
12 INTERFERÊNCIAS

12.1 Enquadramento

A avaliação de danos foi realizada com base na metodologia preconizada no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha, já mencionada nos Critérios Gerais de Projeto, apoiada pelas recomendações do Eurocódigo 7, Anexo H e ainda pelo relatório ITA/AITES Report 2006 – *Settlements induced by tunneling in Soft Ground*.

Genericamente, todas as interferências estudadas encontram-se dentro da faixa de 30 m de ambos os lados do eixo do traçado e na zona de influência das escavações. A avaliação risco contemplou diversos tipos de interferências, nomeadamente:

- o Edificado, incluindo os de interesse patrimonial
- o Infraestruturas enterradas
- o Infraestruturas ferroviárias

Após a realização da avaliação de danos, em função do tipo de interferência e da magnitude dos danos estimados, serão selecionadas medidas de mitigação de assentamentos tendo em consideração:

- o Tipo de obra a realizar
- o Cenário geológico, geotécnico e hidrogeológico estimado
- o Relação custo-benefício

A execução dos trabalhos de escavação irá originar alterações do estado de tensão do maciço que resultarão em descompressões e consequentemente em deslocamentos na sua zona de influência. O método construtivo adotado em combinação com o comportamento das estruturas e dos materiais intercedidos condicionará a magnitude dos deslocamentos induzidos nas estruturas nele fundadas (doravante denominadas interferências). Em função da grandeza dos deslocamentos e da natureza das interferências, os efeitos dos deslocamentos poderão ser significativos e resultar em danos, pelo que importa analisar os seus efeitos. Com este objetivo, a metodologia proposta, permite quando necessário e aplicável, definir medidas de mitigação.

A presente avaliação de danos foi realizada de acordo com os requisitos do Caderno de Encargos. De modo a abranger as várias tipologias de interferências presentes no ambiente urbano em que a obra se insere, foi necessário complementar a metodologia patenteada, resultando no processo descrito no ponto seguinte do presente documento.

12.2 Estado do edificado, incluindo património, das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias

12.2.1 Atividades realizadas

Com o objetivo de melhor caracterizar os edifícios, as infraestruturas enterradas e as infraestruturas ferroviárias, foi realizada uma consulta da informação cadastral, dos elementos técnicos (plantas) disponíveis e de fotografias históricas e, onde possível, realizadas visitas.

Para os edifícios abrangidos pela faixa de influência, tentou-se recolher sempre que possível informações sobre as características das suas fundações, nomeadamente, o tipo de fundação e a cota estimada a que estas poderão estar localizadas.

Para a caracterização das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias na zona de influência dos trabalhos de escavação, serão realizados contactos com as entidades concessionárias das infraestruturas com o objetivo de aferir o seu posicionamento e estado de conservação. Paralelamente, serão realizadas vistorias aos serviços e efetuados levantamentos topográficos dos elementos visíveis à superfície.

12.2.2 Edifícios

O projeto insere-se numa zona urbana cujo edificado foi construído em diferentes períodos históricos e em que a sua composição, estado de conservação e tipo de estrutura, diferem significativamente.

Na avaliação da suscetibilidade de edifícios foi também considerado o seu valor histórico-cultural, particularmente se no que respeita ao facto de o mesmo ser considerado património classificado. Assim, com o objetivo de incluir na avaliação de risco esta componente, foi incorporado um fator de agravamento da categoria de risco, descrita no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

A análise dos elementos acima referidos em combinação com o posicionamento dos edifícios em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar os edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 7).

Tabela 7 – Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA	TIPOLOGIA DE FUNDAÇÃO
191	Edifício	Rua Coelho da Rocha, 80	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
192	Edifício	Rua Coelho da Rocha, 81	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
193	Edifício	Rua Coelho da Rocha, 82	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
194	Edifício	Rua Coelho da Rocha, 85	Betão Armado	Superficial
195	Edifício	Rua Coelho da Rocha, 88	Betão Armado	Superficial
196	Edifício	Rua Coelho da Rocha, 93	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
197	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 149	Betão Armado	Superficial
198	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 171	Betão Armado	Superficial
199	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 177	Alvenaria Resistente	Superficial
200	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 179	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
201	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 181-185	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
202	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 187-191	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
203	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 193	Betão Armado	Superficial
204	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 199a	Betão Armado	Superficial
205	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 199	Betão Armado	Superficial
206	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 201-205	Misto (betão armado/ alvenaria)	Desconhecido
207	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 286	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
208	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 288	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
209	Edifício P.E	Rua Saraiva de Carvalho, 290	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
210	Edifício	Rua Saraiva de Carvalho, 292	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
211	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 1	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
212	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 2 ou Rua Saraiva de Carvalho, 270	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
213	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 3	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
214	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 5	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
215	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 7	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
216	Edifício P.E	Rua Tomás da Anunciação, 9	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
217	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 11	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
218	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 17-25	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial

219	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 16	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
220	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 22, 22 A e 22 B	Betão Armado	Desconhecido
221	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 24	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
222	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 26	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
223	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 27	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
224	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 28	Betão Armado	Superficial
225	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 29	Betão Armado	Superficial
226	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 30-34	Desconhecido	Superficial
227	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 31	Betão Armado	Superficial
228	Edifício P.E	Rua Tomás da Anunciação, 33	Betão Armado	Superficial
229	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 36	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
230	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 39	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
231	Edifício P.E	Rua Tomás da Anunciação, 41	Betão Armado	Superficial
232	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 42-46 ou Rua Coelho da Rocha, 84	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
236	Edifício P.E	Rua Tomás da Anunciação, 48	Betão Armado	Superficial
239	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 52	Betão Armado	Superficial
241	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 54	Betão Armado	Superficial
243	Edifício	Rua Tomás da Anunciação, 56	Betão Armado	Superficial
249	Edifício	Rua Fernando Assis Pacheco, 4-4A	Alvenaria Resistente Tem chamine alta alvenaria	Superficial
250	Edifício	Rua Fernando Assis Pacheco, 6-6B	Alvenaria Resistente	Superficial
251	Edifício	Rua Fernando Assis Pacheco, 207C	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
252	Edifício	Rua Fernando Assis Pacheco, 207D	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
253	Edifício	Rua Fernando Assis Pacheco, 207E	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
254	Edifício	Rua Fernando Assis Pacheco, 207a	Misto (betão armado/ alvenaria)	Desconhecido
255	Edifício	Rua Fernando Assis Pacheco, 207b	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
256	Edifício	Rua do Patrocínio, 1-5	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
257	Edifício	Rua do Patrocínio, 9	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
258	Edifício	Rua do Patrocínio, 11	Betão Armado	Superficial
259	Edifício	Rua do Patrocínio, 17	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
260	Edifício	Rua do Patrocínio, 19	Betão Armado	Superficial
261	Edifício	Rua do Patrocínio, 21	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial

262	Edifício	Rua do Patrocínio, 35	Betão Armado	Desconhecido
263	Cemitério	Rua do Patrocínio, 57-61	Alvenaria Resistente	Directo
264	Edifício	Rua do Patrocínio, 65 a 65A	Betão Armado	Superficial
265	Edifício	Rua do Patrocínio, 67	Betão Armado	Superficial
267	Edifício	Rua Professor Gomes Teixeira, 15-17	Betão Armado	Superficial
267	Edifício	Rua Professor Gomes Teixeira, 15-17	Betão Armado	Superficial
268	Edifício	Rua Professor Gomes Teixeira, 19	Betão Armado	Superficial
268	Edifício	Rua Professor Gomes Teixeira, 19	Betão Armado	Superficial
269	Edifício	Rua de Santo António à Estrela, 35	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
270	Edifício	Rua de Santo António à Estrela, 39	Betão Armado	Superficial
271	Edifício	Rua de Sant'Ana à Lapa, 141	Betão Armado	Superficial
272	Edifício	Rua de Sant'Ana à Lapa, 155	Betão Armado	Superficial
273	Edifício	Rua de Sant'Ana à Lapa, 157	Betão Armado	Superficial
274	Edifício	Rua de Sant'Ana à Lapa, 159	Betão Armado	Superficial
275	Edifício	Rua de Sant'Ana à Lapa, 212	Betão Armado	Superficial
276	Edifício	Rua de Sant'Ana à Lapa, 214	Betão Armado	Superficial
277	Edifício	Rua do Possolo, 52	Betão Armado	Superficial
278	Edifício	Rua do Possolo, 53-59	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
279	Edifício	Rua do Possolo, 61-67	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
280	Edifício	Rua do Possolo, 64-66	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
281	Edifício	Rua do Possolo, 68-70	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
282	Edifício	Rua do Possolo, 72	Alvenaria Resistente	Superficial
283	Edifício	Rua do Possolo, 74	Betão Armado	Superficial
284	Edifício Publico	Rua do Possolo, 76	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
285	Edifício	Rua Possidónio da Silva, 230	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
286	Edifício	Travessa das Almas, 1-5	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
287	Edifício	Travessa das Almas, 2	Betão Armado	Superficial
288	Edifício	Travessa das Almas, 4-8	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
289	Edifício	Travessa das Almas, 7	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
290	Edifício	Travessa das Almas, 9	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
291	Edifício	Travessa das Almas, 10-14	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial

292	Edifício	Travessa das Almas, 11	Betão Armado	Superficial
293	Edifício	Travessa das Almas, 13	Betão Armado	Superficial
294	Edifício	Travessa das Almas, 15	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
295	Edifício	Travessa das Almas, 16	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
296	Edifício	Travessa das Almas, 20	Betão Armado	Superficial
297	Edifício	Travessa do Possolo, 2-4	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
298	Edifício	Travessa do Possolo, 3	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
299	Edifício	Travessa do Possolo, 6	Alvenaria Resistente	Superficial
300	Edifício	Travessa do Possolo, 7	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
301	Edifício	Travessa do Possolo, 8-10	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
302	Edifício	Travessa do Possolo, 9	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
303	Edifício	Travessa do Possolo, 11	Betão Armado	Superficial
304	Edifício	Travessa do Possolo, 12-16	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
305	Edifício	Travessa do Possolo, 13	Betão Armado	Superficial
306	Edifício	Travessa do Possolo, 15	Betão Armado	Superficial
308	Edifício	Travessa do Possolo, 18	Betão Armado	Superficial
310	Edifício	Travessa do Possolo, 20	Betão Armado	Superficial
312	Edifício	Travessa do Possolo, 22-24	Betão Armado	Superficial
313	Edifício	Travessa do Possolo, 25	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
314	Edifício	Travessa do Possolo, 27	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
315	Edifício	Travessa do Possolo, 28 A - 28 B - 28 - 28 C	Betão Armado	Superficial

12.2.3 Infraestruturas enterradas

O traçado do projeto atravessa uma área da cidade de Lisboa que é simultaneamente servida por infraestruturas enterradas para saneamento, drenagem, abastecimento de água, telecomunicações e eletricidade.

À semelhança do referido no ponto anterior para edifícios, também as infraestruturas enterradas foram instaladas em diferentes períodos históricos, em que a sua composição, estado de conservação e material utilizado, diferem significativamente (ver documento sobre serviços afetados emitido no âmbito de cada volume).

A análise dos elementos acima referidos, em combinação com o posicionamento das infraestruturas enterradas em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar as infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 8). Assinala-se que algumas destas infraestruturas serão desviadas faseadamente durante a execução dos trabalhos.

Tabela 8 – Infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA
266	Aqueduto	Rua do Patrocínio	Alvenaria
1007	Aqueduto	Rua Possolo	Alvenaria

Nesta fase de projeto foi considerado que os aquedutos e galerias de adução enterrados são constituídos por paredes de alvenaria rebocada com 2.5m de altura, apresentando 50 a 80cm de espessura e tetos em abóboda com largura de 1.5m.

12.3 Medidas de mitigação

Foi realizada uma referenciação de danos nas interferências mais suscetíveis, tendo-se concluído, nesta fase do projeto e numa primeira aproximação, não ser necessário realizar medidas específicas de reforço estrutural. A monitorização de cada interferência pode ter que ser reforçada função do seu nível de suscetibilidade perante a obra.

13 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infraestruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se incluída no Tomo 1 – Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

14 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.

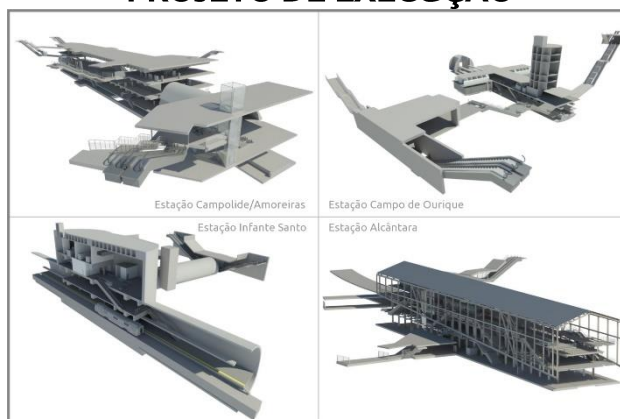
A rede de terras será composta por barras de cobre estanhado com 65x5x100, instalados em cada um dos lados da galeria de 30 em 30 metros, ligados através de soldadura aluminotérmica a um varão de aço de diâmetro de 12mm instalado ao longo da galeria e que por sua vez será ligado à armadura da estrutura dos tocos de 8 em 8 metros.

METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO II – TÚNEL

VOLUME 3 – TÚNEL T83 – SUPORTE PRIMÁRIO

NOTA DE CÁLCULO

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR TUN T83 NC 087001 0
----------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Francisco Bernardo		2024-10-13
Revisto	Sandra Ferreira		2024-10-13
Verificado	Rui Rodrigues		2024-10-13
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-13
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-13

	Nome	Assinatura	Data
Gestor Projeto	Raúl Pistone		2024-10-13

Índice

1	INTRODUÇÃO.....	4
2	REGULAMENTAÇÃO	4
3	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS/GEOTÉCNICAS E HIDROLÓGICAS	4
4	AÇÕES CONSIDERADAS.....	5
5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE E ABORDAGENS DE CÁLCULO.....	5
6	METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	7
6.1	Modelos numéricos.....	8
6.2	Secções de cálculo.....	8
6.3	Modelos de interação solo-estrutura	11
6.4	Faseamento construtivo adotado nos modelos numéricos.....	13
7	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	16
7.1	Descrição geral.....	16
7.2	Estado Limite Último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas.....	17
7.3	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado.....	20
7.4	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas.....	21
7.5	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas.....	21
7.6	Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção.....	23
7.7	Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea.....	23
8	RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....	23
8.1	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas	23
8.2	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas.....	28
8.3	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas.....	32
8.4	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas.....	33

8.5	Estado limite último de resistência à tracção da armadura das pregagens.....	33
8.6	Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção.....	35
8.7	Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea.....	37

1 INTRODUÇÃO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa dos túneis**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo II – Estruturas do Volume 3 – Túnel T83**.

2 REGULAMENTAÇÃO

As regulamentações adotadas são as descritas na Memória Descritiva e Justificativa, documento integrante do presente Volume.

3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS/GEOTÉCNICAS E HIDROLÓGICAS

O dimensionamento do suporte primário foi condicionado pela parametrização geotécnica do maciço interessado indicada Quadro 1.

A descrição das características do maciço atravessado pelo túnel de via encontra-se no Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico.

Quadro 1 – Características geológico-geotécnicas e parâmetros geotécnicos

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	ν	σ (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
ATERRO, At	18	20	---	---	0	28	8	0,5	10 ⁻⁵	0,35	---	---
ALUVIÃO, a(ar)	19	21	---	---	0	34	50	0,5	10 ⁻⁵	0,30	---	---
ALUVIÃO, a(ag)	17	19	10	10	0	28	4	0,5	10 ⁻⁸	0,46	---	---
ALUVIÃO, a(cg)	20	22	---	---	0	35	75	0,5	10 ⁻⁴	0,30	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)a NSPT > 50	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 ⁻⁸	0,33	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)b NSPT < 50	21	22	180	40	5	28	20	1,0	10 ⁻⁸	0,38	---	---
MIOCÉNICO M(cal)	24	24	---	---	100	34	400	0,8	10 ⁻⁵	0,25	---	---
OLIGOCÉNICO, ϕ	20	22	400	150	15	30	75	1,2	10 ⁻⁷	0,30		
BASALTO, β	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 ⁻⁷	0,26	20	12
BASALTO, $\beta_{W5;W4/5}$	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 ⁻⁶	0,28	---	---
TUFOS, τ	20	21	---	---	60	35	120	1,0	10 ⁻⁷	0,27	---	---
CALCÁRIO, Cc1a	23	23	---	---	50	32	60	0,8	10 ⁻⁷	0,23	---	---
CALCÁRIO, Cc1b	24	24	---	---	90	38	325	0,8	10 ⁻⁷	0,21	9	3
CALCÁRIO, Cc1c	25	25	---	---	300	42	4000	0,8	10 ⁻⁶	0,21	50	27,5
CALCÁRIO, Cc1d	24	24	---	---	120	40	600	0,8	10 ⁻⁷	0,21	12	6

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	ν	σ (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
CALCÁRIO DE CANEÇAS	23	23	---	---	100	35	200	0,8	10 ⁻⁷	0,25	5	1,5

4 AÇÕES CONSIDERADAS

As ações consideradas são as apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2 – Ações de dimensionamento

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

5 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 ψ adotados são os definidos no Tabela 1:

Tabela 1 – Coeficientes de redução

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_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 2) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 3 e Tabela 4).

Tabela 2 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30

	Favorável		0,00	0,00
--	-----------	--	------	------

Tabela 3 – 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	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso volúmico	γ_Y	1,00	1,00

Tabela 4 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	γ_c	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	γ_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.

6 METODOLOGIA DE CÁLCULO

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

6.1 Modelos numéricos

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos, utilizou-se o programa de cálculo automático Plaxis, o qual permite a produção automatizada de um malha de elementos finitos, triangulares de quinze nós, tendo esta sido refinada a zona próxima da escavação. A modelação numérica foi efectuada considerando um estado plano de deformação, com um campo gravítico de tensões. O comportamento mecânico do terreno foi simulado por uma lei de comportamento elástico linear perfeitamente plástico, sendo a rotura controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, admitindo todos os materiais como isotrópicos.

As fronteiras foram definidas de modo a abranger a quase totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e deformação causada pela abertura das escavações. Em cada fase de escavação foram retirados os elementos correspondentes e, subsequentemente instaladas as medidas de suporte primário preconizadas, de modo a reproduzir um faseamento construtivo previsto em fase de construção.

A sequência de construção foi simulada mediante a remoção, introdução de elementos e a alteração das suas propriedades. O efeito tridimensional associado ao avanço da frente de escavação, foi modelado através da descompressão dos elementos localizados na secção do túnel a escavar em cada fase.

A determinação do fator de descompressão que simula o avanço da frente de escavação, depende de numerosos fatores (modelos constitutivos dos materiais, estado de tensão inicial, rigidez do suporte, pré-suporte da frente, etc.) que apenas podem ser equacionados com precisão recorrendo a modelos tridimensionais, apenas desenvolvidos em fases avançadas de projeto, devido ao tempo necessário para os desenvolver e calibrar.

Não obstante, através de retroanálises realizadas em projetos de escavações em método mineiro, considerou-se que o fator de descompressão varia entre 40% a 80%, pelo que as análises realizadas em modelos numéricos bidimensionais contemplam 40%, 60% e 80% de descompressão.

6.2 Secções de cálculo

Nas análises tensão-deformação realizadas, consideraram-se secções de cálculo ao longo do eixo do projeto. As secções selecionadas são representativas das principais condicionantes identificadas nesta fase de estudo.

O Quadro 3 apresenta o ponto quilométrico de cada secção de cálculo desenvolvida e o tipo de suporte considerado em cada secção.

Quadro 3 – Secções de cálculo selecionadas

Localização	Secção tipo
PK 0+250	B2
PK 0+500	B1
PK 1+250	C1
PK 1+800	D
PK 2+350	B1

PK 2+950	B2
PK 3+110	D
PK 3+720	D

Na Figura 1 a Figura 4 apresentam-se as características do suporte primário de cada secção tipo.

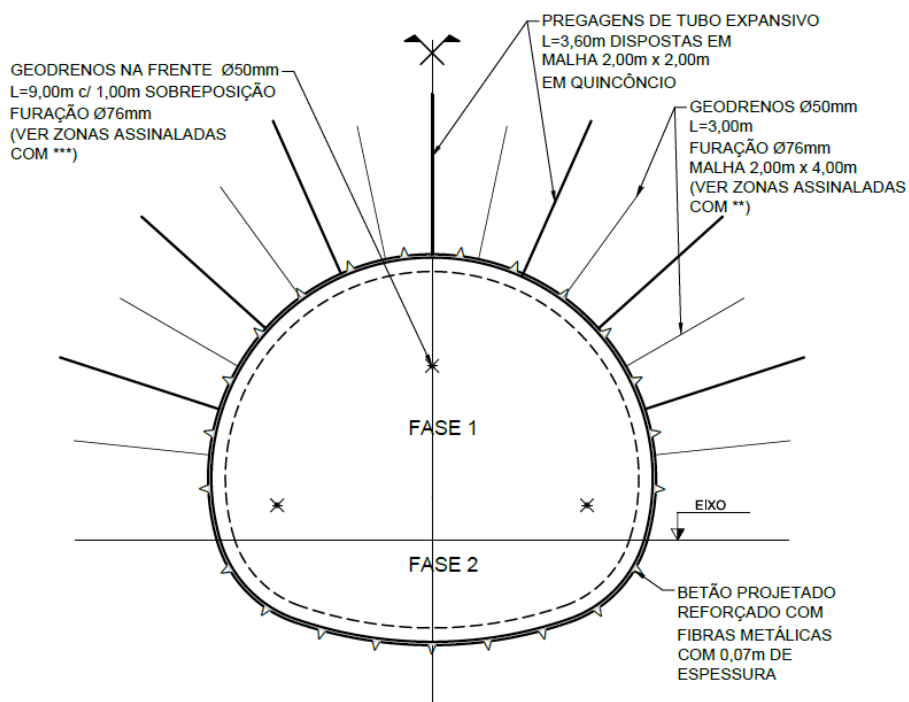


Figura 1 – Suporte Tipo B1

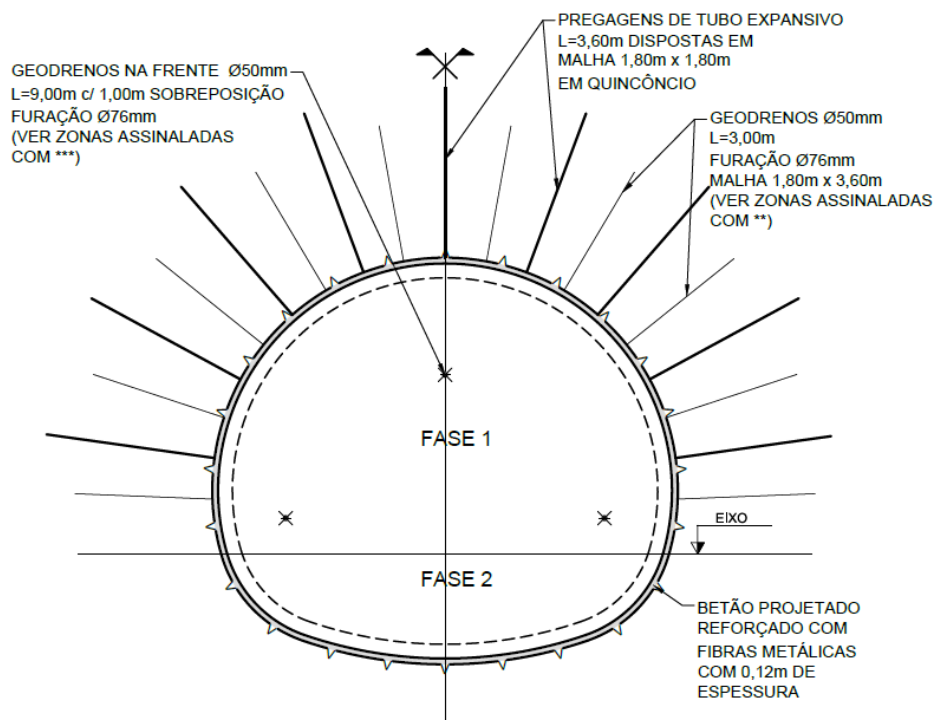


Figura 2 - Suporte Tipo B2

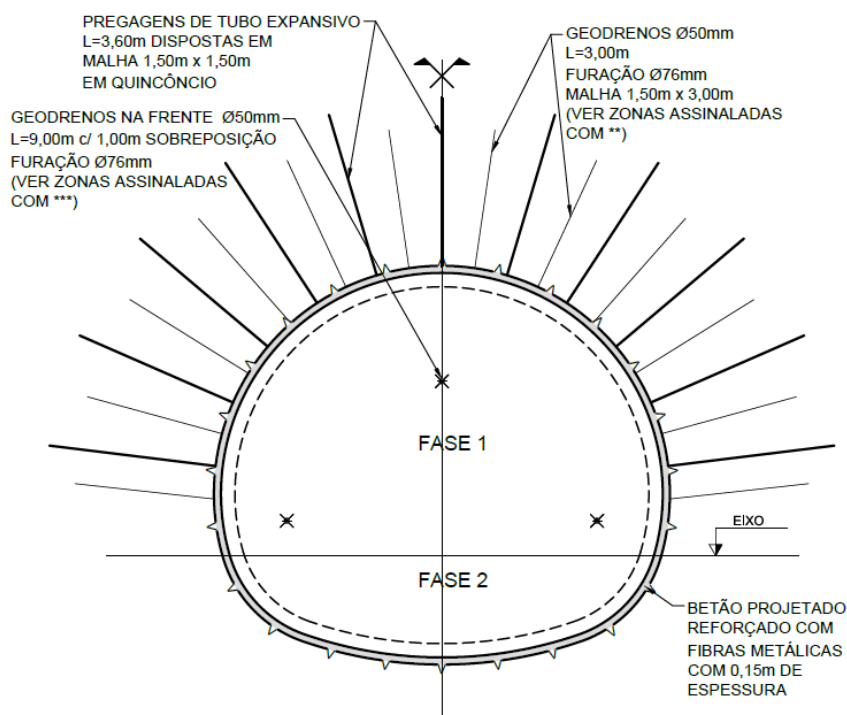


Figura 3 - Suporte Tipo C1

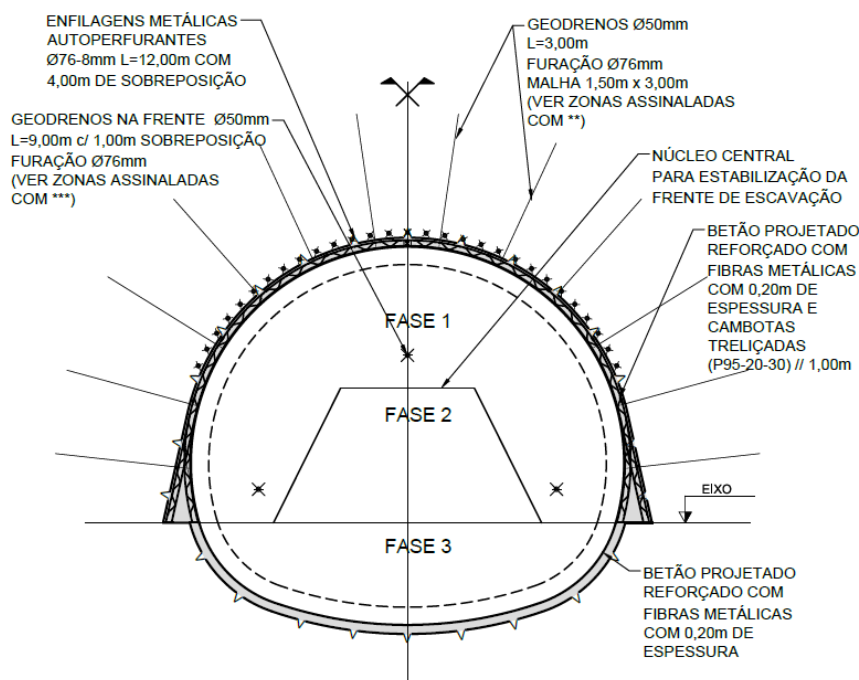


Figura 4 – Suporte Tipo D

6.3 Modelos de interação solo-estrutura

Na modelação do suporte primário foram utilizados elementos estruturais com as propriedades de resistência, inércia e deformabilidade, representativas dos diversos elementos de suporte. Estes elementos encontram-se dispostos no contorno da escavação, e a sua simulação permite a avaliação dos esforços actuantes ao longo dos mesmos.

O betão projetado e as cambotas treliçadas a aplicar no contorno da escavação, foram modelados através de elementos *plate* com comportamento elástico-plástico perfeito, com as propriedades mecânicas representativas da sua resistência e deformabilidade com uma idade $\leq 1, 7$ e 28 dias, consoante o avanço das fases de escavação

As pregagens previstas no contorno da escavação foram modeladas através de elementos plásticos. A área de influência das pregagens adoptadas nas análises numéricas, reflecte a densidade da malha de pregagens a aplicar nas diferentes zonas da escavação.

Os modelos de cálculo bidimensionais adotados para cada secção de suporte primário encontram-se ilustrados na Figura 5 a Figura 8.

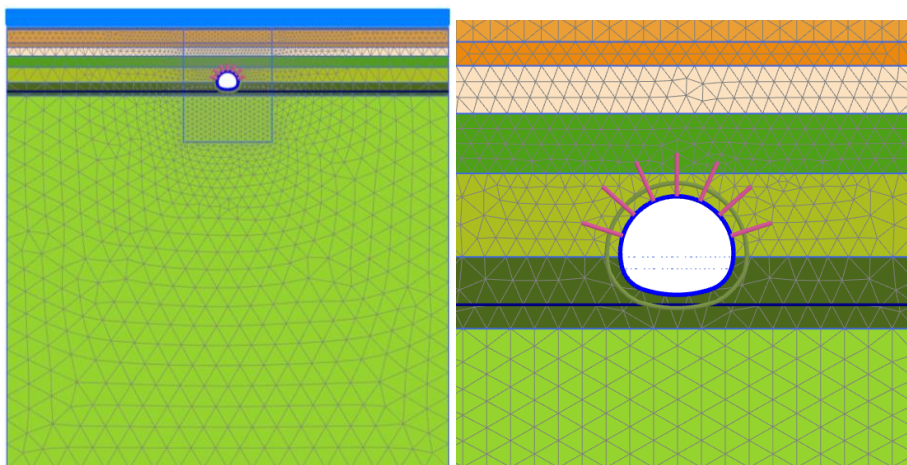


Figura 5 – Suporte Tipo B1

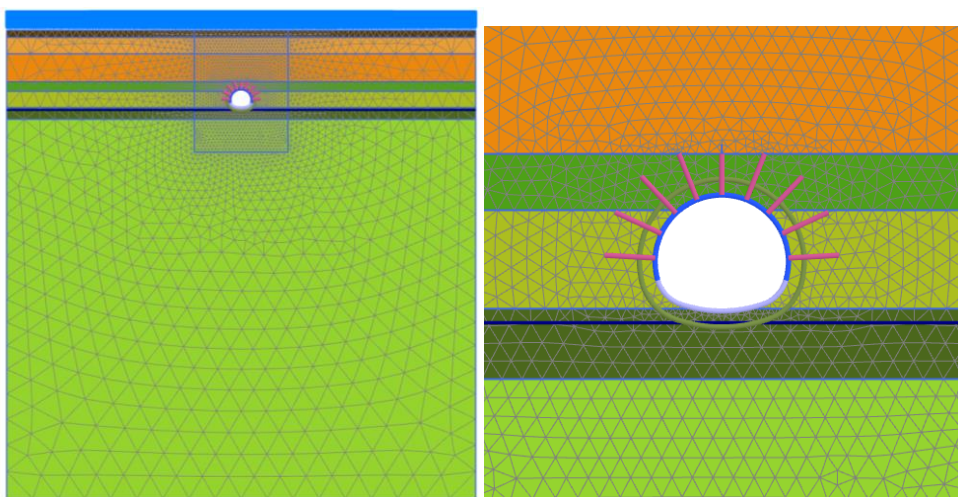


Figura 6 – Suporte Tipo B2

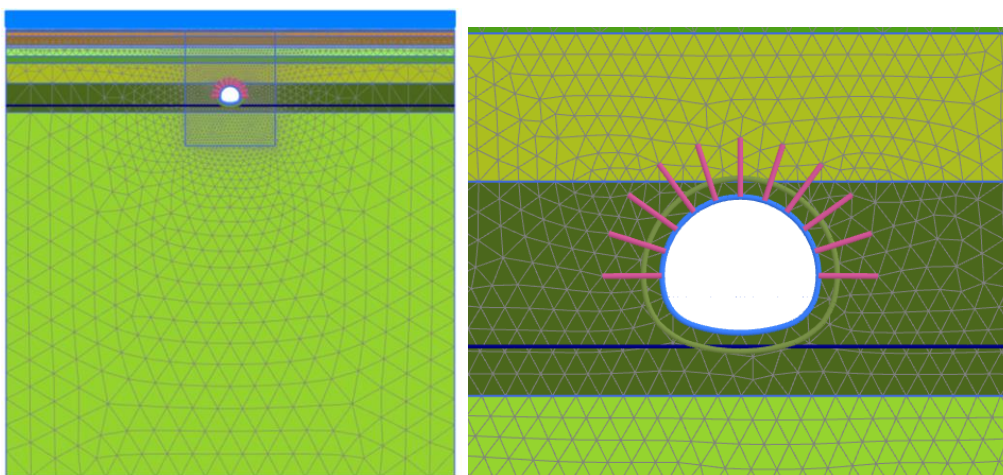


Figura 7 – Suporte Tipo C1

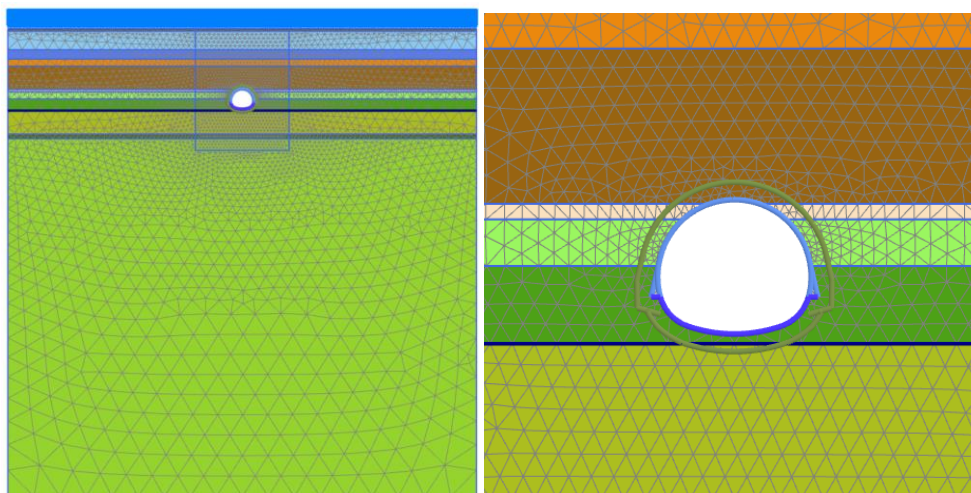


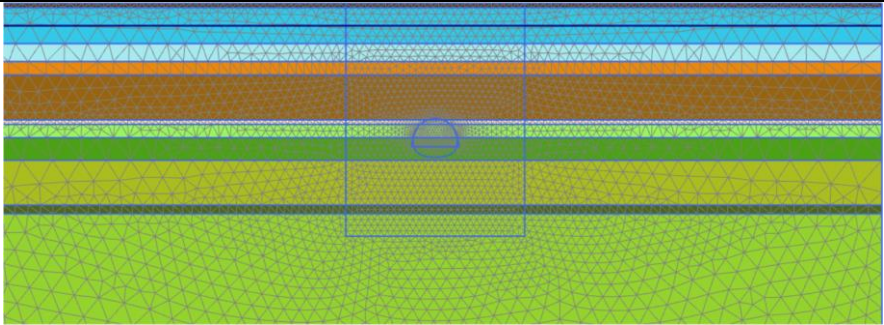
Figura 8 – Suporte Tipo D

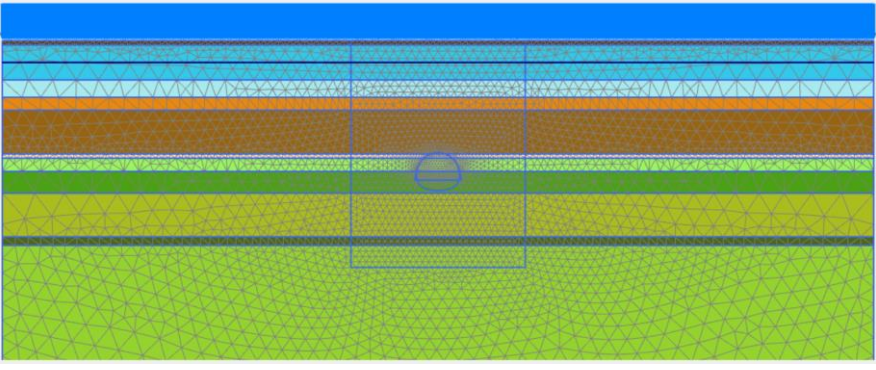
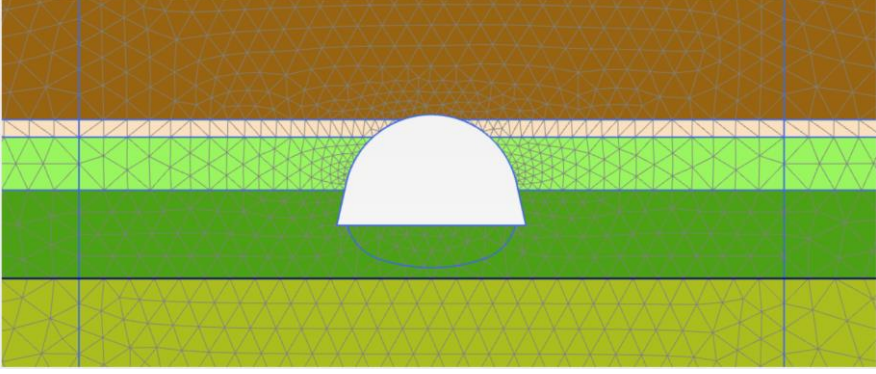
6.4 Faseamento construtivo adotado nos modelos numéricos

A definição de etapas de cálculo para a modelação do faseamento construtivo, permite simular a variação de tensões a que o maciço se encontra sujeito durante o processo, permitindo extrair dos modelos as grandezas relevantes para o dimensionamento nos elementos estruturais que compõem o suporte primário. Foi realizada uma zeragem dos deslocamentos após a aplicação das sobrecargas, de modo a que os deslocamentos decorrentes da sua aplicação não fossem somados aos deslocamentos resultantes da escavação.

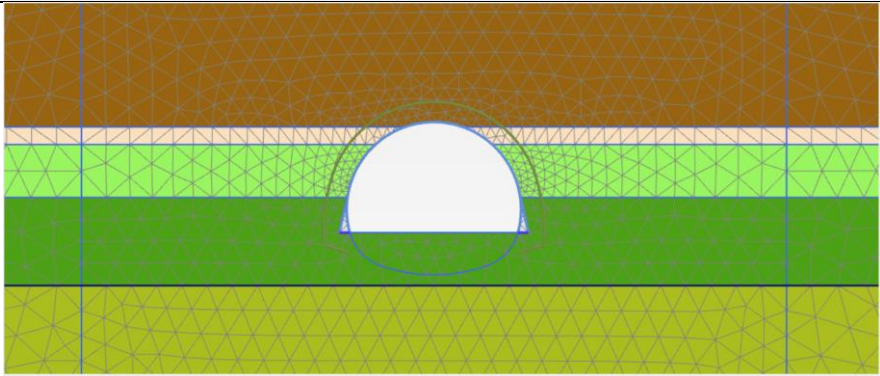
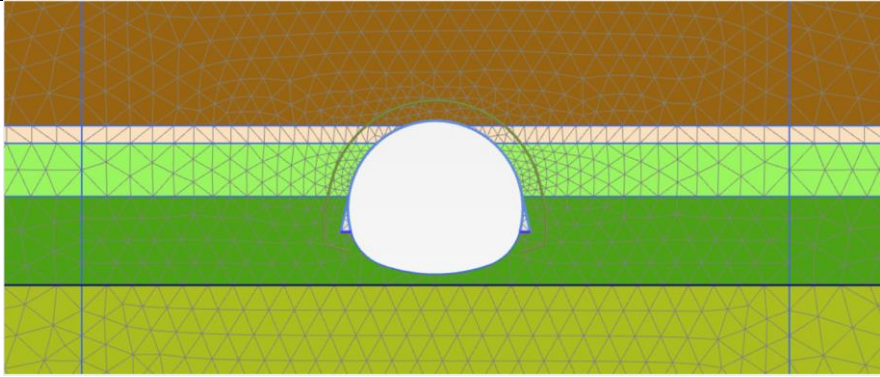
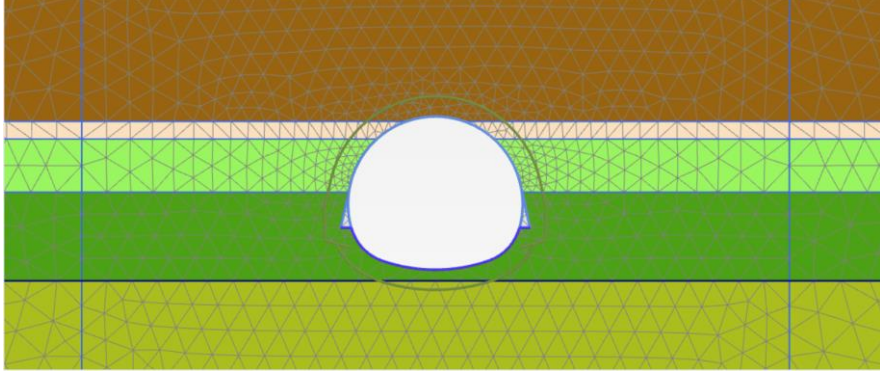
No Quadro 4 e Quadro 5 apresenta-se o faseamento construtivo adotado para o modelo bidimensional ao Pk 1+800 para a secção tipo D, tendo o faseamento adotado para as restantes secções sido semelhante.

Quadro 4 – Faseamento construtivo modelado (1/2)

Faseamento construtivo adotado nos modelos 2D	
Estado de tensão inicial	

Aplicação das sobrecargas de superfície	
Avanço da frente de escavação da calote	

Quadro 5 – Faseamento construtivo modelado (2/2)

Faseamento construtivo adotado nos modelos 2D	
Instalação do suporte primário na calote e escavação total da calote	
Avanço da frente de escavação do rebaixo	
Instalação do suporte primário no rebaixo e escavação total do rebaixo	

7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

7.1 Descrição geral

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 5 – 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 6, 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 6 – Verificações de segurança associadas ao suporte primário

Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	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
	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas
	Estado limite último de resistência à tracção da armadura das pregagens
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Deslocamentos e convergências da secção do túnel
	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação

7.2 Estado Limite Último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

Como referido no ponto 6, foram produzidos modelos bidimensionais e tridimensionais com o objetivo de aferir os esforços aos quais os diversos elementos que constituem o suporte primário estarão sujeitos durante a várias etapas de construção.

Neste contexto, a análise dos esforços relativos às etapas de escavação em que o betão se encontra com idade jovem foi realizada com base nos esforços extraídos dos modelos tridimensionais. Nestes modelos, foi realizada a modelação do avanço de escavação em articulação com o ganho de resistência do betão aplicado nas fases de escavação anteriores.

A curva de ganho de resistência do betão projetado adotada para o incremento dos parâmetros de rigidez dos modelos de cálculo e para a realização das respetivas verificações de segurança foi a curva extraída do fib Model Code 2010 (Figura 9).

A adoção desta curva permite estimar a evolução dos parâmetros do betão projetado desde as idades jovens (1 hora) até aos 28 dias (672 horas). Relativamente à evolução dos parâmetros nas primeiras 24 horas, referidos na norma relativa à especificação de betão projetado (NP EN 14487-1), a curva adotada permite obter parâmetros de acordo com o ganho de resistência espectável para uma classificação J2.

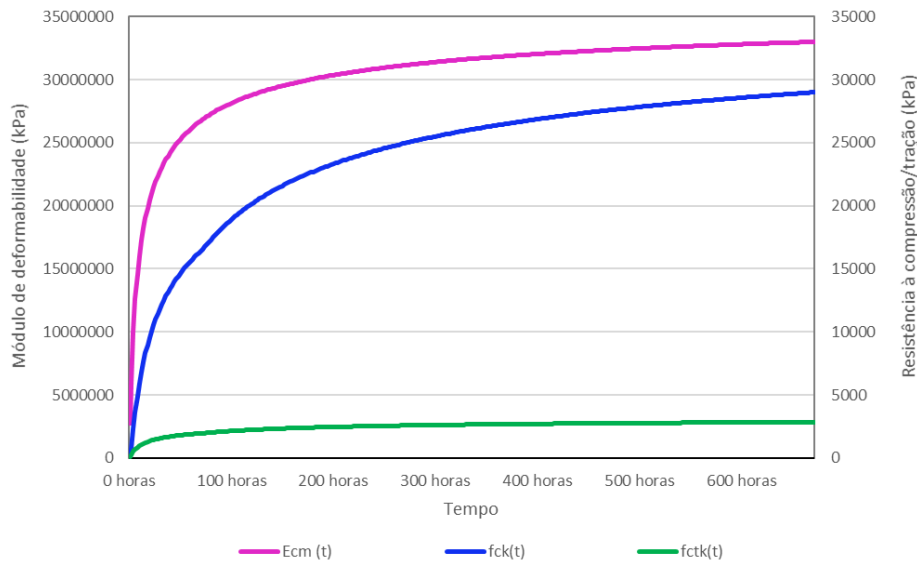


Figura 9 – Evolução do ganho de resistência e de rigidez do betão projetado considerada (fib Model Code 2010)

No dimensionamento estrutural do suporte primário também foi considerada a contribuição resultante da inclusão de fibras metálicas no betão projetado. Genericamente, as fibras metálicas conferem ao betão projetado uma ductilidade e uma homogeneidade de comportamento (resultado da distribuição homogênea das fibras), que melhora a sua performance e sua produtividade em obra, quando comparado com as soluções sem recurso a reforço ou com recurso a malha electrossoldada tradicional.

Para a verificação dos ELU para uma aplicação em suporte primário, as fibras contribuem para um incremento de capacidade resistente a baixo esforço axial. A formulação para a determinação da capacidade resistente com a inclusão de fibras é dada pela seguinte formulação (segundo Bekeart):

$$\begin{aligned}\sigma_{1d} &= 1.0 \cdot f_{ctm} \cdot \max \{1.6m - d; 1.0\}^{(f_{ctm} \text{ used})} \\ &= 0.5 \cdot \sigma_{2d}^{(f_{ctm} \text{ not used})} \\ \sigma_{2d} &= \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R1} \cdot f_{R1,m} / \gamma_{ct}^f \\ \sigma_{3d} &= \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R3} \cdot f_{R3/4,m} / \gamma_{ct}^f\end{aligned}$$

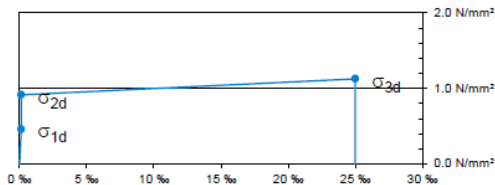
σ_{2d}	is the design value of the steel fiber reinforced concrete in tension, based on $f_{R1,m}$
σ_{3d}	is the design value of the steel fiber reinforced concrete in tension, based on $f_{R4,m}$
α_{sys}	is the coefficient taking account of effects due to fibre orientation, size and load redistribution for the selected application (if applicable)
$f_{R1,m}$	is the mean residual flexural strength of steel fiber concrete according to EN 14651, at a crack mouth opening displacement of 0.5 mm
$f_{R3/4,m}$	is the mean residual flexural strength of steel fiber concrete according to EN 14651, at a crack mouth opening displacement of 2.5 / 3.5 mm
d	is the effective depth of a cross-section,
κ_h	is a coefficient to compensate for scaling effects
α_{char}	is the coefficient taking account of the variation of the material properties for the selected application
γ_{ct}^f	is the partial factor for steel fiber concrete in tension

Na Figura 10 apresenta-se a aplicação da formulação acima referida na lei constitutiva que relaciona a evolução da tensão no betão reforçado com fibras com a deformação.

Steel Fibre Concrete

effective depth d	200	[mm]	
concrete class	C30/37		
characteristic strength f_{ck}	30	[N/mm ²]	
partial factor γ_c	1.50	[-]	
factor α_{cc}	0.85	[-]	
$\alpha_{R1} \cdot f_{R1m} \rightarrow \sigma_2$	0.40	[-]	(conversion factor flexion → tension)
$\alpha_{R3} \cdot f_{R3m} \rightarrow \sigma_3$	0.39	[-]	(conversion factor flexion → tension)
$f_{R1,m}$	3.82	[N/mm ²]	(according to EN 14651)
$f_{R3,m}$	4.76	[N/mm ²]	(according to EN 14651)
κ_h	1.00	[-]	
partial factor γ_{ct}^f	1.50	[-]	
Dramix® fiber type	Dramix 4D 65/60BG		(EN 14889-1: System '1' - Structural Use)
recommended dosage	30 kg/m ³		(recommended dosage for testing according to EN 14561)

Constitutive Law for Steel Fibre Concrete: $\sigma - \varepsilon$



$\sigma - W / \sigma - \varepsilon$

W_u	2.5	[mm]
l_{cs}	100	[mm]
ε_u	25.0	[%]

Reinforcement

yield strength f_{yk}	-	[N/mm ²]
partial factor γ_s	-	[-]

Fibers Only

Figura 10 – Parâmetros de modelação da contribuição das fibras metálicas (segundo Bekeart Moment Capacity)

Na Figura 11 apresentam-se os parâmetros de entrada para a determinação dos diagramas de capacidade resistente para a flexão composta, considerando a inclusão das fibras metálicas. Nos diagramas de interação para a verificação do ELU de flexão composta do betão projetado, serão apresentados os limites de resistência com e sem a contribuição das fibras metálicas.

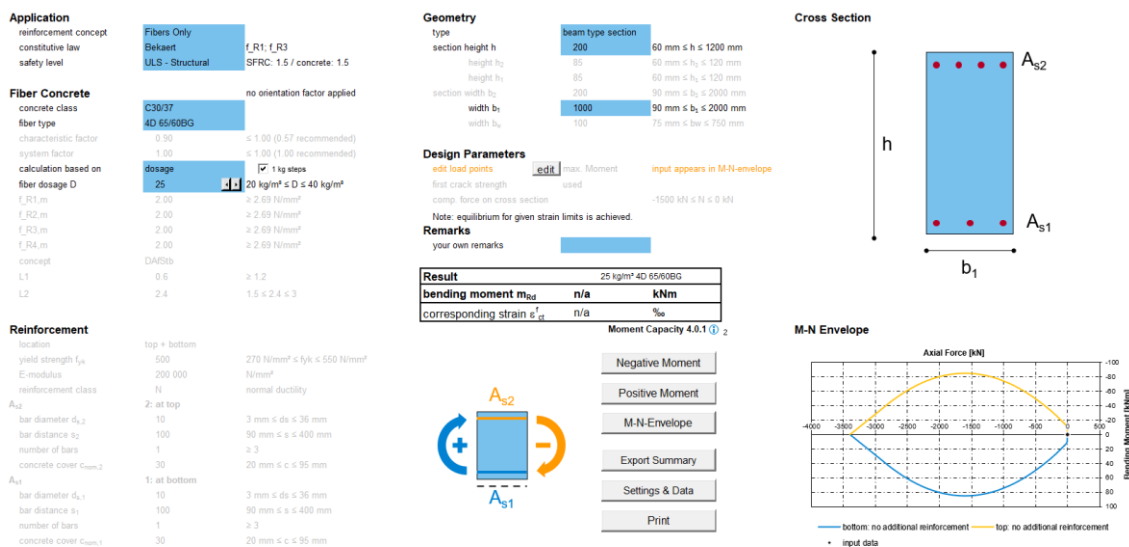


Figura 11 – Capacidade resistente com a inclusão de fibras metálicas (segundo Bekaert)

A verificação do ELU de resistência em flexão composta para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq N_{max} = A \times f_{cd}$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq N_{min} = A \times f_{ctd}$$

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (f_{cd} - f_{ctm}) \times \frac{I}{t}$$

$$N_{Ed} \leq N(M_{max}) = A \times (f_{cd} + f_{ctd})$$

Em que:

N_{max} – Esforço axial máximo de compressão do betão

N_{min} – Esforço axial máximo de tração do betão

A – Área da secção transversal

I – Momento de inércia da secção

f_{cd} – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto

f_{ctd} – Resistência à tração do betão de projeto

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (M, N).

7.3 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq (f_{cd} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{cd} \times A} \right)$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq (f_{ctm} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{ctd} \times A} \right)$$

Para o esforço transversal/corte combinado com esforço axial:

$$V_{Ed} \leq \pm A \times \sqrt{-\frac{4 \times f_{cd} \times f_{ctd}}{9}}$$

Em que:

A – Área da secção transversal de betão projetado

I – Momento de inércia da secção

f_{cd} – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto

f_{ctd} – Resistência à tração do betão de projeto

Para a verificação da segurança para o revestimento de betão projetado para idade jovem, à semelhança do indicado no ponto 7.2, os esforços serão extraídos do modelo tridimensional a meio da secção de betão projetado do avanço anterior, aquando da execução do avanço seguinte de escavação.

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão igualmente apresentados em diagramas de capacidade resistente (V, N), devidamente ajustados à idade do betão na referida fase.

7.4 Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas

A verificação do ELU de resistência em flexão composta das cambotas foi realizada com base nos esforços extraídos a partir dos modelos de cálculo bidimensionais.

A verificação do ELU de resistência em flexão composta para as cambotas terá assim de verificar as seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq N_{max} = A \times f_{yd}$$

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (2 \times f_{yd}) \times \frac{I}{t}$$

Em que:

N_{max} – Esforço axial máximo de compressão na cambota

N_{min} – Esforço axial máximo de tracção na cambota

A – Área da secção transversal da cambota

I – Momento de inércia da secção

f_{yd} – Tensão de cedência da cambota metálica

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (M, N).

7.5 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas foi realizada com base nos esforços extraídos a partir dos modelos de cálculo bidimensionais e tridimensionais.

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte para as cambotas metálicas terá assim de garantir as seguintes condições:

Em compressão e tração:

$$N_{Ed} \leq (f_{yd} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{yd} \times A} \right)$$

Para esforço transversal/corte combinado com esforço axial:

$$V_{Ed} \leq \pm A \times \sqrt{-\frac{4 \times f_{yd}^2}{9}}$$

Em que:

A – Área da secção transversal da cambota metálica

I – Momento de inércia da secção

f_{yd} – Tensão de cedência da cambota metálica

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (V, N).

7.6 Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção

A verificação do ELS dos deslocamentos e convergências da secção deverá garantir que a deformação da secção não compromete o espaço disponível para a execução do revestimento definitivo. Nesse sentido, foi estabelecido um limite de deformação de 50mm.

7.7 Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea

A verificação do ELS dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea encontra-se realizada no Tomo II – Volume 13 – Interferências ao Longo da Linha.

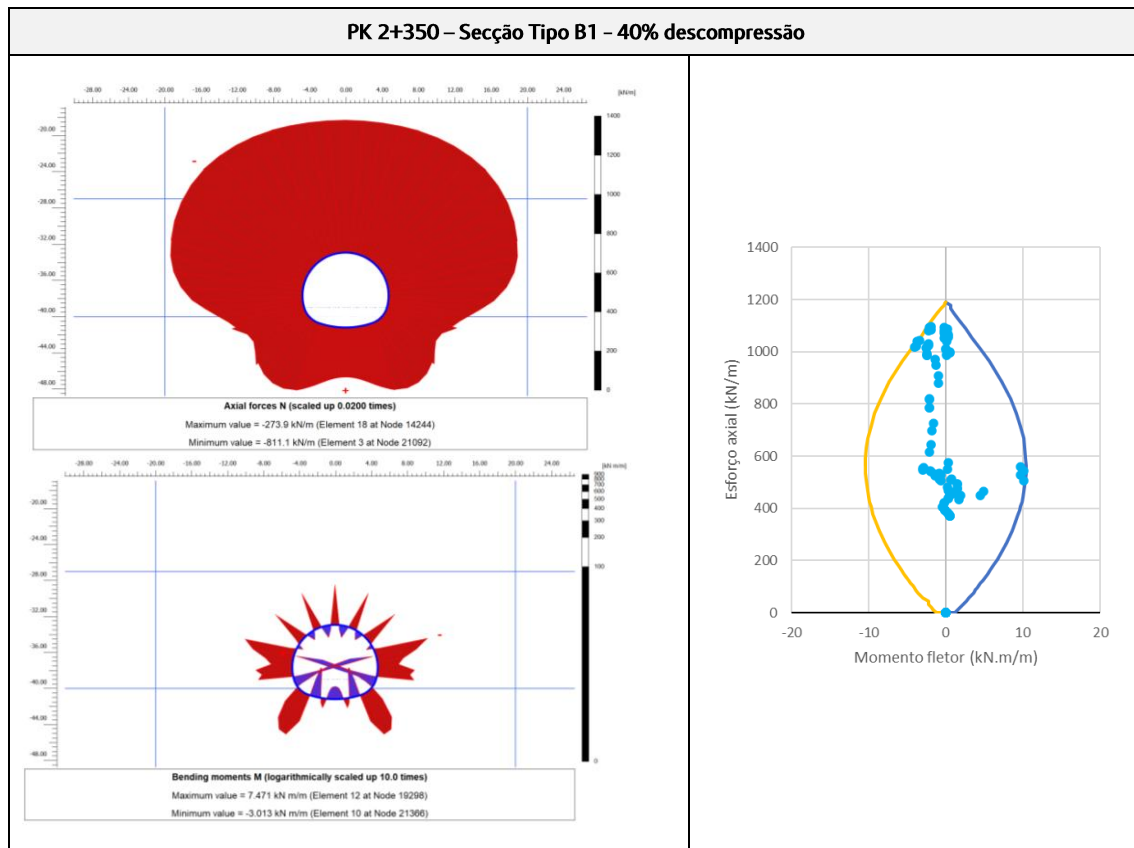
8 RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Neste capítulo apresentam-se os resultados condicionantes para o dimensionamento de cada secção tipo indicada e para cada verificação de segurança.

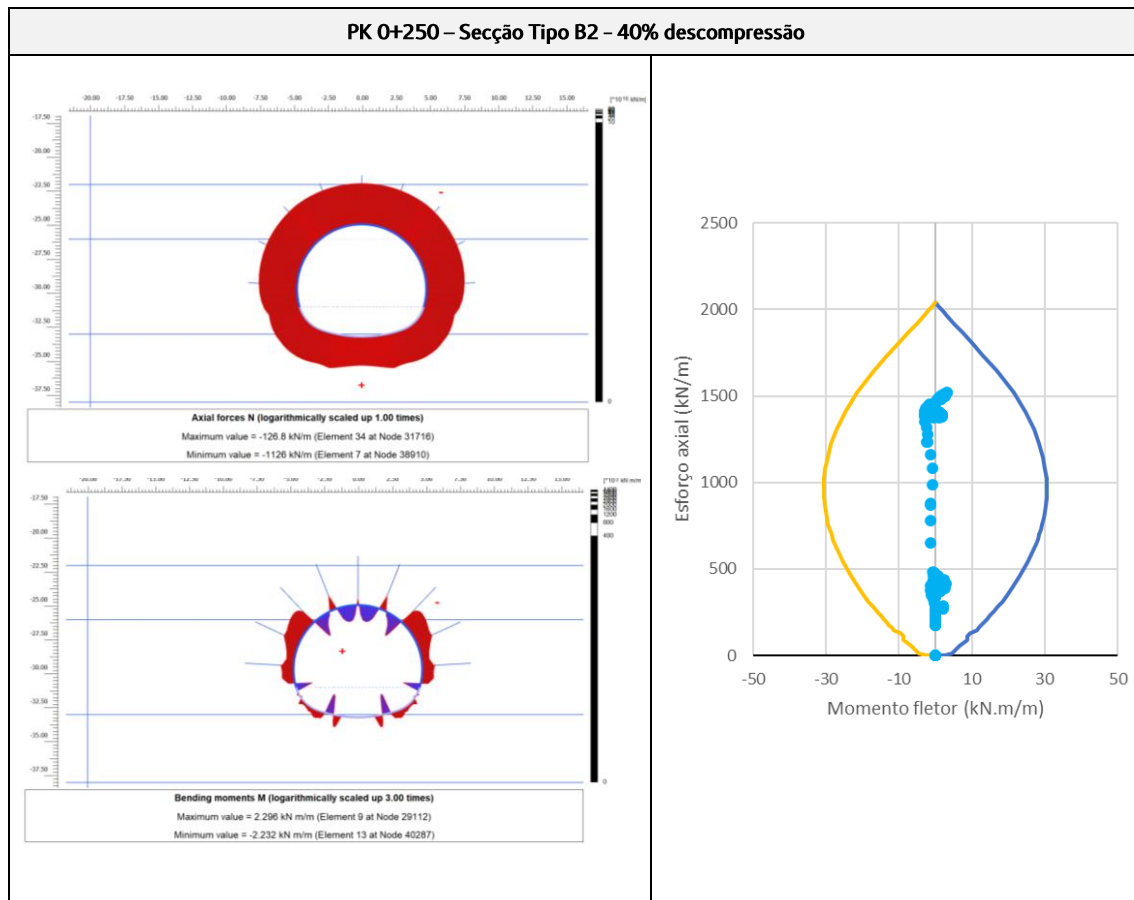
8.1 Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

No Quadro 8 a Quadro 9 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados. As correspondentes imagens ilustrativas dos esforços não-majorados extraídas do programa de cálculo, são também apresentados no mesmo conjunto de tabelas.

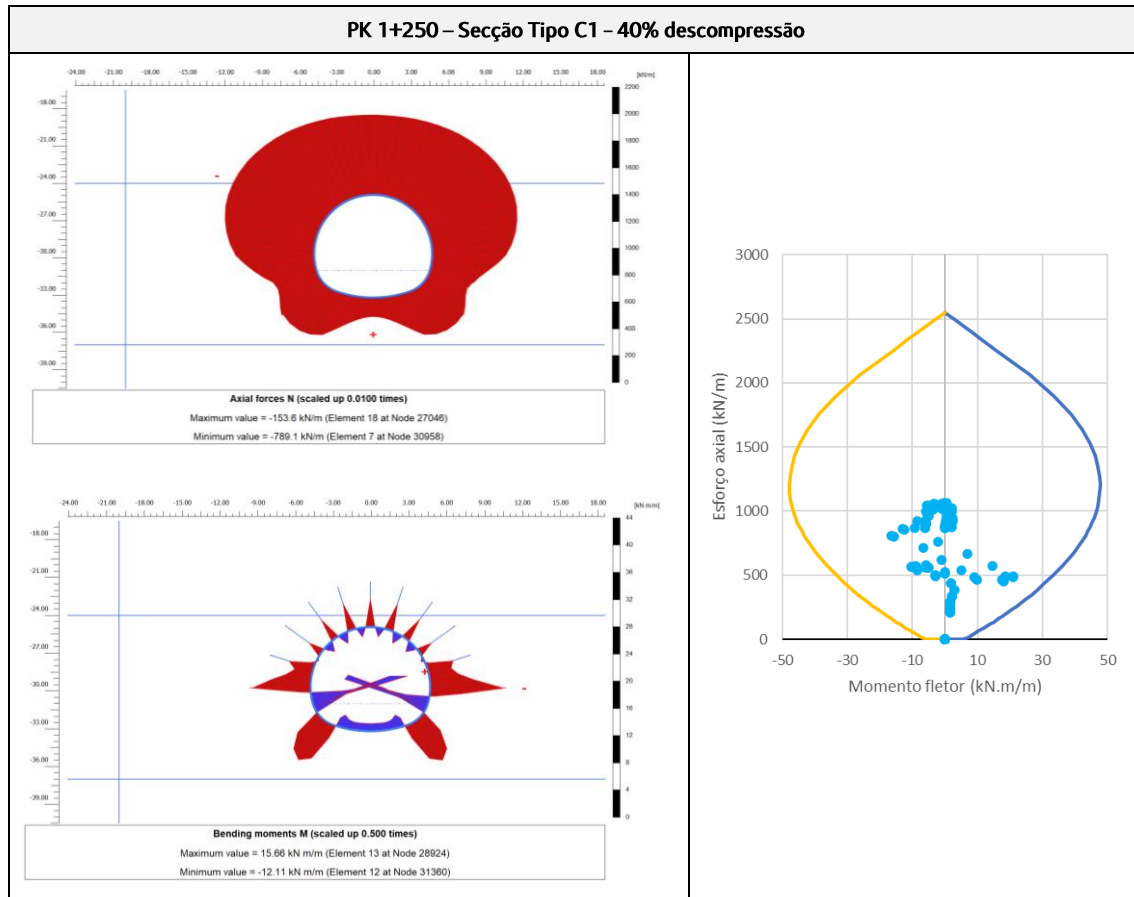
Quadro 6 – PK 2+350 – Secção Tipo B1



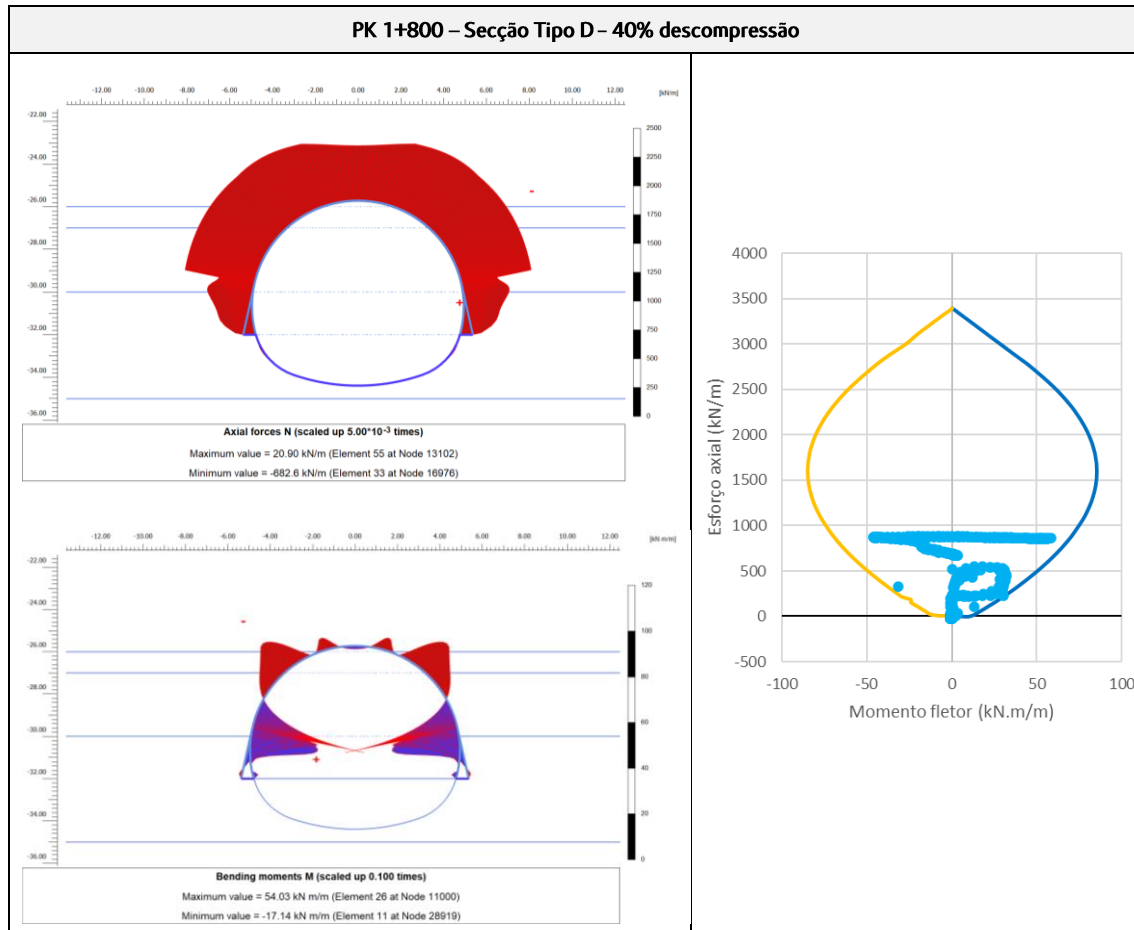
Quadro 7 - PK 0+250 - Secção Tipo B2



Quadro 8 - PK 1+250 - Secção Tipo C1



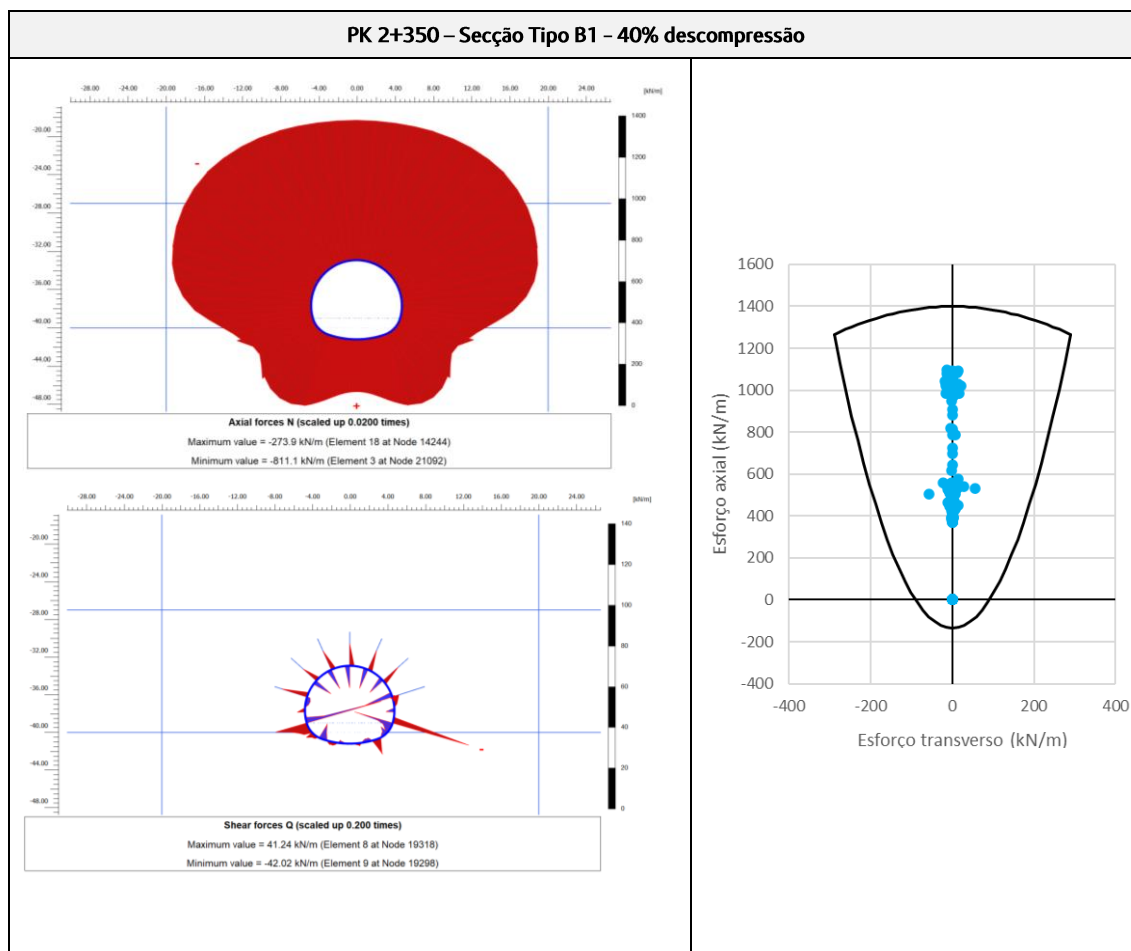
Quadro 9 - PK 1+800 – Secção Tipo D



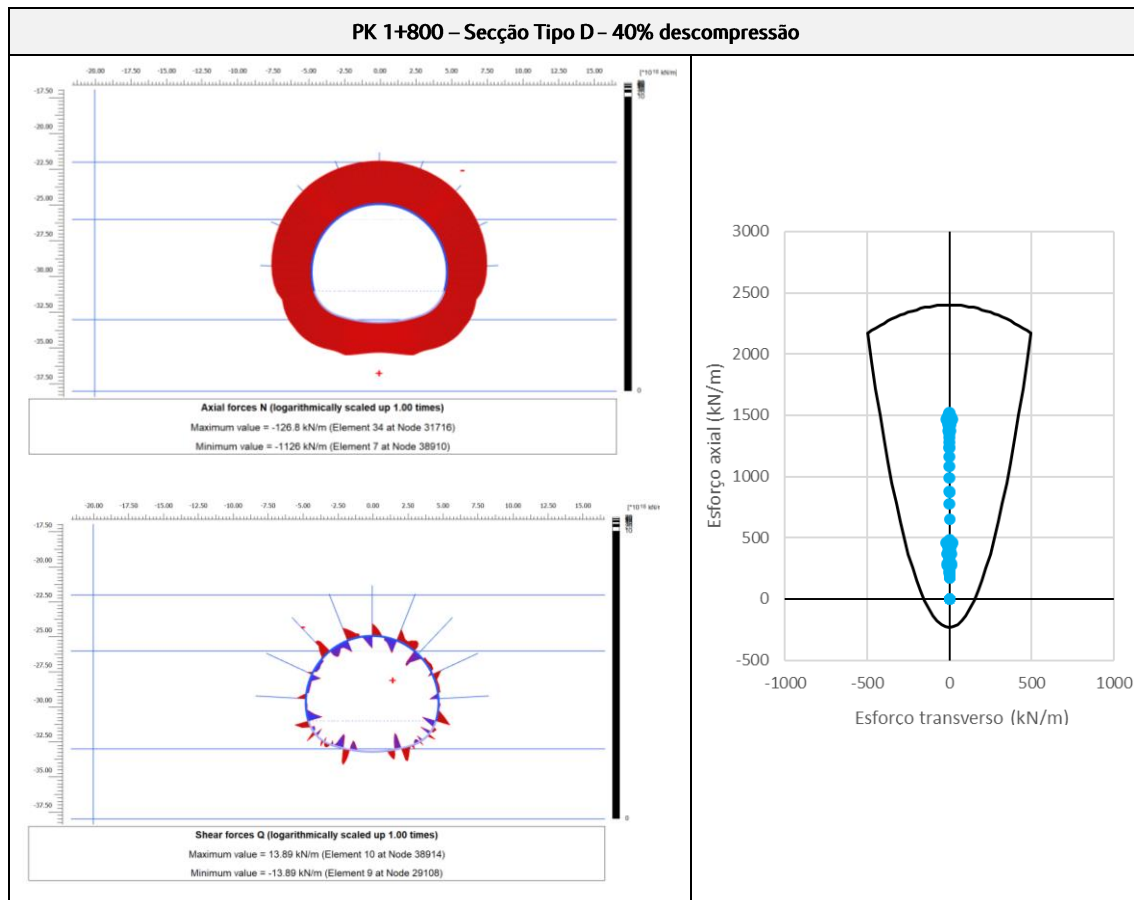
8.2 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

No Quadro 12 a Quadro 10 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados. Os correspondentes diagramas de esforços não-majorados são também apresentados no mesmo conjunto de tabelas.

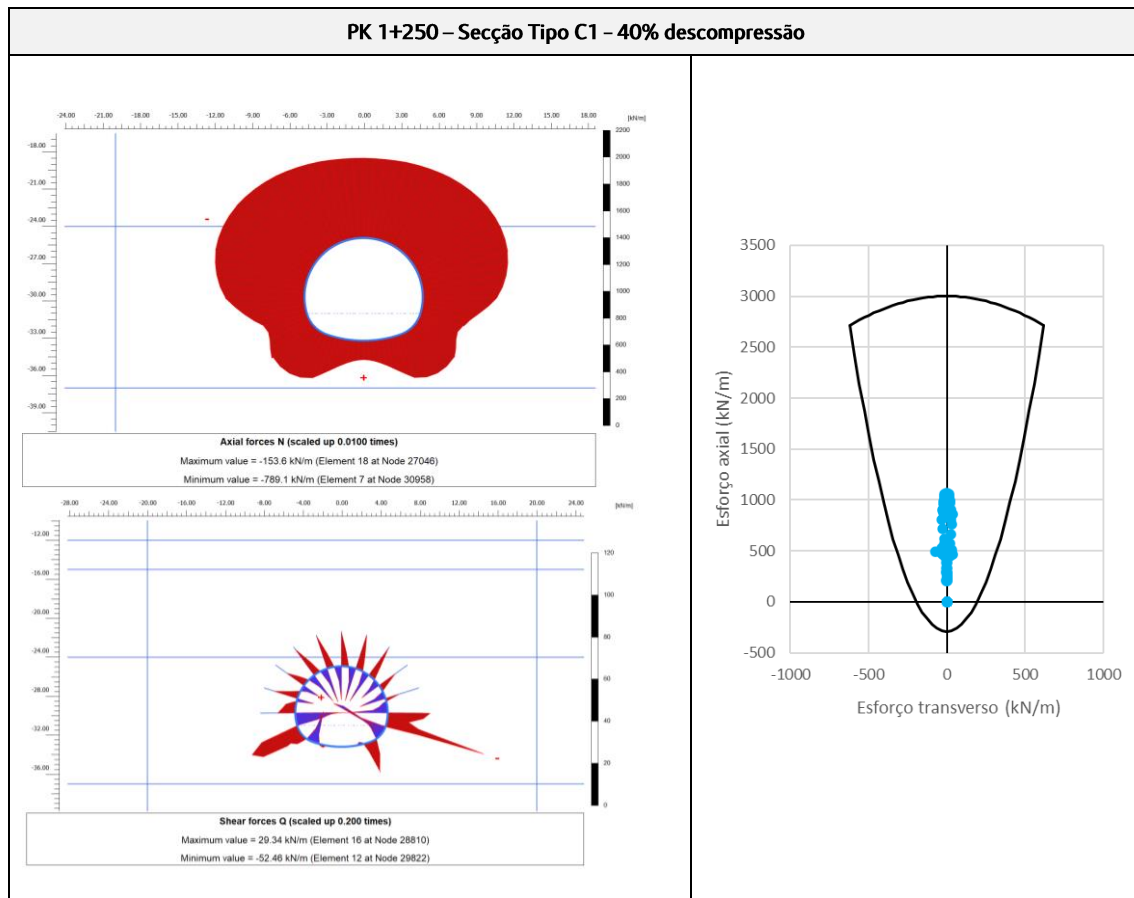
Quadro 10 – PK 2+350 – Secção Tipo B1



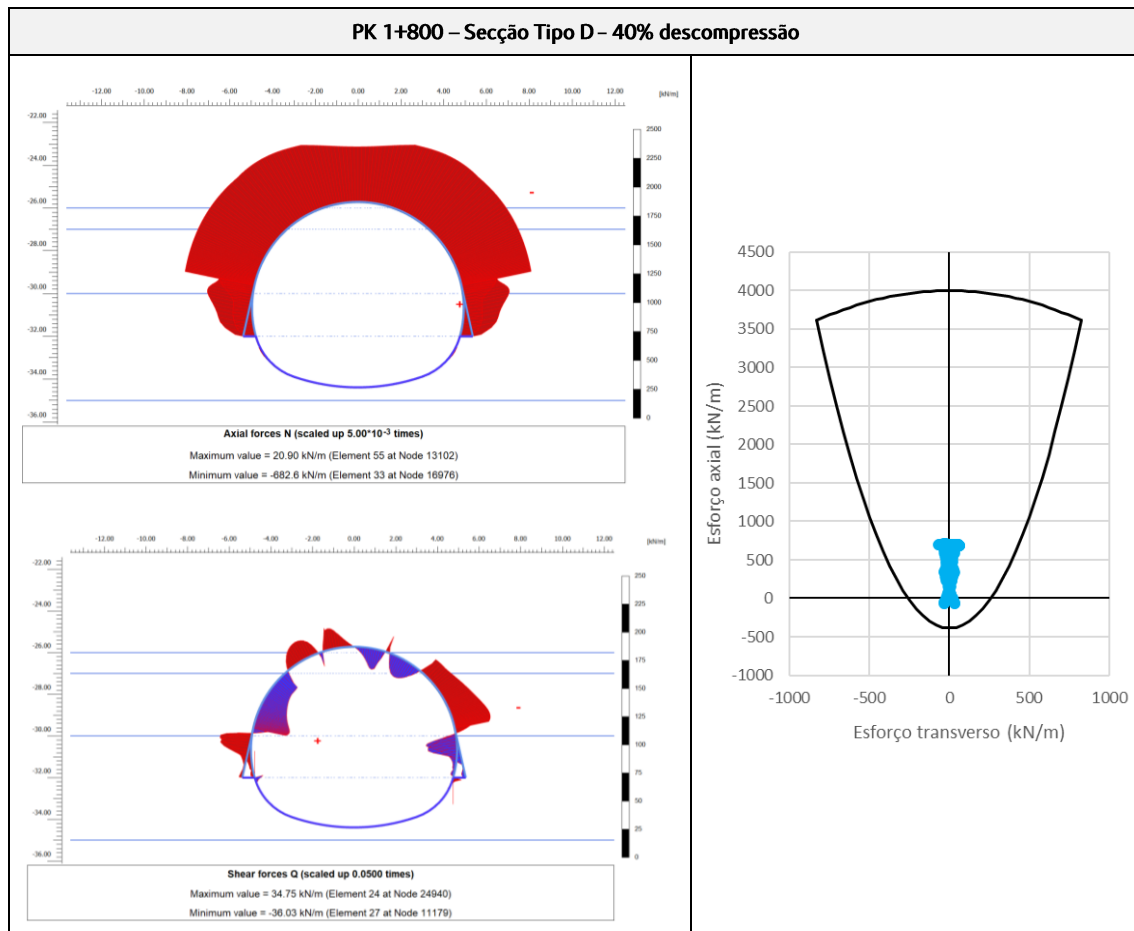
Quadro 11 - PK 0+250 – Secção Tipo B2



Quadro 12 - PK 1+250 – Secção Tipo C1



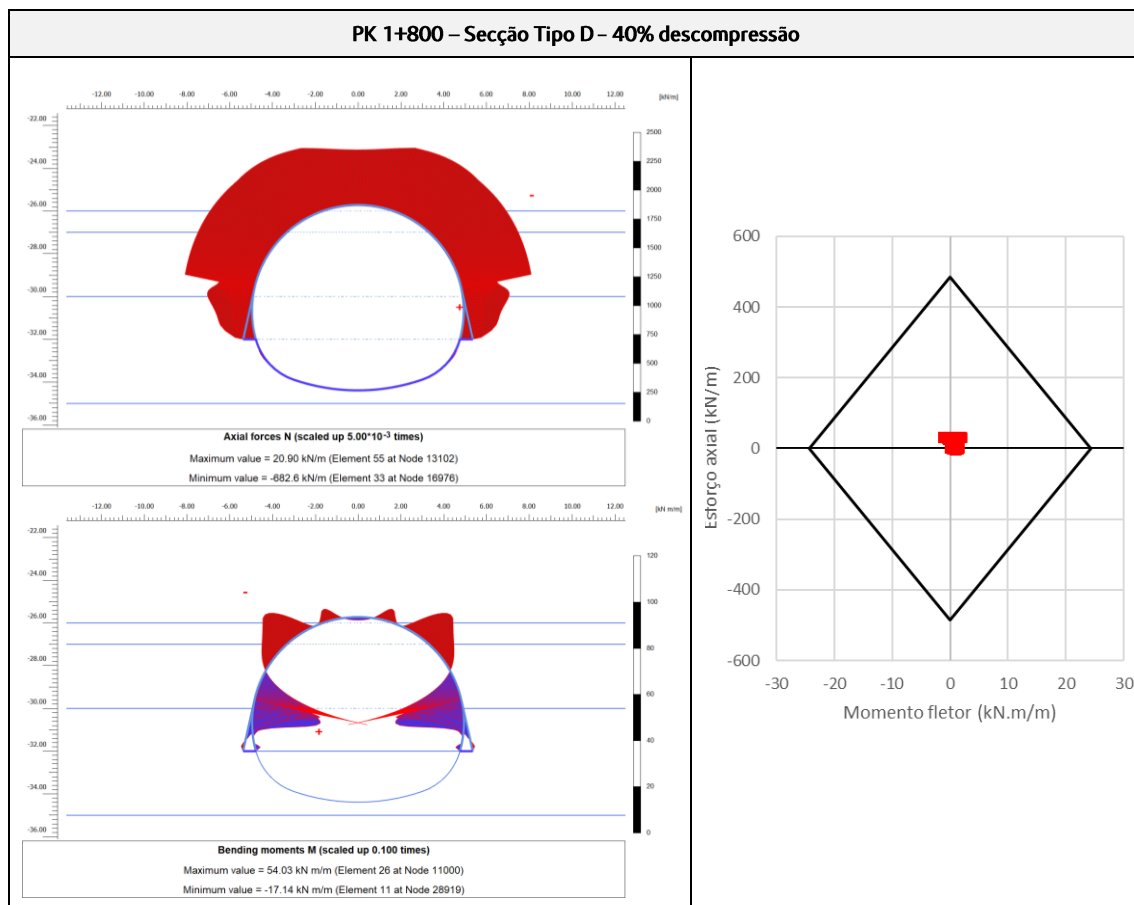
Quadro 13 – PK 1+800 – Secção Tipo D



8.3 Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas

No Quadro 14 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência em flexão composta das cambotas metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados.

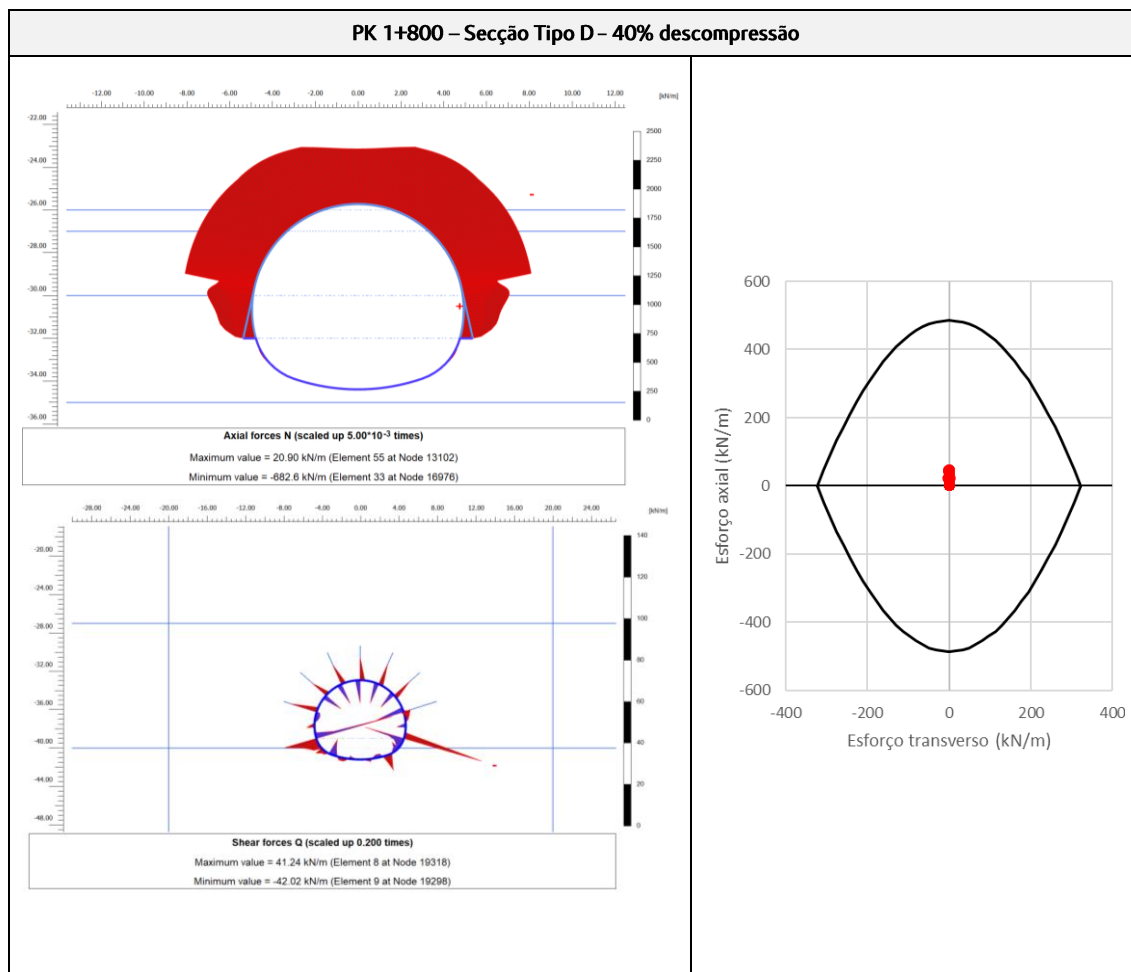
Quadro 14 – PK 1+800 – Secção Tipo D



8.4 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas

No Quadro 15 apresentam-se as verificações ao ELU de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas metálicas, para a fase em que a calote e o rebaixo se encontram escavados na totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação encontram-se majorados.

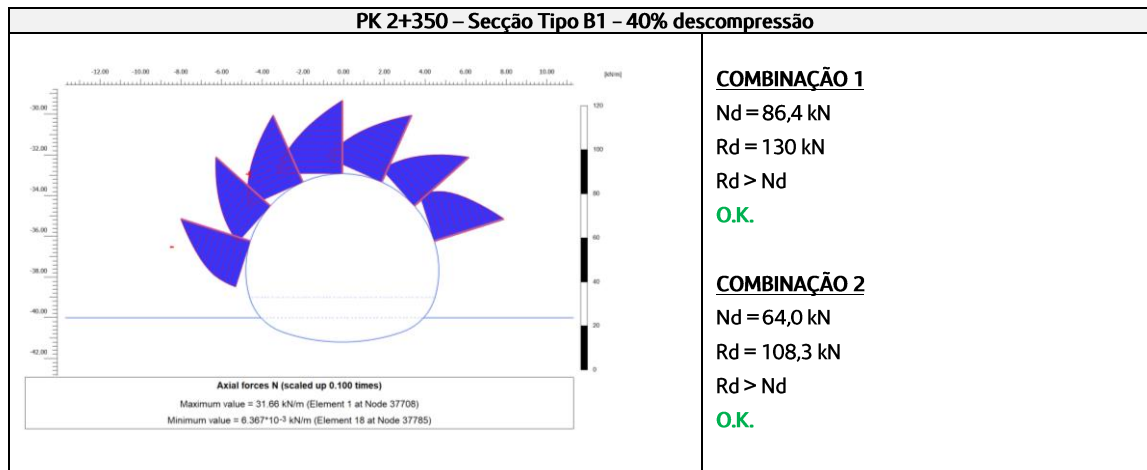
Quadro 15 – PK 1+800 – Secção Tipo D



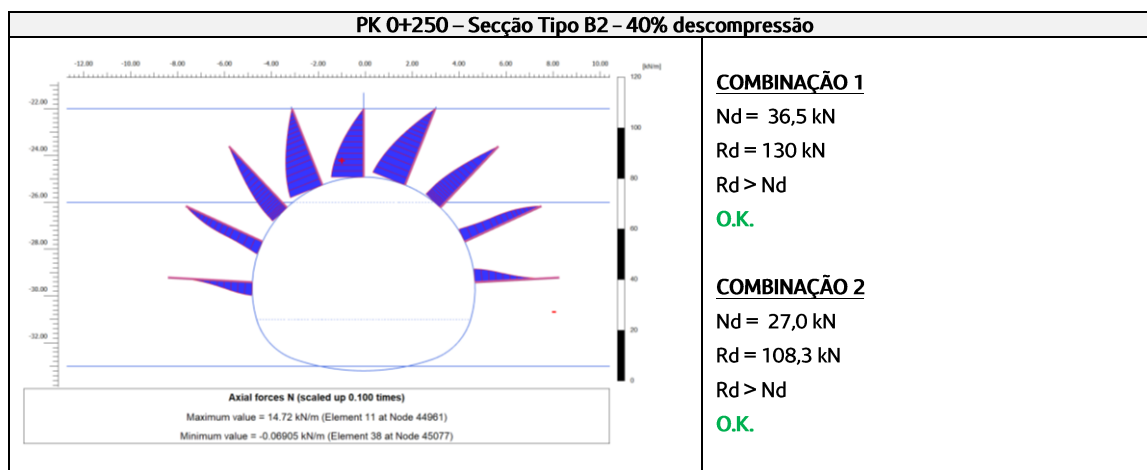
8.5 Estado limite último de resistência à tracção da armadura das pregagens

Na Quadro 16 a Quadro 18 apresentam-se as verificações ao ELU à tracção da armadura das pregagens, para a fase em que a secção se encontra escavada na totalidade.

Quadro 16 – PK 2+350 – Secção Tipo B1

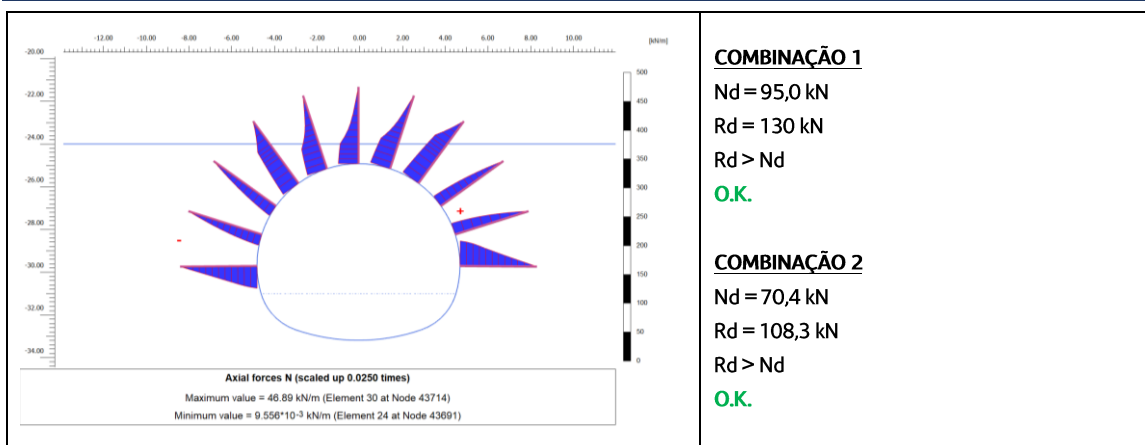


Quadro 17 – PK 0+250 – Secção Tipo B2



Quadro 18 – PK 1+250 – Secção Tipo C1

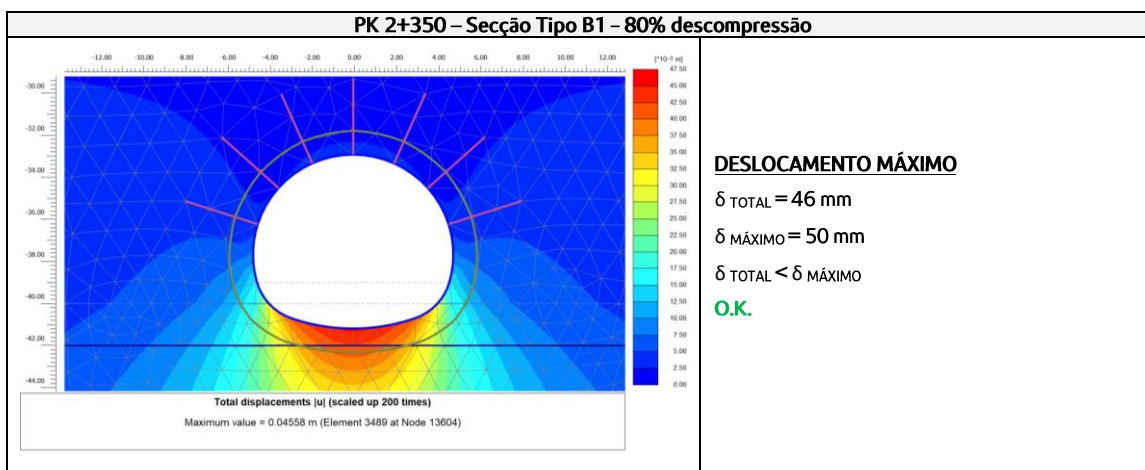
PK 1+250 – Secção Tipo C1 – 40% descompressão



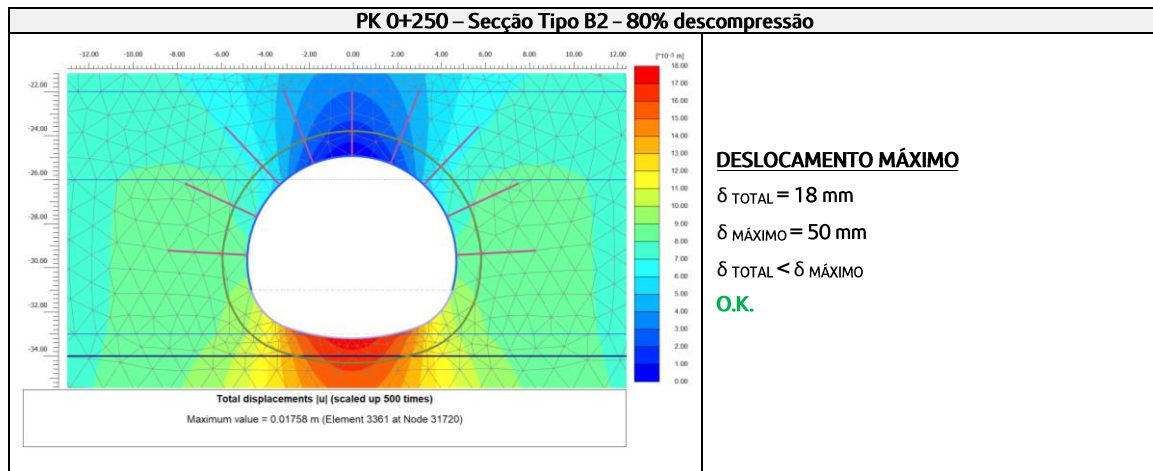
8.6 Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção

No Quadro 19 a Quadro 21 apresentam-se as convergências estimadas para cada secção de cálculo.

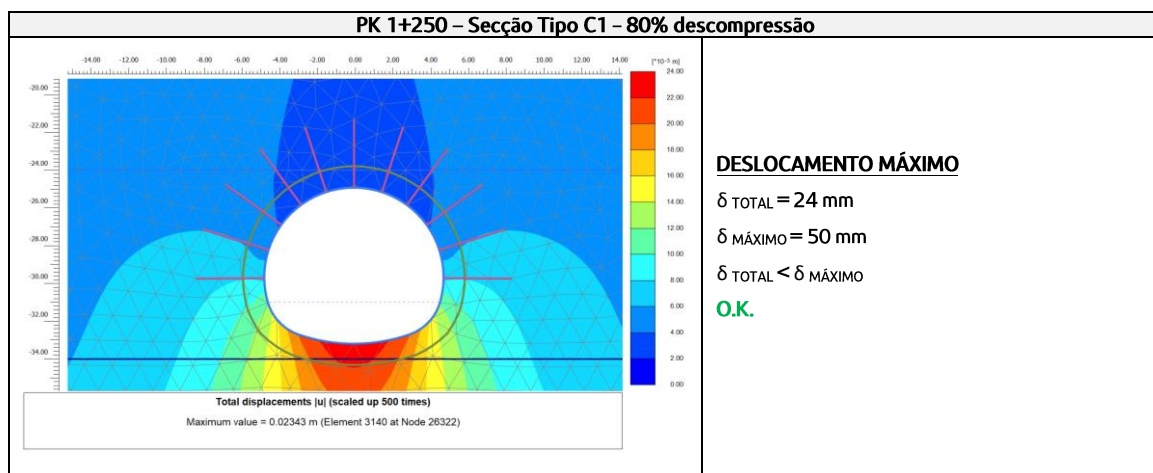
Quadro 19 – PK 2+350 – Secção Tipo B1



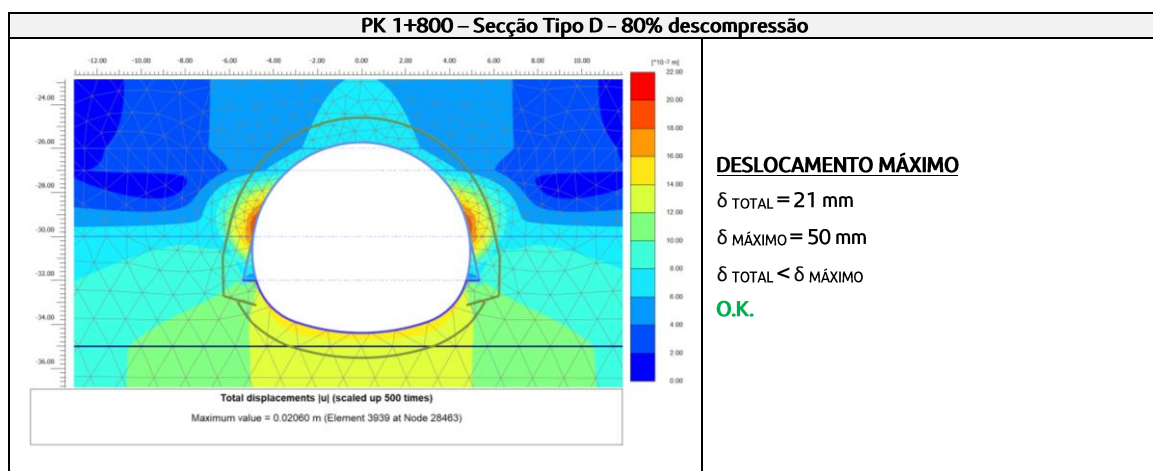
Quadro 20 - PK 0+250 - Secção Tipo B2



Quadro 21 - PK 1+250 - Secção Tipo C1



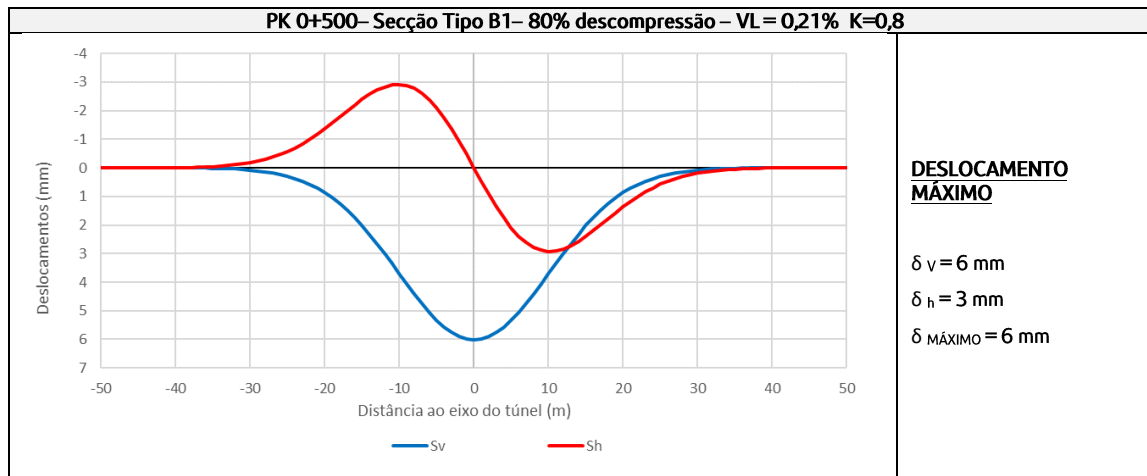
Quadro 22 - PK 1+800 - Secção Tipo D



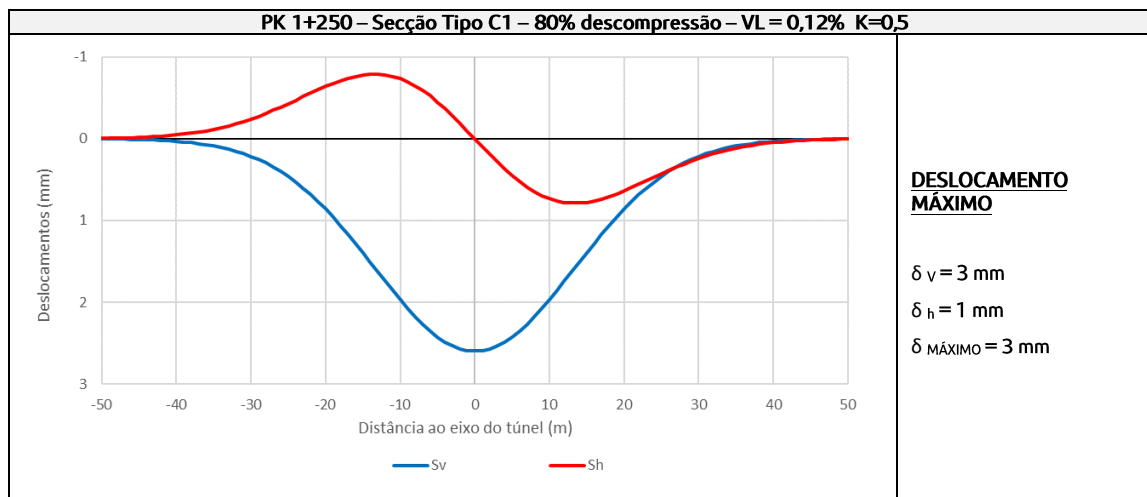
8.7 Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea

No Quadro 23 a Quadro 27 apresentam-se os assentamentos estimados à superfície para cada secção de cálculo.

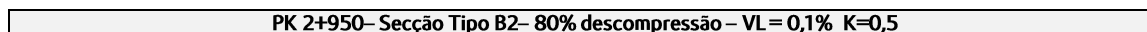
Quadro 23 – PK 0+500– Secção Tipo B1

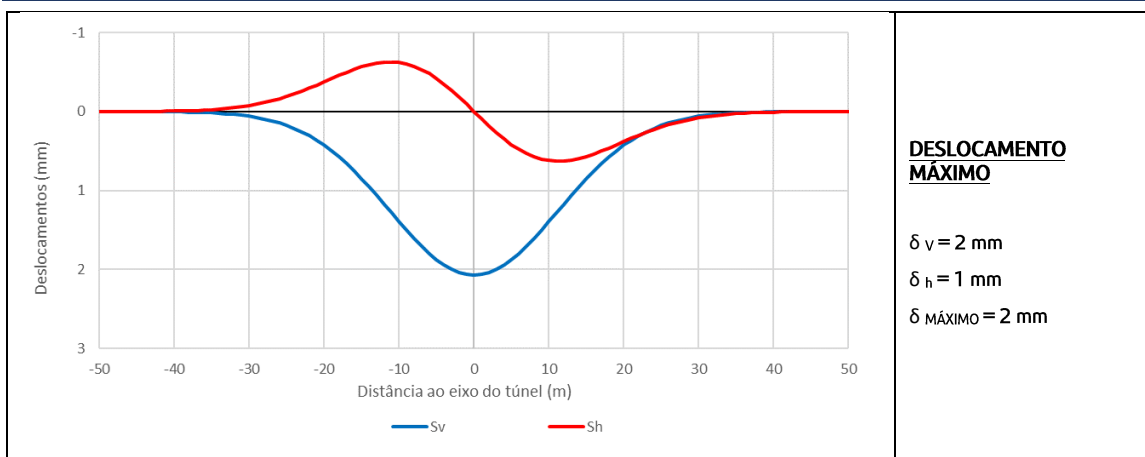


Quadro 24 – PK 1+250 – Secção Tipo C1

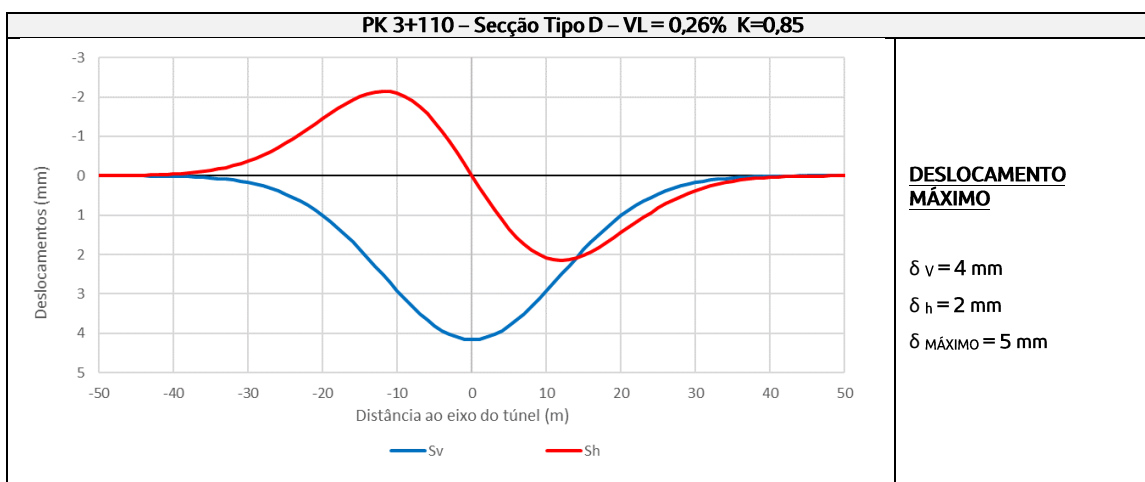


Quadro 25 – PK 2+950– Secção Tipo B2

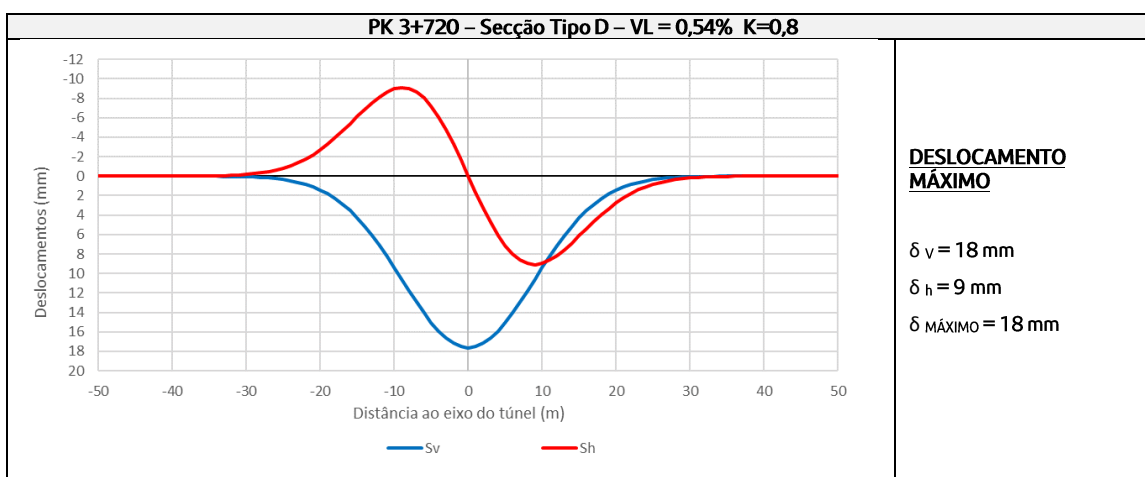




Quadro 26 - PK 3+110 - Secção Tipo D

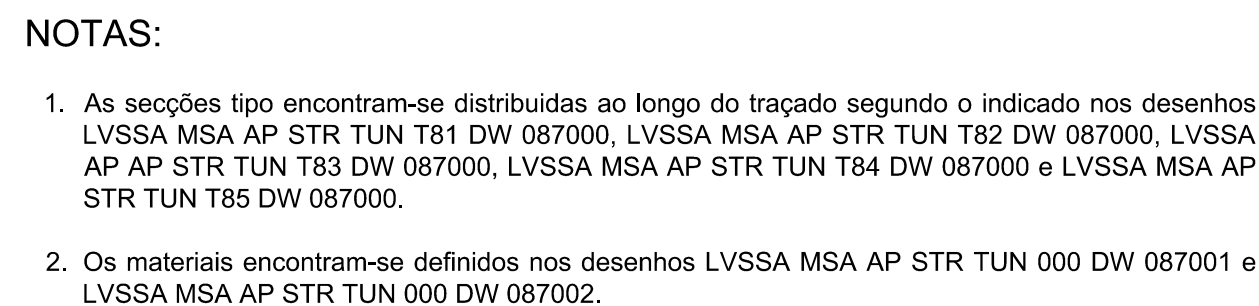


Quadro 27 - PK 3+720 - Secção Tipo D

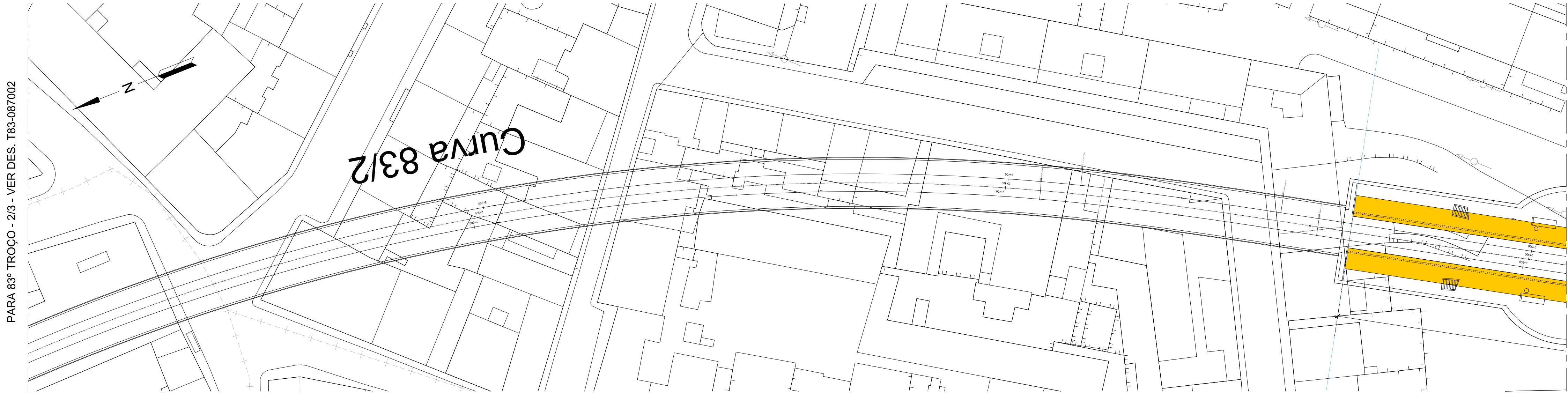


Registo e Controlo de Alterações

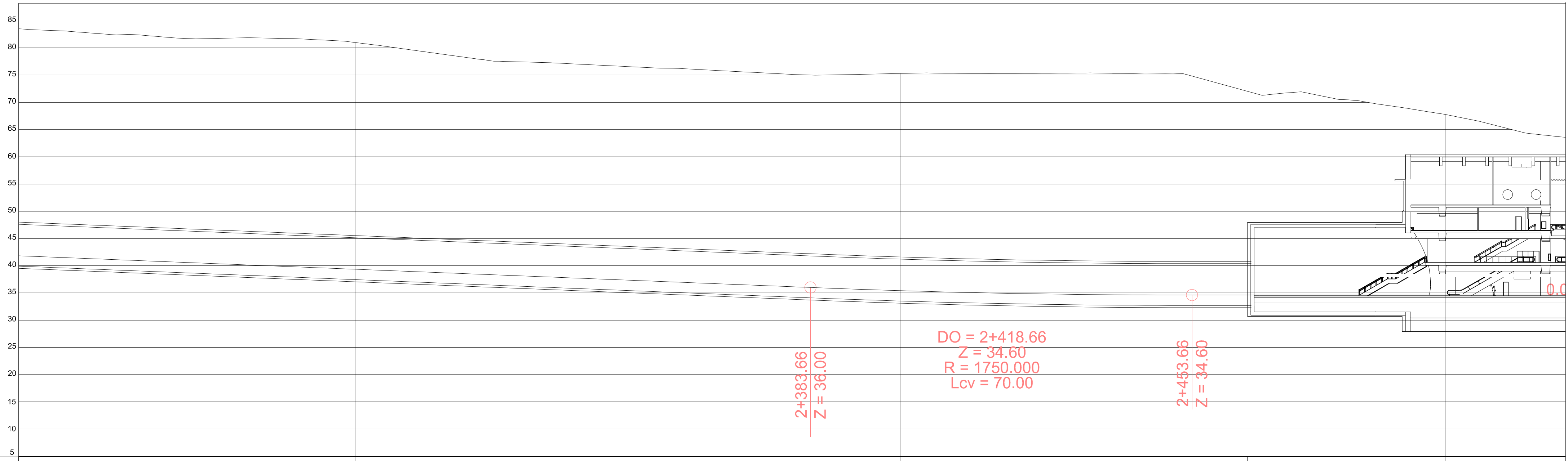
Revisão	Data	Descrição
0	2024-10-13	Emissão inicial

[illegible]

Desenho elaborado/adaptado sobre as bases editáveis do Programa Preliminar do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, do Metropolitano de Lisboa. E.P.E.

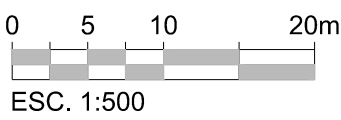


PLANTA 83° TROÇO - 1/3
ESC. 1:500



QUILOMETRAGEM	Km 2+300		Km 2+400		2+463		Km 2+500	
COTA DO TERRENO	79,575		76,694				64,810	
COTA DA RASANTE	39,025		35,241				34,600	
SECÇÃO TIPO	TV - B1		TV - B1*				ESTAÇÃO INFA	
EXTENSÃO	176,6		113,2				109,4	
MÉTODO DE ESCAVAÇÃO	NATM		NATM				NATM	

PERFIL LONGITUDINAL
Escala 1:500



- NOTAS:
- As secções tipo encontram-se distribuídas ao longo do traçado segundo o indicado nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN T81 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T82 DW 087000, LVSSA AP AP STR TUN T83 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T84 DW 087000 e LVSSA MSA AP STR TUN T85 DW 087000.
 - Os materiais encontram-se definidos nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087001 e LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087002.

ALTERAÇÕES									
0		EMIÇÃO INICIAL		03/10/2024		TAS		RVR	
				DATA		DES.		VERIF.	

Data:		PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA		S. SEBASTIÃO - ALCÂNTARA		Metropolitano de Lisboa	
Aprov.		ESTRUTURAS		83° TROÇO		Escala: Des. nº 133564 F. /	
Verif.		TÚNEL		1/3 - PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL		Alter.:	
Proj.		Nº SAP				Substituído	
Des.						Versão	
						Folha	

Aprov. RP		MOTAENGIL ENGENHARIA		COBA / JET S.J. / JLCM / TALPROJECTO		Identificação Empresa Proponente	
Verif. RVR						Escala: 1/500	
Proj. FAB						Folha: /	
Des. TNC		Desenho nº LVSSA MSA PE STR TUN T83 DW 087001 0		Alter.:		10	

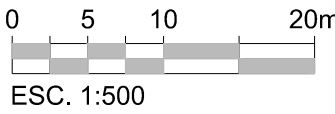
Desenho elaborado/adaptado sobre as bases editáveis do Programa Preliminar do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, do Metropolitano de Lisboa. E.P.E.

QUILOMETRAGEM	86,4	Km 1+900	1+910		Km 2+000	SEÇÃO DE CÁLCULO 2+060	2+082,5	Km 2+100		Km 2+200
COTA DO TERRENO		90,956			91,345			86,471		86,061
COTA DA RASANTE		55,025			51,025			47,025		43,025
SECÇÃO TIPO				O.E. 3 - VIA DE REGUARDO 1		TV - D	PV 215		TV - B2	
EXTENSÃO				184,6		10,3	18,4		66,8	
MÉTODO DE ESCAVAÇÃO				NATM			NATM		NATM	

PERFIL LONGITUDINAL
Escala 1:500

NOTAS:

- As secções tipo encontram-se distribuídas ao longo do traçado segundo o indicado nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN T81 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T82 DW 087000, LVSSA AP AP STR TUN T83 DW 087000, LVSSA MSA AP STR TUN T84 DW 087000 e LVSSA MSA AP STR TUN T85 DW 087000.
- Os materiais encontram-se definidos nos desenhos LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087001 e LVSSA MSA AP STR TUN 000 DW 087002.



ALTERAÇÕES									
0		EMISSÃO INICIAL		03/10/2024		TAS		RVR	
				DATA		DES.		VERIF.	
Data:		PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA S. SEBASTIÃO - ALCÂNTARA PROJETO DE EXECUÇÃO						Escalas: Des. nº 133565 F. /	
Aprov.		ESTRUTURAS 83º TROÇO						Alter.:	
Verif.		TÚNEL 2/3 - PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL						Substituído	
Proj.								Nº SAP	
Des.								Versão	
								Folha	
Aprov. RP		Identificação Empresa Proponente COBA / JET S.J. / JLCM / TALPROJECTO						Escalas: 1/500	
Verif. RVR								Folha:	
Proj. FAB									
Des. TNC		Desenho nº LVSSA MSA PE STR TUN T83 DW 087002 0						Alter. 0	