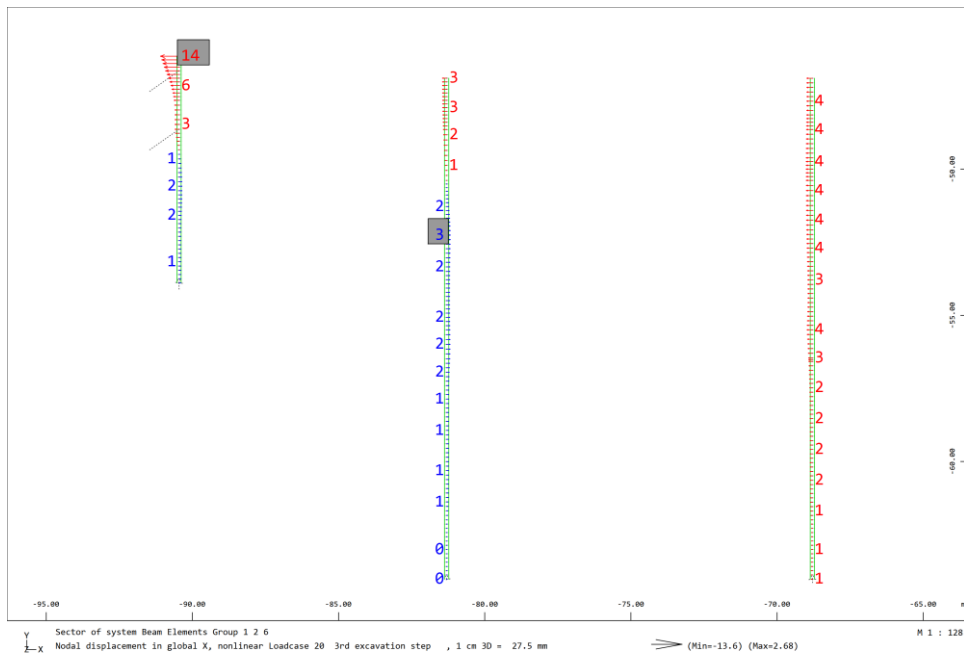


Figura 35 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção A

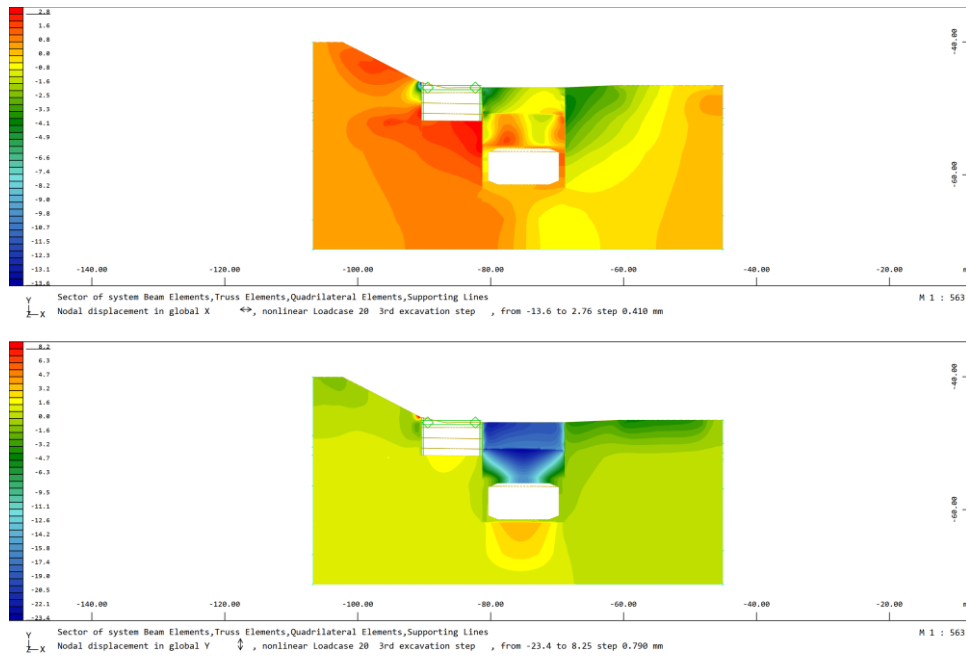


Figura 36 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção A

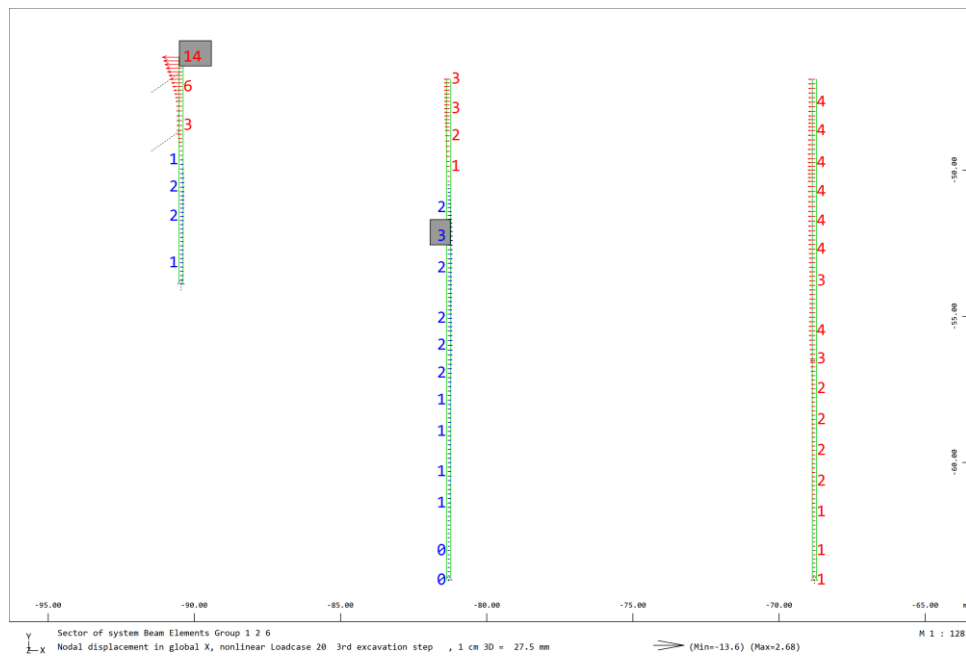


Figura 37 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção B

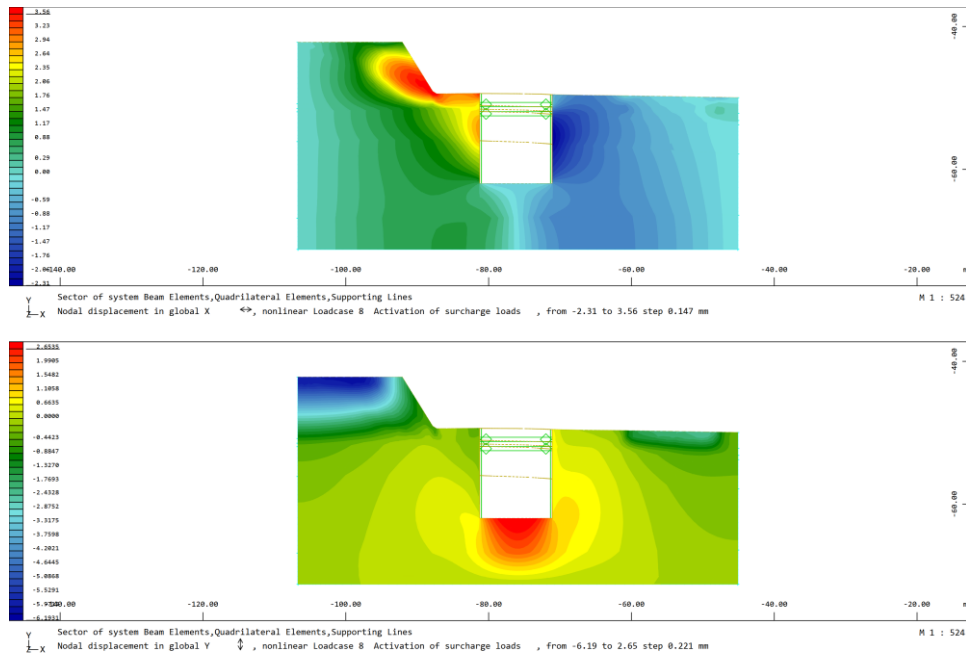


Figura 38 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção B

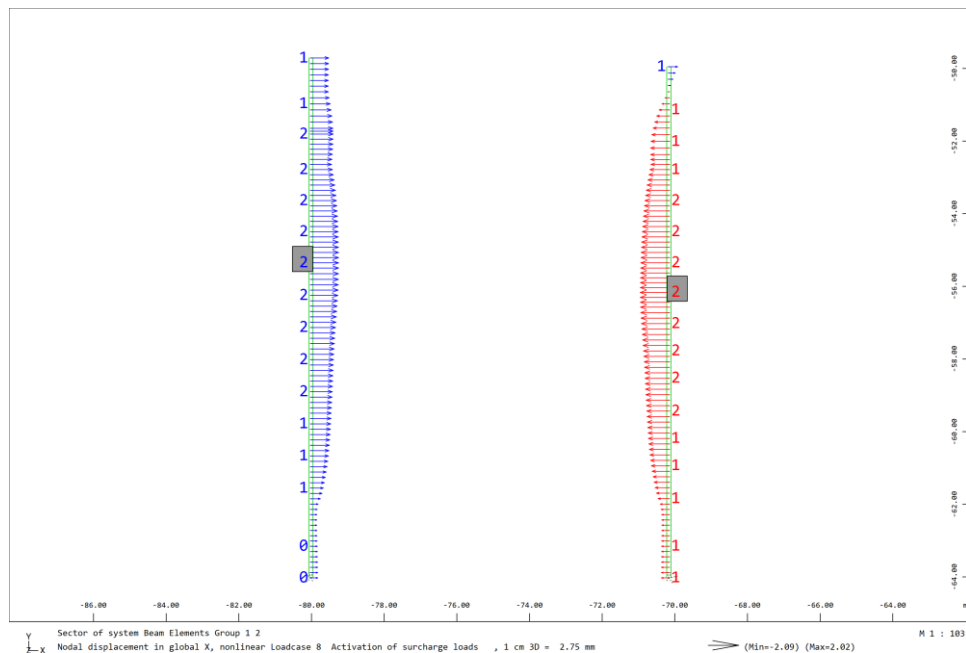


Figura 39 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção C

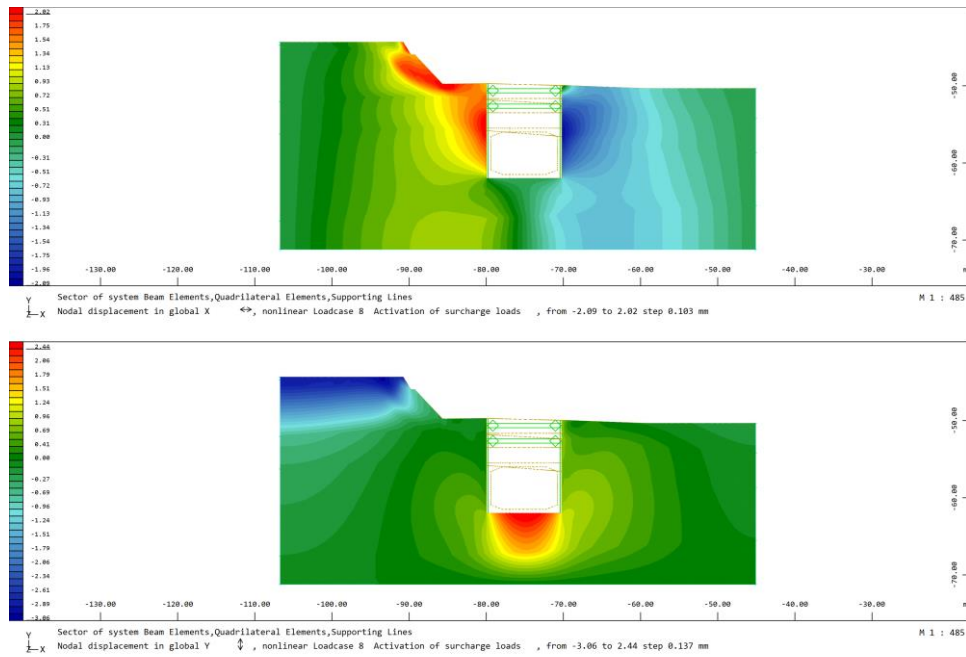


Figura 40 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção C

---

## ANEXO

# 1 ANEXO A - VALIDAÇÃO DO SOFTWARE SOFiSTiK

## 1.1 Sobre o SOFiSTiK

O software de elementos finitos SOFiSTiK tem sido desenvolvido continuamente desde 1981. Atualmente, é utilizado por mais de 10.000 clientes em todo o mundo. O SOFiSTiK é uma ferramenta multifuncional com capacidades extensivas que abrangem um vasto espectro de análises de engenharia, tais como análises estruturais estáticas e dinâmicas, problemas de valores próprios modais e de encurvadura, efeitos de segunda ordem, não linearidades de materiais e geométricas, geotecnia e análise de túneis, transferência de calor e análise de incêndio, bem como numerosos tipos de outras aplicações. Como fornecedor de software de engenharia de ponta, a confiança na robustez e na fiabilidade do produto é uma questão de relevância excepcional para a SOFiSTiK. No entanto, até certo ponto, a inovação e a fiabilidade são objetivos difíceis de compatibilizar, uma vez que cada alteração introduz novas possíveis fontes de incerteza e erro. Para satisfazer ambas as exigências de forma sustentável, a SOFiSTiK implementou um sistema abrangente de garantia de qualidade. A integração contínua denota o processo automatizado que garante que todas as modificações executadas e comprometidas na base de código do programa são diretamente integradas via reconstrução no ambiente de testes interno. Após a conclusão da integração, o procedimento de testes contínuos é acionado automaticamente. Este procedimento executa um cenário de teste padronizado usando o software recém-atualizado. Os resultados dos testes são preparados na forma de protocolos de teste compactos, permitindo uma avaliação rápida.

Os testes executados são os chamados testes de regressão. Os testes de regressão examinam, por meio de soluções de referência associadas, se as modificações realizadas na base de código causam um desempenho indesejado em outras partes já testadas do programa.

Juntos, a integração contínua e os testes contínuos formam a base para um controlo de qualidade que acompanha diretamente o processo de desenvolvimento. Desta forma, as correções possivelmente necessárias podem ser iniciadas prontamente. A SOFiSTiK implementou com sucesso este procedimento. Atualmente, a base de dados de testes contínuos compreende mais de 3000 testes.

Apesar de todos os esforços para alcançar o mais alto grau possível de fiabilidade, a SOFiSTiK não pode garantir que o software fornecido esteja livre de erros ou que resolverá um problema específico de uma forma que corresponda em todos os detalhes à opinião do utilizador. É necessário ter competências de engenharia para avaliar os resultados do software.

## 1.2 Caso de estudo 1 – Modelo Mohr-Coulomb

### 1.2.1 Descrição do Problema

O problema consiste em uma massa de solo retida por um muro, conforme mostrado na Figura seguinte. A pressão horizontal de terra passiva é determinada e comparada ao valor obtido para o caso da massa de solo forçada externamente à sua resistência limite.

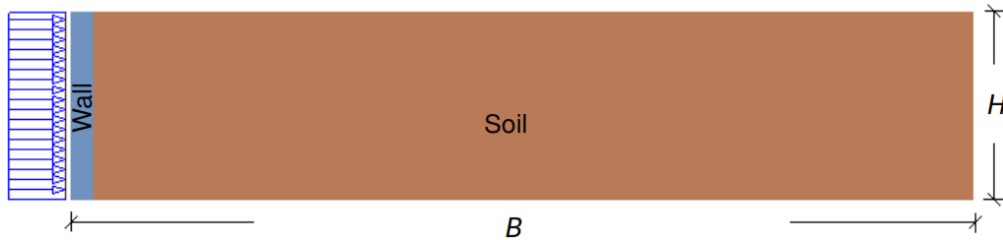


Figura 41 – Descrição do problema estudado

Solução de Referência Quando um muro de contenção é forçado contra uma massa de solo, a pressão lateral de terra passiva é exercida do solo para o muro. Para descrever a componente horizontal da pressão que o solo exercerá, é utilizado um coeficiente de pressão de terra  $K_{ph}$  de acordo com a teoria de Coulomb:

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_p) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta_p) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2 \cos^2 \alpha},$$

onde os parâmetros  $\alpha$ ,  $\phi$ ,  $\delta_p$  e  $\beta$  são definidos na Figura seguinte. O ângulo de atrito do muro é denotado por  $\delta_p$  e o ângulo de atrito do solo por  $\phi$ . O resultado da pressão terrestre passiva horizontal é [1]:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ph}.$$

Para levar em conta o desenvolvimento de deformações irreversíveis no solo, sob a ação da carga passiva, é necessário utilizar um modelo de plasticidade. A ocorrência de plasticidade em um cálculo pode ser avaliada com uma função de cedência  $f$ , onde a condição  $f = 0$  representa o escoamento plástico. Esta condição pode ser representada como uma superfície no espaço das tensões principais. Neste caso de estudo, é adotado o modelo de Mohr-Coulomb, que representa um comportamento elástico perfeitamente plástico. Um modelo perfeitamente plástico corresponde a uma superfície de cedência fixa, ou seja, uma superfície de cedência totalmente definida pelos parâmetros do modelo e que não é afetada por deformações plásticas. Além disso, para estados de tensão dentro da superfície de cedência, o comportamento é puramente elástico e todas as deformações são reversíveis. Assim, o modelo de Mohr-Coulomb requer a entrada de um total de cinco parâmetros: o módulo de Young  $E$  e o coeficiente de Poisson  $\nu$  para a definição da



elasticidade, e três para a plasticidade, o ângulo de atrito  $\phi$ , a coesão  $c$  e o ângulo de dilatação  $\psi$ . O ângulo de dilatação está envolvido na função de potencial plástico e controla a evolução dos incrementos de deformação volumétrica plástica [2].

$$f = \sigma_1 - \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \cdot \sigma_3 - \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi}$$

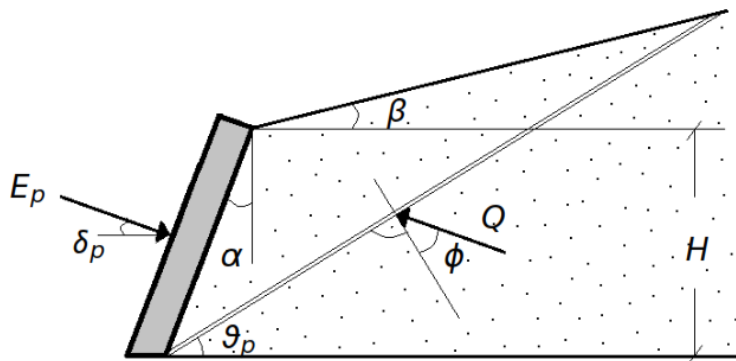


Figura 42 - Pressão Passiva por Coulomb

A função de cedência para o modelo de Mohr-Coulomb [2] é definida pela Equação apresentada na figura anterior, onde  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são as tensões principais, e sua superfície de cedência é mostrada na Figura seguinte.

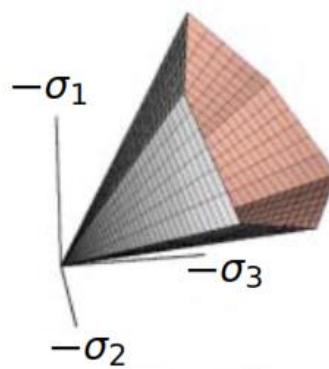


Figura 43 - Superfície de Cedência de Mohr-Coulomb no Espaço das Tensões Principais

## 1.2.2 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo estão definidas na Tabela seguinte. O modelo de plasticidade de Mohr-Coulomb é utilizado para a modelação do comportamento do solo. A carga é definida como

um deslocamento unitário de suporte na direção indicada e é aumentada gradualmente até um valor limite. Ela é aplicada no nó 405, que está acoplado cinematicamente com os nós da parede, conforme mostrado na Figura seguinte, e, por consequência corresponde a uma carga uniformemente aplicada nos nós da parede. O deslocamento máximo é registado para cada incremento de carga, e a curva de pressão passiva horizontal-deslocamento é desenhada em relação à solução de referência de acordo com a teoria de Coulomb.

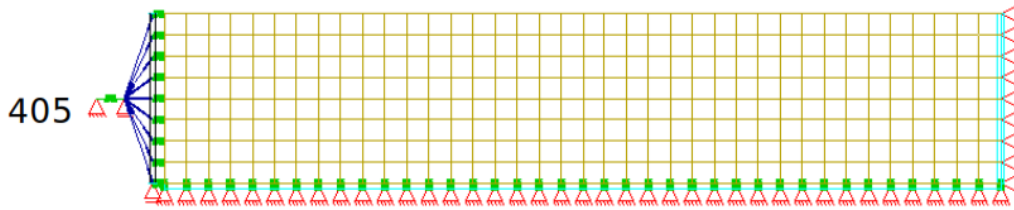


Figura 44 – Modelo de elementos finitos

Tabela 24 – Propriedades do modelo

Material Properties		Geometric Properties		Loading
Wall	Soil	Wall	Soil	
$E = 30000 \text{ MPa}$	$E = 300 \text{ MPa}$	$B = 0.1 \text{ m}$	$B = 30 \text{ m}$	$W_x = 1 \text{ mm}$
$\nu = 0.18$	$\nu = 0.20$	$H = 0.8 \text{ m}$	$H = 6 \text{ m}$	
$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$			
	$c = 1 \text{ kN/m}^2$			
	$\phi = 38^\circ$			
	$\psi = 6^\circ$			
	$\delta_p = \phi/3$			

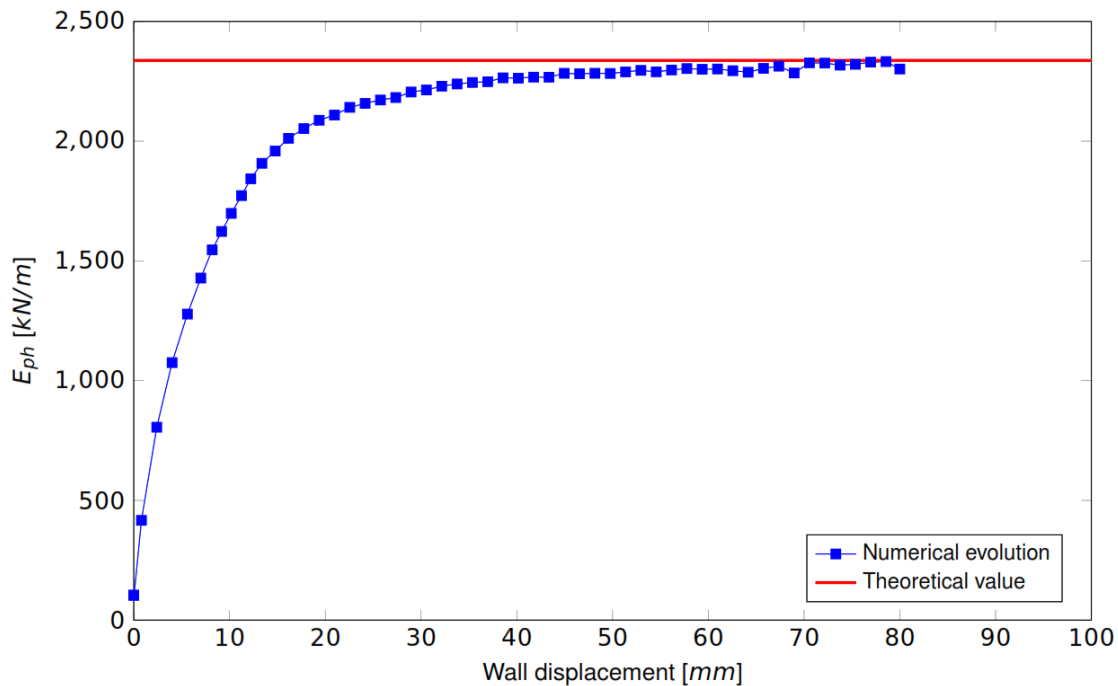


Figura 45 – Pressão passiva horizontal do terreno, curva pressão-deslocamento (kN/m | mm)

### 1.2.3 Conclusão

Este exemplo examina a determinação da pressão passiva horizontal para uma massa de solo retida por um muro. Foi adotado o modelo de Mohr-Coulomb para a definição do comportamento do material do solo. Foi demonstrado que o comportamento do solo é capturado com precisão.

### 1.2.4 Referências

- [1] K. Holschemacher. Entwurfs- und Berechnungstabeln für Bauingenieure. 3<sup>a</sup> ed. Bauwerk, 2007.
- [2] AQUA Manual: Materials and Cross Sections. Versão 18-0. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2017.
- [3] Benchmark Example No. 20 - Passive Earth Pressure. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.

## 1.3 Caso de estudo 2 – Modelo Hardening Soil

### 1.3.1 Descrição do Problema

O caso de estudo 1 é aqui estendido para o caso de um material de solo descrito pelo modelo de solo hardening soil. O problema consiste numa massa de solo retida por um muro, conforme mostrado na Figura seguinte. A pressão passiva horizontal é determinada e comparada ao valor obtido para o caso da massa de solo forçada externamente até à sua resistência limite.

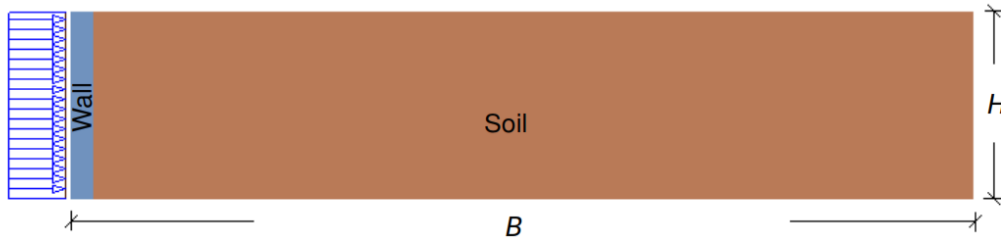


Figura 46 – Descrição do problema estudado

Solução de Referência Quando um muro de contenção é forçado contra uma massa de solo, a pressão lateral de terra passiva é exercida do solo para o muro. Para descrever a componente horizontal da pressão que o solo exercerá, é utilizado um coeficiente de pressão de terra  $K_{ph}$  de acordo com a teoria de Coulomb:

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_p) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta_p) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2 \cos^2 \alpha},$$

onde os parâmetros  $\alpha$ ,  $\phi$ ,  $\delta_p$  e  $\beta$  são definidos na Figura seguinte. O ângulo de atrito do muro é denotado por  $\delta_p$  e o ângulo de atrito do solo por  $\phi$ . O resultado da pressão terrestre passiva horizontal é [1]:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ph}.$$

Para levar em conta o desenvolvimento de deformações irreversíveis no solo, sob a ação da carga passiva, é necessário utilizar um modelo de plasticidade. Neste caso de estudo, é adotado o modelo de plasticidade hardening soil, que é um material elastoplástico estendido com uma regra de endurecimento otimizada [2]. Em contraste com o modelo de Mohr-Coulomb (caso de estudo 1), que é um modelo elástico-perfeitamente-plástico, a superfície de cedência de um modelo de plasticidade com endurecimento não é fixa, mas pode expandir-se devido às deformações plásticas. A regra de endurecimento é baseada numa relação tensão-deformação hiperbólica, derivada de testes triaxiais.

O endurecimento é limitado pela resistência do material, representada pelo critério de rotura clássico de Mohr-Coulomb. Adicionalmente, o modelo leva em conta a rigidez dependente da tensão, capta o estado de carga e, portanto, pode considerar a rigidez diferente em caminhos de carregamento primário e descarregamento/re-carregamento. As características importantes do modelo são [2]:

- O endurecimento desviador baseado na relação tensão-deformação hiperbólica: parâmetro de entrada  $E_{50,ref}$  e  $R_f$ ;
- O critério de rotura de Mohr-Coulomb: parâmetro de entrada  $\phi$ ,  $c$ ,  $\psi$ ;
- A rigidez dependente da tensão: parâmetro de entrada  $m$ ,  $P_{ref}$ ;
- A rigidez dependente do carregamento: parâmetro de entrada  $\mu$ ,  $E_{ur}$ ;
- A limitação opcional da tensão de tração: parâmetro de entrada  $f_t$ ;
- A modelação do comportamento contratante e rigidez durante a compressão primária (testes edométricos): parâmetro de entrada  $E_{s,ref}$ ;
- A preservação de uma relação de tensão realista: parâmetro de entrada  $k_0$ .

O endurecimento é limitado pela resistência do material.

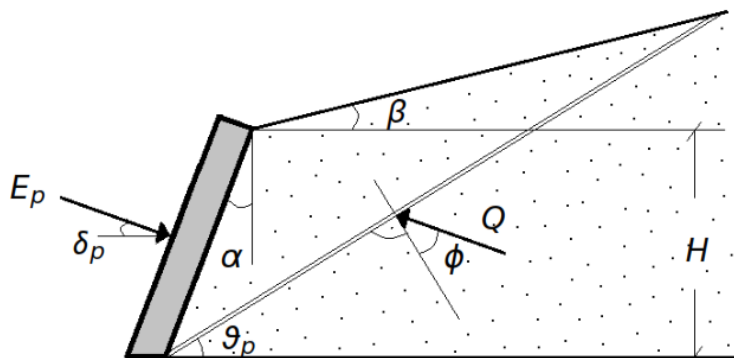


Figura 47 - Pressão Passiva por Coulomb

A superfície de cedência (Figura seguinte) para o modelo de plasticidade com endurecimento é delimitada pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, enquanto as propriedades edométricas criam uma superfície de cedência em forma de cap, fechando a região elástica na direção do eixo p.

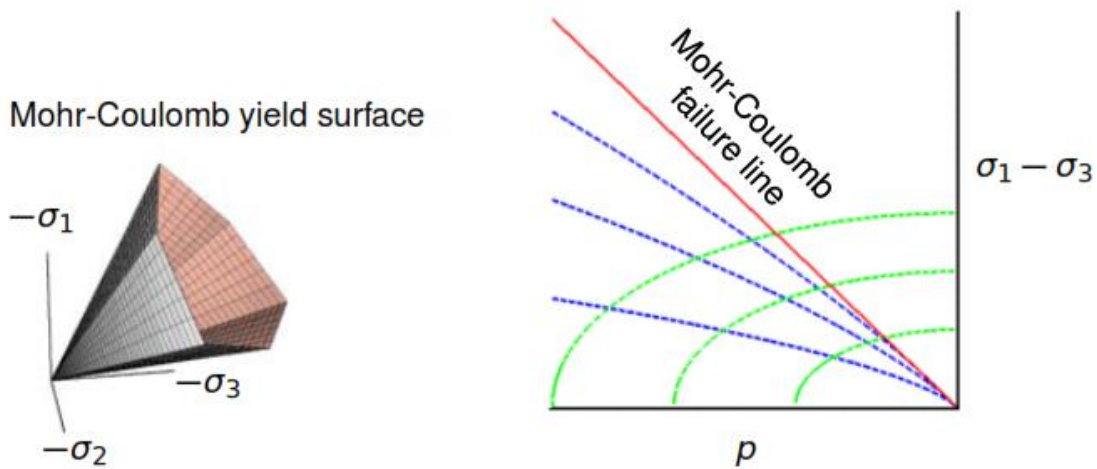


Figura 48 – Propriedades da Superfície de Cedência

### 1.3.2 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo estão definidas na Tabela seguinte. O modelo de plasticidade de Hardening Soil (GRAN) é utilizado para a modelação do comportamento do solo, proporcionando uma representação mais realista em comparação com o modelo elástico-perfeitamente-plástico de Mohr-Coulomb (Caso de estudo 1). A carga é definida como um deslocamento unitário de suporte na direção indicada e é aumentada gradualmente até um valor limite. Ela é aplicada no nó 405, que está acoplado cinematicamente com os nós da parede, conforme mostrado na Figura seguinte, e por consequência corresponde a uma carga uniformemente aplicada nos nós da parede. O deslocamento máximo é registado para cada incremento de carga, e a curva de pressão passiva horizontal-deslocamento (Figuras seguintes) é desenhada em relação à solução de referência de acordo com a teoria de Coulomb.

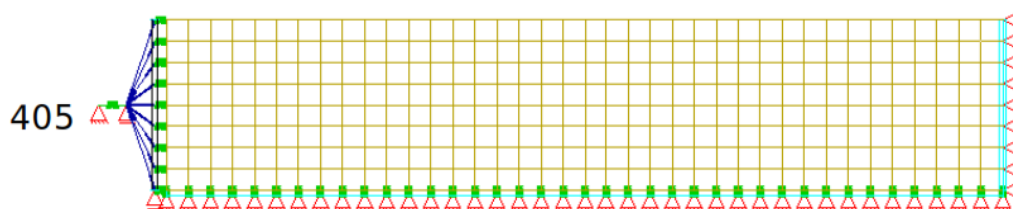


Figura 49 – Modelo de elementos finitos

Tabela 25 – Propriedades do modelo

Material Properties		Geometric Properties		Loading
Wall	Soil	Wall	Soil	
$E = 30000 \text{ MPa}$	$E = 300 \text{ MPa}$	$B = 0.1 \text{ m}$	$B = 30 \text{ m}$	$W_x = 1 \text{ mm}$
$\nu = 0.18$	$\mu = 0.20$	$H = 0.8 \text{ m}$	$H = 6 \text{ m}$	
$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$			
	$c = 1 \text{ kN/m}^2$			
	$\phi = 38^\circ$			
	$\psi = 6^\circ$			
	$E_{s,ref} = 75 \text{ MPa}$			
	$E_{50,ref} = 75 \text{ MPa}$			
	$m = 0.55$			
	$R_f = 0.9$			
	$P_{ref} = 0.1 \text{ MPa}$			
$\delta_p = \phi/3, \gamma_{buoyancy} = 9 \text{ kN/m}^3$				

Da comparação das curvas em relação aos dois diferentes modelos de plasticidade e à solução de referência, pode-se observar que ambos se aproximam do valor limite com precisão. A diferença reside na consideração do efeito de endurecimento, uma abordagem mais realista, que corresponde a deformações maiores para o valor limite, conforme pode ser observado pela curva de plasticidade com endurecimento na Figura seguinte.

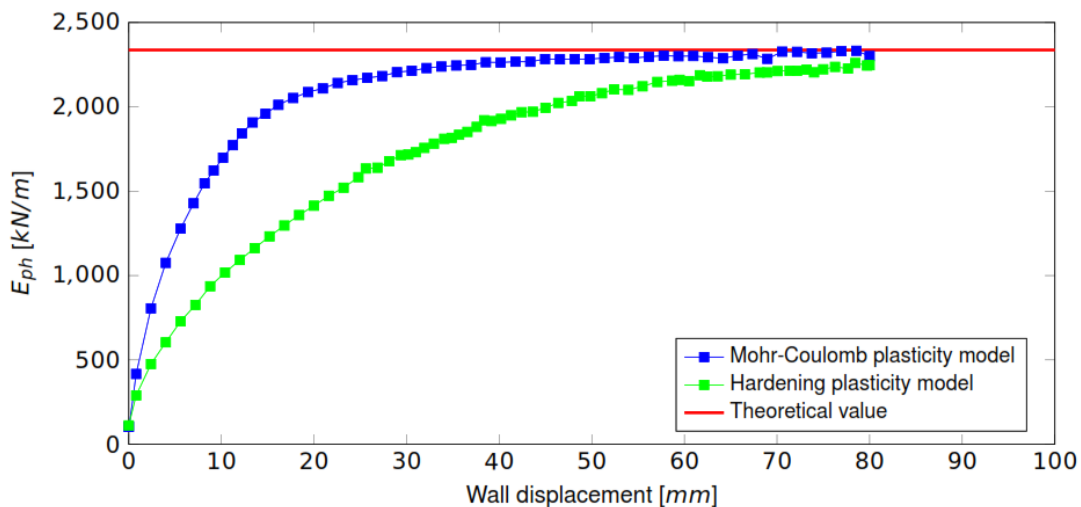


Figura 50 – Pressão passiva horizontal do terreno, curva pressão-deslocamento (kN/m | mm)



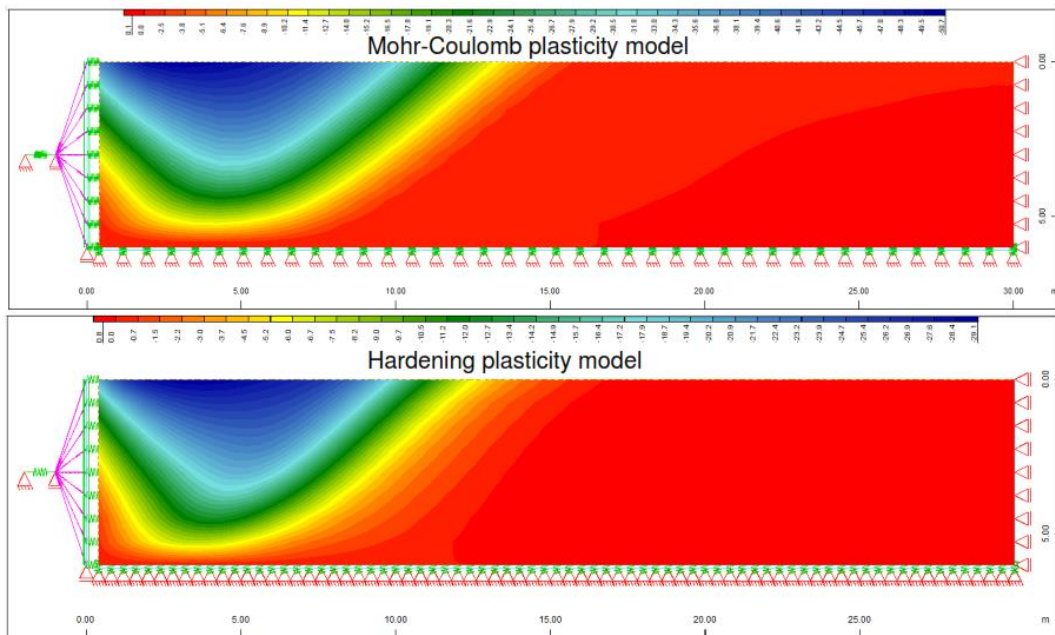


Figura 51 – Deslocamento Nodal para Carga Final na direção y (mm)

### 1.3.3 Conclusão

Este exemplo determina a pressão passiva horizontal para uma massa de solo retida por um muro. O modelo de plasticidade hardening soil é adotado para a definição do comportamento do material do solo e comparado com o modelo de Mohr-Coulomb. Foi demonstrado que o comportamento do solo é capturado com precisão.

### 1.3.4 Referências

- [1] K. Holschemacher. Entwurfs- und Berechnungstabeln für Bauingenieure. 3<sup>a</sup> ed. Bauwerk, 2007.
- [2] AQUA Manual: Materials and Cross Sections. Versão 18-0. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2017.
- [3] Benchmark Example No. 21 - Passive Earth Pressure II. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.

## 1.4 Caso de estudo 3 – Túneis, Reação do Solo

### 1.4.1 Descrição do Problema

Este problema consiste num túnel cilíndrico num meio infinito, sujeito a um estado hidrostático in situ, conforme mostrado na Figura seguinte. Assume-se que o material é linearmente elástico-perfeitamente plástico com uma superfície de falha definida pelo critério de Mohr-Coulomb e com variação de volume zero durante o fluxo plástico. O cálculo da linha de reação do solo é realizado e comparado com a solução analítica de acordo com Hoek [1][2].

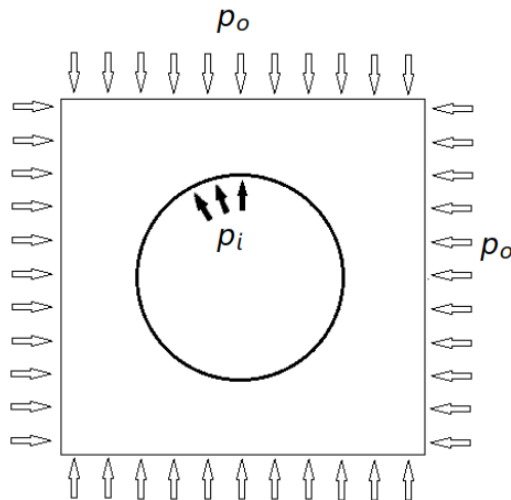


Figura 52 – Descrição do problema estudado

### 1.4.2 Exemplo de Referência

A estabilidade de escavações profundas no subsolo depende da resistência da massa rochosa circundante às escavações e das tensões induzidas nessa rocha. Essas tensões induzidas são uma função da forma das escavações e das tensões in situ que existiam antes da criação das escavações [1]. Ao escavar túneis em rocha, deve-se examinar como a massa rochosa ao redor do túnel se deforma e como o sistema de suporte atua para controlar essa deformação. Para explorar esse efeito, será utilizada uma solução analítica para um túnel circular, baseada na suposição de um estado hidrostático in situ. Além disso, assume-se que a massa rochosa circundante segue um comportamento de material elástico-perfeitamente plástico, com variação de volume zero durante o fluxo plástico. Portanto, adota-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb para modelar a rotura plástica progressiva da massa rochosa circundante ao túnel. O início da rotura plástica é expresso da seguinte forma:

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k\sigma_3,$$

onde  $\sigma_1$  é a tensão axial onde ocorre a rotura,  $\sigma_3$  a tensão confinante e  $\sigma_{cm}$  a resistência à compressão uniaxial da massa rochosa, definida por:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi}.$$

Os parâmetros  $c$  e  $\phi$  correspondem à coesão e ao ângulo de atrito da massa rochosa, respetivamente. O comportamento do túnel, por outro lado, é avaliado em termos da pressão interna de suporte. Assume-se um túnel circular de raio  $r_o$  sujeito a tensões hidrostáticas  $p_o$  e uma pressão interna de suporte uniforme  $p_i$ , conforme mostrado na Figura seguinte:

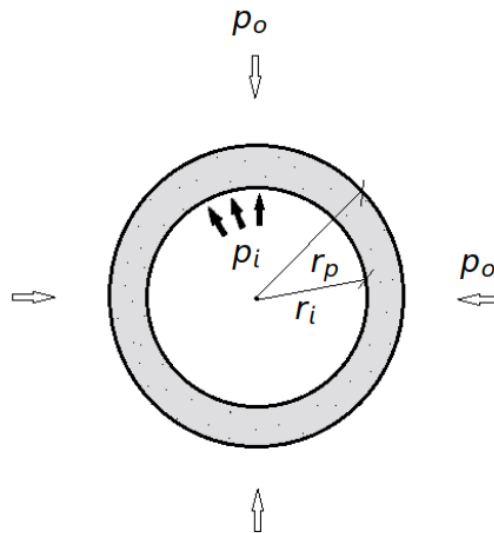


Figura 53 - Zona plástica no contorno de um túnel circular

Como definição de rotura, define-se a pressão de suporte crítica  $p_{cr}$ :

$$p_{cr} = \frac{2p_o - \sigma_{cm}}{1 + k},$$

onde  $k$  é o coeficiente de pressão passivo definido por:

$$k = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}.$$

Se a pressão interna de suporte  $p_i$  for maior que  $p_{cr}$ , o comportamento da massa rochosa circundante permanece elástico e o deslocamento elástico para dentro da parede do túnel é:

$$u_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E}(p_o - p_i),$$

onde  $E$  é o módulo de elasticidade Young e  $\nu$  o coeficiente de Poisson. Se  $p_i$  for menor que  $p_{cr}$ , ocorre a rotura e o deslocamento radial total para dentro das paredes do túnel é:

$$u_{ip} = \frac{r_o (1 + \nu)}{E} \left[ 2(1 + \nu)(p_o - p_{cr}) \left( \frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\nu)(p_o - p_i) \right],$$

e a zona plástica à volta do túnel forma-se com um raio  $r_p$  definido por:

$$r_p = r_o \left[ \frac{2(p_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)((k-1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

### 1.4.3 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo estão definidas na Tabela seguinte. O modelo de plasticidade de Mohr-Coulomb é utilizado para a modelação do comportamento da rocha. A carga é definida como uma pressão de suporte unitária, uniforme ao longo de toda a linha da abertura circular, seguindo a geometria curva real. A linha de reação do solo é calculada, o que mostra a deformação orientada para dentro ao longo da circunferência da abertura que se espera em função da pressão de suporte atuante.

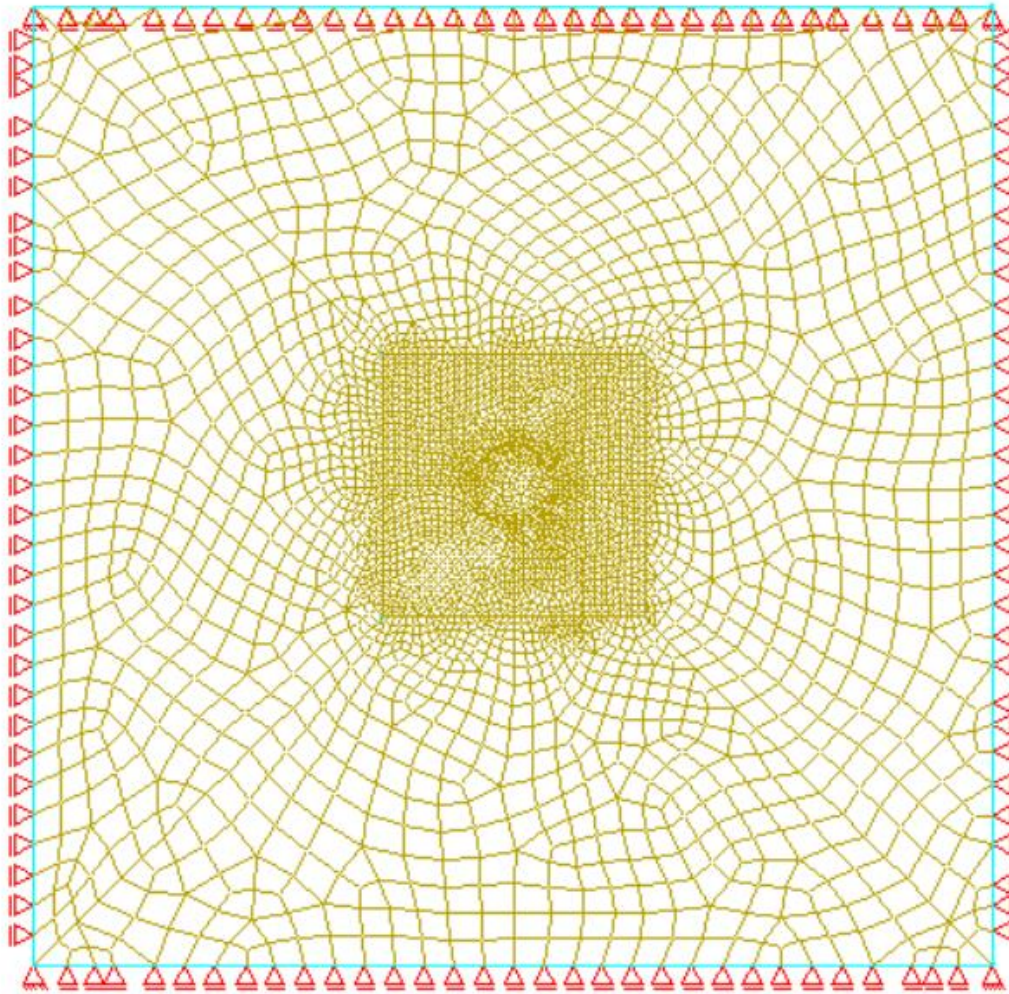


Figura 54 – Modelo de elementos finitos

Tabela 26 – Propriedades do modelo

Material Properties	Geometric Properties	Pressure Properties
$E = 5000000 \text{ kN/m}^2$	$r_o = 3.3 \text{ m}$	$P_o = 29700 \text{ kN/m}^2$
$\nu = 0.2$		$P_{i_{max}} = 7000 \text{ kN/m}^2$
$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$		$P_{cr} = 8133.744 \text{ kN/m}^2$
$\gamma_{buoyancy} = 17 \text{ kN/m}^3$		
$\phi = 39^\circ, \psi = 0^\circ$		
$c = 3700 \text{ kN/m}^2$		
$k = 4.395$		

A tensão de compressão uniaxial da massa rochosa  $\sigma_{cm} = 15\,514.423 \text{ kN/m}^2$  e a pressão crítica  $p_{cr} = 8\,133.744 \text{ kN/m}^2$ . A linha de reação do solo é apresentada na Figura seguinte, com um gráfico deslocamento interior radial em função da pressão de suporte atuante. Pode-se observar que os valores calculados estão em concordância com a solução analítica de acordo com Hoek.

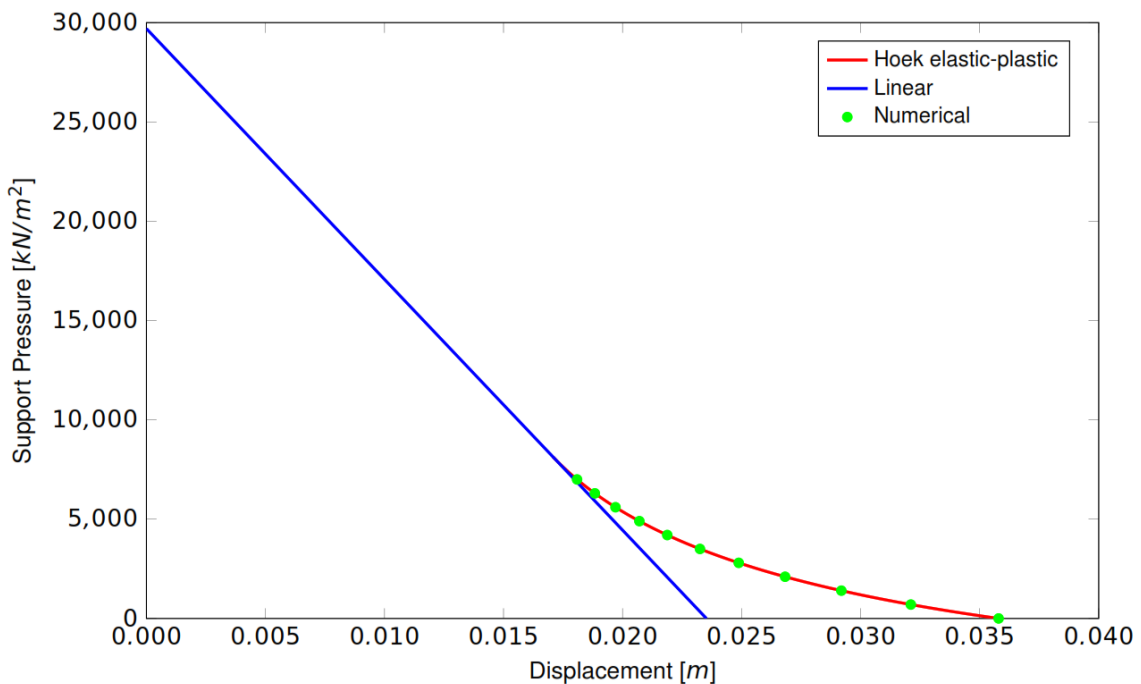


Figura 55 – Reação do terreno/ deslocamento ( $\text{kN/m}^2 \mid \text{m}$ )



---

#### 1.4.4 Conclusão

Este exemplo determina o comportamento de deformação de um túnel em relação à pressão de suporte atuante. Foi demonstrado que o comportamento do túnel em rocha é capturado com precisão.

#### 1.4.5 Referências

- [1] E. Hoek. Practical Rock Engineering. 2006.
- [2] E. Hoek, P.K. Kaiser, and W.F. Bawden. Support of Underground Excavations in Hard Rock. 1993.
- [3] Benchmark Example No. 22 - Tunneling - Ground Reaction Line. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.



## 1.5 Caso de estudo 4 – Teste Triaxial Não Drenado

### 1.5.1 Descrição do Problema

Neste exemplo, um teste triaxial não drenado consolidado (CU) em areia solta Hostun-RF é simulado. A amostra é submetida a diferentes níveis de tensões confinantes triaxiais e os resultados são comparados aos dos testes experimentais e simulações numéricas, conforme descrito por Wehnert [1].

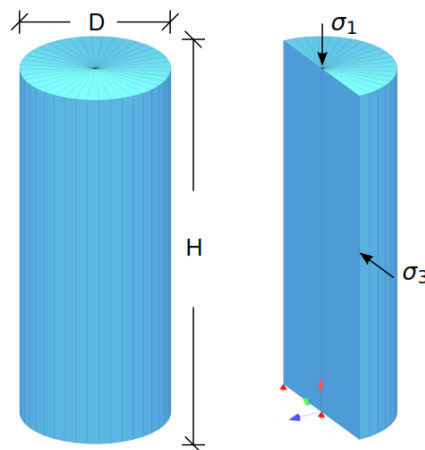


Figura 56 – Descrição do problema estudado

### 1.5.2 Exemplo de Referência

Neste exemplo, são utilizados dois modelos de solo, o modelo de Mohr-Coulomb (MC) e o modelo Hardening Soil (HS). Mais detalhes sobre esses dois modelos podem ser encontrados nos casos de estudo 1 e 2.

A escolha do modelo apropriado para o solo é de significativa importância. Por exemplo, o modelo MC pode superestimar significativamente a resistência ao corte não drenada para um solo normalmente consolidado. Modelos mais avançados podem fornecer uma estimativa melhor para a resistência não drenada do que o modelo MC. Em particular, o modelo HS é capaz de representar a mudança da pressão excessiva de poros que ocorre sob condições de carregamento de corte não drenado, proporcionando caminhos de tensão efetiva e valores mais realistas para a resistência ao corte não drenada. No entanto, os resultados da análise com o modelo de Solo HS são muito sensíveis aos parâmetros do modelo utilizados e à escolha do modelo de dilatância. Portanto, neste exemplo, para o modelo HS, diferentes formulações de dilatância são testadas para perceber a influência nos resultados.

Uma teoria bem estabelecida de dilatância de tensão é descrita por Rowe [2], onde o chamado ângulo de dilatância mobilizado  $\psi_m$  é definido como:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{CS}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{CS}}$$

Nessa condição, o ângulo de atrito no estado crítico  $\phi_{cs}$  marca a transição entre o fluxo plástico contratante (pequenos rácios de tensão com  $\phi_m < \phi_c$ ) e o fluxo plástico dilatante (maiores rácios de tensão com  $\phi_m > \phi_{cs}$ ). O ângulo de atrito mobilizado  $\phi_m$  na Equação 1 é calculado de acordo com:

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2c \cdot \cot \phi - \sigma'_1 - \sigma'_3}$$

No momento da rotura, quando  $\phi_m = \phi$ , o ângulo de dilatância também atinge seu valor final  $\psi_m = \psi$ . Assim, a partir da Equação 1, o ângulo de atrito no estado crítico pode ser derivado como:

$$\sin \phi_{cs} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi}$$

Foi reconhecido que, em alguns casos, o modelo de Rowe para ângulos de dilatância (Eq. 1) pode sobrestimar o comportamento contratante do solo para baixos ângulos de atrito mobilizado,  $\phi_m < \phi_{cs}$ . Como solução, vários investigadores desenvolveram formulações modificadas com base no modelo original de Rowe. Alguns desses modelos, implementados no SOFiSTiK, são descritos abaixo.

Um dos modelos que não requer parâmetros de entrada adicionais é o modelo de acordo com Soreide [3], que modifica a formulação de Rowe usando o fator de escala  $\sin \phi_m / \sin \phi$ .

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}} \cdot \frac{\sin \phi_m}{\sin \phi}$$

Wehnert [1] propôs um modelo baseado em um valor de limite inferior  $\psi_0$  para a modificação da formulação de Rowe a partir da Eq. 1 em baixos ângulos de atrito mobilizado.

$$\sin \psi_m = \begin{cases} \sin \psi_0 & ; 0 < \psi_m \leq \psi_m^{Rowe} \\ \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}} & ; \psi_m^{Rowe} < \psi_m \leq \psi \end{cases}$$

Este modelo de dilatância obviamente requer a especificação de um parâmetro adicional,  $\psi_0$ .

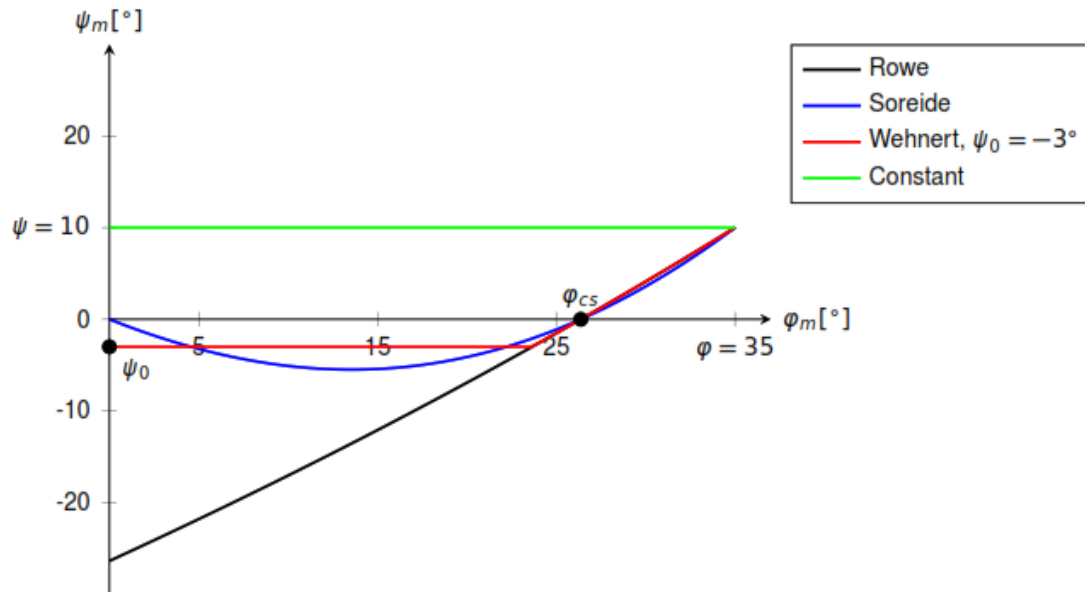


Figura 57 – Comparação dos modelos para o ângulo de dilatância mobilizado  $\psi_m$  implementados no SOFiStiK para  $\phi=35^\circ$  e  $\psi=10^\circ$ .

### 1.5.3 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo são apresentadas na Tabela seguinte. São considerados dois modelos de material: o Mohr-Coulomb e Hardening Soil, que é combinado com os diferentes modelos de dilatância conforme descrito nas formulações apresentadas anteriormente. Para o modelo de acordo com Wehnert, é utilizado um parâmetro adicional, a dilatância  $\psi_0$  em baixas rácios de tensão. O cálculo não drenado é realizado na forma de tensões efetivas com parâmetros de corte efetivo ( $c'$  e  $\phi'$ ) e parâmetros de rigidez. O parâmetro de Skempton  $B \approx 0,9832B$  (o correspondente coeficiente de Poisson não drenado é  $\nu_u = 0,495$ ) é considerado para descrever a incompressibilidade da água dos poros e do solo saturado [1].

A análise é realizada usando um modelo axissimétrico. São considerados dois níveis de tensão confinante,  $\sigma_c = 200\text{kPa}$  e  $\sigma_c = 300\text{ kPa}$ . O teste triaxial não drenado na areia solta Hostun-RF é usado como referência. Mais informações sobre a areia Hostun-RF podem ser encontradas em Wehnert [1].

Tabela 27 – Propriedades do modelo

Material	Geometry	Loading
$E = 60.0 \text{ MN/m}^2$	$E_{s,ref} = 16.0 \text{ MN/m}^2$	$H = 0.09 \text{ m}$ Phase I:
$\nu_{ur} = 0.25$	$E_{50,ref} = 12.0 \text{ MN/m}^2$	$D = 0.036 \text{ m}$ $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c =$
$\gamma = 0.0 \text{ MN/m}^3$	$m = 0.75$	$= 200, 300 \text{ kPa}$
$c' = 0.01 \text{ kN/m}^2$	$R_f = 0.9$	Phase II:
$\phi' = 34^\circ$	$K_0 = 0.44$	$\sigma_3 = \sigma_c = 200, 300 \text{ kPa}$
$\psi = 2^\circ$	$B = 0.9832$	$\sigma_1 = \sigma_a > \sigma_c$
$\psi_0 = -4^\circ$		

Os resultados, calculados pelo SOFiSTiK, são apresentados nas Figuras seguintes (MC, HS-Rowe, HS-Cons, HS-Soreide e HS-Wehnert). As Figuras também incluem os resultados das simulações numéricas e dos testes experimentais de Wehnert [1] (Wehnert, Exp. 1 e Exp. 2). Em um diagrama p–q, além dos caminhos de tensão efetiva (ESP), são exibidos os caminhos de tensão total (TSP) e a condição de rotura de Mohr-Coulomb (MC failure) com base nos parâmetros de corte usados,  $c'$  e  $\phi'$ .

Primeiro, os resultados da simulação numérica de Wehnert [1] são comparados aos resultados dos testes de laboratório (Exp. 1 e Exp. 2). Embora os testes edométricos e triaxiais drenados (veja também caso de estudo 5) mostrem boa concordância com os resultados dos testes de laboratório, os resultados dos testes triaxiais não drenados mostram desvio em relação aos resultados experimentais (veja Figuras seguintes). A diferença resulta principalmente do modelo de dilatância usado e da escolha dos parâmetros do modelo, ou seja, o ângulo de dilatância de pico  $\psi$  e o ângulo de dilatância de limite inferior  $\psi_0$ .

Comparando os resultados do desenvolvimento da tensão desviadora  $q$  e da pressão excessiva de água nos poros  $p_{we}$  entre a experiência e o cálculo, pode-se notar uma diferença considerável, tanto para o nível de tensão confinante de 200 kPa quanto para o nível de 300 kPa. Como explicado em [1], a amostra de teste com tensão confinante de 200 kPa apresenta comportamento significativamente mais dilatante do que a amostra com tensão confinante de 300 kPa. Como apenas um modelo de material foi usado para modelar o solo, apenas um ângulo de dilatância de pico pode ser usado para representar os efeitos de dilatância de ambos os casos de teste. Esse ângulo de dilatância de pico de  $\psi=2^\circ$  representa, portanto, um compromisso, levando a uma subestimação dos resultados para um teste com menor nível de tensão confinante e a uma sobre estimativa dos resultados com maior nível de tensão confinante em ângulos de atrito mobilizados mais altos.

Outras diferenças surgem do modelo de dilatância escolhido e do ângulo de dilatância de limite inferior utilizado,  $\psi_0=-4^\circ$ . Devido à presença do ângulo de dilatância mobilizado negativo ( $\psi_m<0$ ) em baixos níveis de tensão, o solo tende a diminuir o seu volume (contração) com o aumento da tensão desviadora  $q$  (corte). No entanto, como o solo está em condições não drenadas, as deformações volumétricas não se podem desenvolver e, como resultado, a pressão excessiva dos poros aumenta sob corte. O aumento da pressão excessiva dos poros significa que as tensões efetivas irão diminuir (as linhas ESP se curvam para a esquerda no gráfico p–q). Com

o aumento do nível de tensão, o comportamento contratante torna-se dilatante, o que significa que a taxa negativa de pressões excessivas dos poros (subpressão da água nos poros) surgirá, as pressões excessivas dos poros diminuirão e, portanto, as tensões efetivas aumentarão. Esta transição de comportamento contratante para dilatante ocorre quando o ângulo de atrito mobilizado  $\phi'_m$ , que é aproximadamente igual ao ângulo de atrito no estado crítico  $\phi'_f$ , torna-se maior que o ângulo de transição de fase  $\phi'_{cs}$ . Conforme observado por Wehnert [1], devido ao facto de que o ângulo de dilatância mobilizado em baixos níveis de tensão é ligeiramente maior e mantido constante ( $\psi_m = \psi_0$  para  $0 \leq \psi_m \leq \psi_0^{Rowe}$ ), as subpressões da água nos poros são sobre estimadas.

Em seguida, os resultados do SOFiSTiK obtidos usando o mesmo modelo de solo e formulação de dilatância como em [1] (HS-Wehnert) podem ser comparados com os resultados da simulação numérica de referência (Wehnert). Eles mostram boa concordância.

Por fim, para ilustrar o efeito que o modelo de dilatância escolhido pode ter nos resultados do solo não drenado, são incluídos os resultados do cálculo usando o modelo de solo com endurecimento com diferentes formulações de dilatância da Seção anterior.

Areia Hostun-RF,  $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$

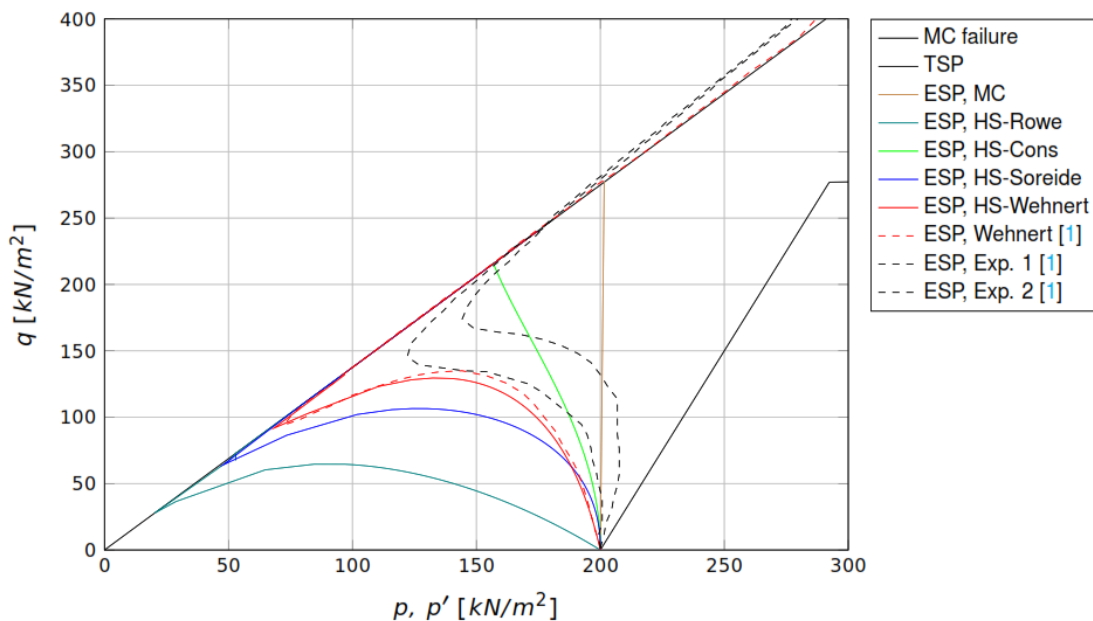


Figura 58 – Curvas de tensão efetiva (q / p)

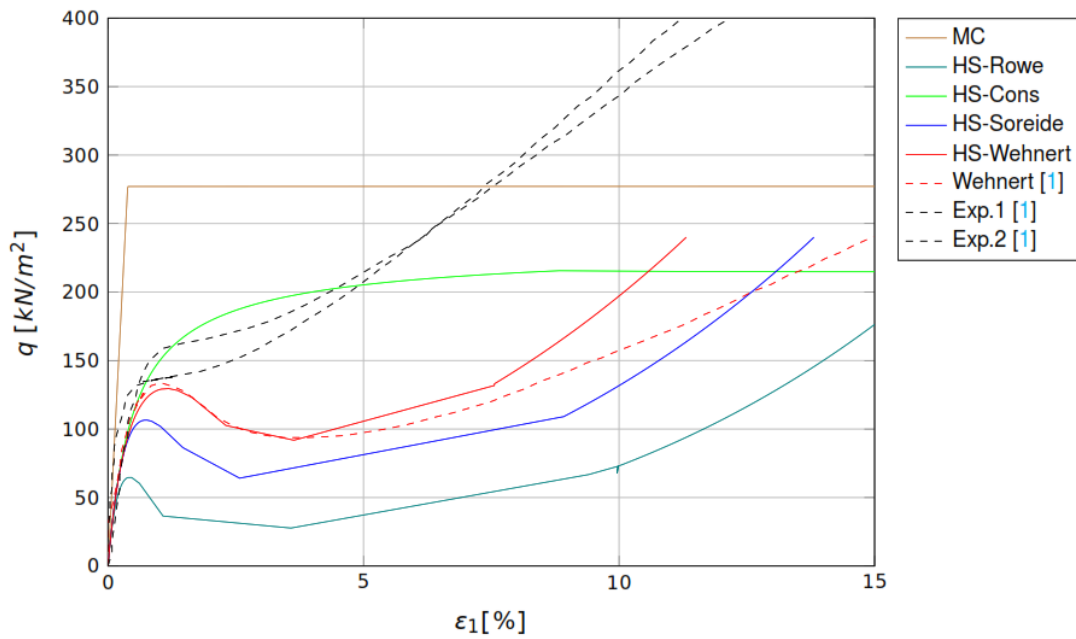


Figura 59 – Curvas de tensão desviadora / deformação axial ( $q / \epsilon_1$ )

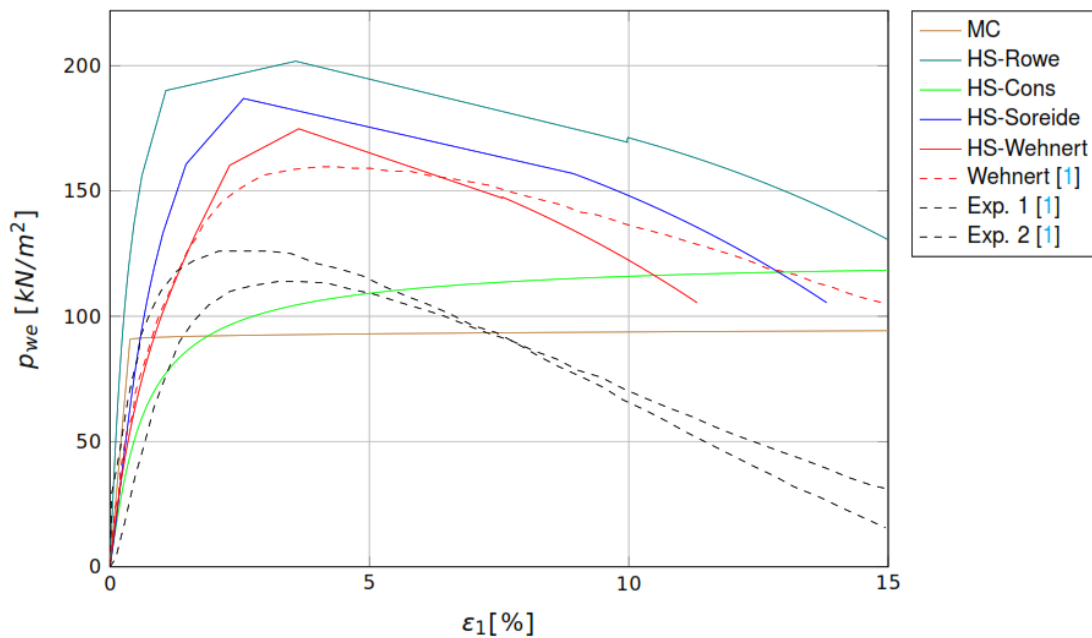


Figura 60 – Curvas de pressão excessiva de poros / deformação axial ( $p_{we} / \epsilon_1$ )