ANEXO 2.7

Drenagem

Anexo 2.7.1 – V04 – Terraplenagem e Drenagem

LINHA DO MINHO

QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO CONTUMIL - ERMESINDE



PROJECTO DE EXECUÇÃO

VOLUME 04 – TERRAPLENAGEM E DRENAGEM

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

JUNHO 2021

REGISTO DE ALTERAÇÕES DO DOCUMENTO

EDIÇÃO/ REVISÃO	DATA	AUTORES	ALTERAÇÕES
Final	2010.12.31	Pedro Lima / Emanuela Mira / Sónia Cruz	-
A	2021.06	Sónia Cruz / Tiago Midões	Adaptação do projeto e Revisão Geral

Memória Descritiva e Justificativa

Elaborado por:	Verificado por:
Pedro Lima / Emanuela Mira / Sónia Cruz / Tiago Midões	*Armando Martins*

ÍNDICE

1 OBJECTO E ÂMBITO 1

2 ORGANIZAÇÃO E APRESENTAÇÃO DO VOLUME 04 - PROJECTO DE TERRAPLENAGEM E DRENAGEM 2

2.1 PEÇAS ESCRITAS 2
2.2 PEÇAS DESENHADAS 2
2.2.1.1 Planta de demolições 6
2.2.1.2 Planta e perfil longitudinal 6
2.2.1.3 Perfis transversais 9

3 TERRAPLENAGEM 11

3.1 PERFIL TRANSVERSAL TIPO 11
3.2 TRABALHOS PREPARATÓRIOS 11
3.2.1 Demolições 11
3.2.2 Limpeza e Desmatação 13
3.2.3 Decapagem 14
3.3 ESCAVAÇÕES 18
3.3.1 Considerações Gerais 18
3.3.2 Escavabilidade 19
3.3.3 Reutilização dos materiais escavados 20
3.3.4 Geometria dos taludes de escavação 23
3.3.5 Revestimento e drenagem dos taludes de escavação 25
3.4 ATERROS 27
3.4.1 Considerações Gerais 27
3.4.2 Fundação dos aterros 33
3.4.2.1 Modelação para cálculo dos assentamentos dos aterros 35
3.4.3 Materiais de construção dos aterros 52
3.4.4 Geometria dos taludes de aterro 54
3.4.5 Análise de estabilidade dos taludes 55
3.4.5.1 Metodologia aplicada 55
3.4.5.2 Parâmetros geotécnicos e cálculos 57
3.4.6 Revestimento dos taludes de aterro 59
3.5 BLOCOS TÉCNICOS (BT) 59
3.6 PLATAFORMA DE VIA 62
3.6.1 Considerações gerais 62

3.6.2 Caracterização dos solos de fundação 63
3.6.3 Dimensionamento da plataforma de via 67
3.6.3.1 Tratamento da fundação da plataforma de via 72
3.6.3.2 Espessuras da camada de coroamento no projeto 73
3.6.3.3 Camada de sub-balastro 75
3.7 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO (MUROS) 77
3.8 MOVIMENTAÇÃO DE TERRAS 79

4 DRENAGEM 84

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS 84
4.1.1 Legislação e normas aplicáveis 84
4.1.2 Elementos de base 85
4.1.3 Metodologia 86
4.2 DRENAGEM TRANSVERSAL 87
4.2.1 Concepção do sistema de drenagem transversal 87
4.2.2 Caudais de dimensionamento 87
4.2.2.1 Caudal de dimensionamento Bacia 1A 88
4.2.3 Passagens Hidráulicas 94
4.2.3.1 Dimensionamento hidráulico 99
4.2.3.2 Dimensionamento estrutural de aquedutos 113
4.2.3.3 Estruturas de dissipação de energia a implantar a jusante dos aquedutos 115
4.2.3.4 Limpeza de linhas de água 117
4.2.3.5 Quadro geral de passagens hidráulicas 118
4.3 DRENAGEM LONGITUDINAL 120
4.3.1 Considerações gerais 120
4.3.2 Concepção do sistema de drenagem longitudinal 121
4.3.3 Drenagem Profunda 123
4.3.4 Dimensionamento dos órgãos de drenagem longitudinal 128
4.3.4.1 Drenos, valetas e canais 128
4.3.4.2 Colectores 132
4.3.4.3 Caixas de visita ou de ligação 140
4.3.4.4 Dissipadores de energia 141
4.3.4.5 Valas 141
4.3.4.6 Charco para anfíbios 142
4.4 EXECUÇÃO DA PH AO KM 4+010 143
4.4.1 Condicionamentos 143

4.4.1.1 Condicionamento de exploração ferroviária 143
4.4.1.2 Condicionamentos geológico-geotécnicos 144
4.4.2 Conceção da solução para execução da PH ao km 4+015 144
4.4.2.1 Generalidades 144
4.4.2.2 Faseamento 145
4.4.2.3 Materiais 146
4.4.3 Verificações de segurança para execução da PH ao km 4+015 147
4.4.3.1 Considerações gerais 147
4.4.3.2 Ações 148
4.4.3.3 Modelo estrutural 148
4.4.3.4 Flexão da tubagem 150
4.4.3.5 Compressão lateral nas paredes 150
4.4.3.6 Carga crítica de flambagem 151
4.4.3.7 Limitação da deflexão máxima na tubagem 152

5 MEDIÇÕES 153

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS 153
5.2 CRITÉRIOS DE MEDIÇÃO 154

ANEXOS

Anexo I – Listagem das situações de demolições a executar no Projeto de TDR

Anexo II – Bacias hidrográficas

Anexo III – Reportagem fotográfica (demolições)

Anexo IV – Saídas gráficas das análises de estabilidade de taludes de aterro

Anexo V – Contenções provisórias entrevias no troço do Apeadeiro de Águas Santas/ Palmilheira

ÍNDICE DE QUADROS **PÁGINA**

Quadro 2.1 – Lista de peças desenhadas 2

Quadro 3.1 – Valores de decapagem média estimados por troços.....15

Quadro 3.2 – Zonas de escavação com provável obtenção de solos reutilizáveis na construção dos aterros 22

Quadro 3.3 – Características dos taludes de escavação e revestimentos 26

Quadro 3.4 – Resumo das questões de intervenção nos aterros 30

Quadro 3.5 – Perfil P065 (km 3+783) - Parâmetros utilizados na modelação 37

Quadro 3.6 – Perfil P071 (km 3+904) - Parâmetros utilizados na modelação 41

Quadro 3.7 – Perfil P153 (km 5+531) - Parâmetros utilizados na modelação 44

Quadro 3.8 – Perfil P208 (km 6+630) Parâmetros utilizados na modelação 49

Quadro 3.9 - Parâmetros geotécnicos adotados na análise ao Perfil P064 57

Quadro 3.10 – Locais de aplicação dos Blocos Técnicos tipo I 61

Quadro 3.11 – Resumo da classificação dos solos de fundação nos locais de abertura de poços na plataforma existente 65

Quadro 3.12 – Zonamento da plataforma da via / espessuras da camada de coroamento 66

Quadro 3.13 – Características granulométricas do material para a camada de coroamento 70

Quadro 3.14 – Módulos de deformabilidade dos solos na plataforma 71

Quadro 3.15 – Espessuras de coroamento em ABGE 71

Quadro 3.16 – Estruturas de contenção (Muros) 77

Quadro 3.17 – Resumo dos tipos e quantidades de trabalhos previstos 80

Quadro 4.1 – Caudais de dimensionamento das estruturas projectadas para encaminhamento e restabelecimento das linhas de água 88

Quadro 4.2 – Características morfológicas das bacias hidrográficas 88

Quadro 4.3 – Número de escoamento das bacias hidrográficas 89

Quadro 4.4 – Tempo de concentração 90

Quadro 4.5 – Parâmetros das curvas IDF para o posto udográfico de Amarante 91

Quadro 4.6 – Caudal de ponta de cheia. 94

Quadro 4.7 – Características das passagens hidráulicas existentes 94

Quadro 4.8 – Capacidade de vazão nos aquedutos (secções tipo) 100

Quadro 4.9 – Dimensionamento de passagens hidráulicas: equações e constantes empíricas 106

Quadro 4.10 – Dimensionamento de passagens hidráulicas: coeficiente de perda de carga na entrada 107

Quadro 4.11 – Verificação das condições de funcionamento das passagens hidráulicas 112

Quadro 4.12 – Classes de carga e classes de assentamento dos aquedutos 115

Quadro 4.13 – Extensão de tapetes de enrocamento a jusante de aquedutos circulares (IT.GEO.004).....115

Quadro 4.14 – Extensão de tapetes de enrocamento a jusante de aquedutos rectangulares (IT.GEO.004) 116

Quadro 4.15 – Extensão dos tapetes de enrocamento.....117

Quadro 4.16 – Limpeza das linhas de água 118

Quadro 4.17 – Quadro geral das Passagens Hidráulicas 119

Quadro 4.18 – Valores rebaixamento nível freático nas diferentes zonas de escavação 126

Quadro 4.19 – Caudal a drenar e comprimento máximo de drenos.....128

Quadro 4.20 – Parâmetros das curvas IDF para o posto udográfico de Amarante 131

Quadro 4.21 – Características de implantação dos colectores transversais e de evacuação.....133

Quadro 4.22 – Classes de carga e classes de assentamento dos colectores transversais e de evacuação.....137

Quadro 4.23 – Dimensionamento e características das valas 142

Quadro 4.24 – Parâmetros de cálculo adotados para o dimensionamento estrutural da tubagem da nova PH.....144

Quadro 4.25 – Resumo dos valores de deflexão máxima estimados 149

ÍNDICE DE FIGURAS **PÁGINA**

Figura 1.1 – Planta de localização da Quadruplicação do troço Contumil-Ermesinde .. 1

Figura 2.1 – Grelha do perfil longitudinal de terraplenagem e drenagem..... 9

Figura 3.1 - Perfil transversal em escavação com banqueta do lado direito ao km 5+760 24

Figura 3.2 - Alargamento do aterro ao km 3+784 28

Figura 3.3 – Perfil P065 (km 3+783) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 39 cm no corpo do aterro) 38

Figura 3.4 – Perfil P065 (km 3+783) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 25 cm no topo da camada) 38

Figura 3.5 – Perfil P065 (km 3+783) com circulação - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 4 cm no corpo do aterro) 39

Figura 3.6 – – Perfil P065 (km 3+783) com circulação - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 1,5 cm no topo da camada) 39

Figura 3.7 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 9 cm no corpo do aterro) 41

Figura 3.8 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 2 cm no topo da camada) 42

Figura 3.9 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 2 cm no corpo do aterro) 42

Figura 3.10 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (inferiores a 1 cm no topo da camada).....43

Figura 3.11 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 19 cm no corpo do aterro) 45

Figura 3.12 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 14 cm no topo da camada).....45

Figura 3.13 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais globais (com um valor máximo de 3 cm no corpo do aterro).....46

Figura 3.14 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 2 cm no topo da camada).....46

Figura 3.15 – Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 5 cm nas camadas da plataforma) 49

Figura 3.16 – Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' nos terrenos não consolidados de aterro /aluvionares (entre cerca de 2 a 4cm no topo da camada) 50

Figura 3.17 - Modelo LM 71 (Load Model 71) e valores característicos de sobrecarga vertical ferroviária (EN1991-2:2003/AC:2010) 56

Figura 3.18 – Perfil 064 - Análise de estabilidade geometria de aterro a 1/1.5 (V/H) do talude esquerdo, com banqueta aos 6m e reforço da fundação. Situação estática 58

Figura 3.19 – Perfil 064 - Análise de estabilidade geometria de aterro a 1/1.5 (V/H) do talude direito com 7,5m de altura. Situação estática 58

Figura 3.20 – Secção transversal esquemática para dimensionamento da plataforma 68

Figura 3.21 – Características dos solos de qualidade QS3, baseado na ficha UIC 719R 69

Figura 3.22 – Espessura da camada de coroamento (ef), adaptado da ficha UIC 719R 70

Figura 3.23 – Exemplo de perfil transversal com aplicação de variação da espessura lateral da camada de coroamento 75

Figura 3.24 – Dimensionamento da camada de sub-balastro 77

Figura 3.25 - Volumes globais de aterro (colocação de materiais) e de escavação (Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem) 79

Figura 3.26 – Volumes individualizados por tipos de trabalhos 82

Figura 4.1 – Folga mínima entre o nível de água a montante das passagens hidráulicas e a superstrutura 99

Figura 4.2 – Diagrama de sobrecargas devidas ao tráfego ferroviário. 114

Figura 4.3 – Rebaixamento do nível freático 124

Figura 4.4 - Esquema ilustrativo do método de perfuração horizontal TAB (Thrust Auger Boring) 145

Figura 4.5 - Esquema ilustrativo do princípio de ovalização de tubagens flexíveis. ... 149

Figura 4.6 - Esquema ilustrativo das tensões de flexão na tubagem. 150

Figura 4.7 - Esquema ilustrativo de compressão nas paredes laterais da tubagem... 151

Figura 4.8 - Esquema ilustrativo de flambagem na secção tubular. 151

ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS **PÁGINA**

Fotografia 4.1 – PH ao km 3+800 vista de montante 95

Fotografia 4.2 – PH ao km 3+800 vista de jusante 96

Fotografia 4.3 – PH ao km 4+007 vista de montante 96

Fotografia 4.4 – PH ao km 5+029 – Ponte sobre o Rio Tinto 97

Fotografia 4.5 – PH ao km 5+528 97

Fotografia 4.6 – PH ao km 6+056 98

Fotografia 4.7 – PH ao km 6+800 98

Fotografia 4.8 – Charco de anfíbios existente 143

1 OBJECTO E ÂMBITO

Refere-se a presente Memória Descritiva e Justificativa ao Projeto de Execução para a especialidade de Terraplenagem e Drenagem, relativo à Quadruplicação da Linha do Minho, no troço compreendido entre o topo Norte da Estação de Contumil e a entrada na Estação de Ermesinde (exclusive), concretamente entre os quilómetros 2+500 e 8+040. (Figura 1.1).



Figura 1.1 – Planta de localização da Quadruplicação do troço Contumil-Ermesinde

No volume 00 – Apresentação Geral é apresentado o Esboço Corográfico da intervenção prevista para a Quadruplicação do Troço Contumil / Ermesinde, da Linha do Minho.

2 ORGANIZAÇÃO E APRESENTAÇÃO DO VOLUME 04 - PROJECTO DE TERRAPLENAGEM E DRENAGEM

2.1 Peças Escritas

As peças escritas são constituídas pelos seguintes elementos:

- Memória descritiva e justificativa (o presente documento);
- Anexo III da Memória descritiva e justificativa (Reportagem fotográfica – Demolições);
- Anexo V da Memória descritiva e justificativa (Contenções provisórias entrevias no troço do Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira);
- Condições Técnicas;
- Medições detalhadas.

Os documentos associados à Definição de Preços Unitários (DPU) dos artigos 099 não incluídos no SGR e ao Mapa de Quantidade (MQT), foram integrados, com as restantes especialidades e são apresentados no Volume 00 - Apresentação Geral, volume onde igualmente se apresenta a Estimativa Orçamental da Empreitada.

2.2 Peças Desenhadas

No Quadro 2.1 é apresentada a listagem das peças desenhadas do Projeto de Terraplenagem e Drenagem.

Quadro 2.1 – Lista de peças desenhadas

Nº desenho IP Engenharia	Designação
48137.PE.04.TDR.00.001	Planta de Demolições – km 2+250 a km 5+250
48137.PE.04.TDR.00.002	Planta de Demolições – km 5+250 a km 8+040
48137.PE.04.TDR.00.003	Planta e Perfil Longitudinal – km 2+250 ao km 3+000
48137.PE.04.TDR.00.004	Planta e Perfil Longitudinal – km 3+000 ao km 3+750
48137.PE.04.TDR.00.005	Planta e Perfil Longitudinal – km 3+750 ao km 4+500
48137.PE.04.TDR.00.006	Planta e Perfil Longitudinal – km 4+500 ao km 5+250
48137.PE.04.TDR.00.007	Planta e Perfil Longitudinal – km 5+250 ao km 6+000
48137.PE.04.TDR.00.008	Planta e Perfil Longitudinal – km 6+000 ao km 6+750

Nº desenho IP Engenharia	Designação
48137.PE.04.TDR.00.009	Planta e Perfil Longitudinal – km 6+750 ao km 7+500
48137.PE.04.TDR.00.010	Planta e Perfil Longitudinal – km 7+500 ao km 8+040
48137.PE.04.TDR.00.011	Perfis Transversais – P001 ao P006
48137.PE.04.TDR.00.012	Perfis Transversais – P007 ao P012
48137.PE.04.TDR.00.013	Perfis Transversais – P013 ao P018
48137.PE.04.TDR.00.014	Perfis Transversais – P019 ao P024
48137.PE.04.TDR.00.015	Perfis Transversais – P025 ao P030
48137.PE.04.TDR.00.016	Perfis Transversais – P031 ao P036
48137.PE.04.TDR.00.017	Perfis Transversais – P037 ao P042
48137.PE.04.TDR.00.018	Perfis Transversais – P043 ao P048
48137.PE.04.TDR.00.019	Perfis Transversais – P049 ao P054
48137.PE.04.TDR.00.020	Perfis Transversais – P055 ao P060
48137.PE.04.TDR.00.021	Perfis Transversais – P061 ao P063
48137.PE.04.TDR.00.022	Perfis Transversais – P064 ao P066
48137.PE.04.TDR.00.023	Perfis Transversais – P067 ao P070
48137.PE.04.TDR.00.024	Perfis Transversais – P071 ao P076
48137.PE.04.TDR.00.025	Perfis Transversais – P077 ao P082
48137.PE.04.TDR.00.026	Perfis Transversais – P083 ao P088
48137.PE.04.TDR.00.027	Perfis Transversais – P089 ao P094
48137.PE.04.TDR.00.028	Perfis Transversais – P095 ao P100
48137.PE.04.TDR.00.029	Perfis Transversais – P101 ao P106
48137.PE.04.TDR.00.030	Perfis Transversais – P107 ao P112
48137.PE.04.TDR.00.031	Perfis Transversais – P113 ao P118
48137.PE.04.TDR.00.032	Perfis Transversais – P119 ao P124
48137.PE.04.TDR.00.033	Perfis Transversais – P125 ao P130
48137.PE.04.TDR.00.034	Perfis Transversais – P131 ao P136
48137.PE.04.TDR.00.035	Perfis Transversais – P137 ao P142

Nº desenho IP Engenharia	Designação
48137.PE.04.TDR.00.036	Perfis Transversais – P143 ao P148
48137.PE.04.TDR.00.037	Perfis Transversais – P149 ao P154
48137.PE.04.TDR.00.038	Perfis Transversais – P155 ao P160
48137.PE.04.TDR.00.039	Perfis Transversais – P161 ao P166
48137.PE.04.TDR.00.040	Perfis Transversais – P167 ao P172
48137.PE.04.TDR.00.041	Perfis Transversais – P173 ao P178
48137.PE.04.TDR.00.042	Perfis Transversais – P179 ao P184
48137.PE.04.TDR.00.043	Perfis Transversais – P185 ao P190
48137.PE.04.TDR.00.044	Perfis Transversais – P191 ao P196
48137.PE.04.TDR.00.045	Perfis Transversais – P197 ao P202
48137.PE.04.TDR.00.046	Perfis Transversais – P203 ao P208
48137.PE.04.TDR.00.047	Perfis Transversais – P209 ao P214
48137.PE.04.TDR.00.048	Perfis Transversais – P215 ao P220
48137.PE.04.TDR.00.049	Perfis Transversais – P221 ao P226
48137.PE.04.TDR.00.050	Perfis Transversais – P227 ao P232
48137.PE.04.TDR.00.051	Perfis Transversais – P233 ao P238
48137.PE.04.TDR.00.052	Perfis Transversais – P239 ao P244
48137.PE.04.TDR.00.053	Perfis Transversais – P245 ao P250
48137.PE.04.TDR.00.054	Perfis Transversais – P251 ao P256
48137.PE.04.TDR.00.055	Perfis Transversais – P257 ao P262
48137.PE.04.TDR.00.056	Perfis Transversais – P263 ao P268
48137.PE.04.TDR.00.057	Perfis Transversais – P269 ao P274
48137.PE.04.TDR.00.058	Perfis Transversais – P275 ao P277
48137.PE.04.TDR.00.059	Pormenores de Terraplenagem 1 de 2
48137.PE.04.TDR.00.060	Pormenores de Terraplenagem 2 de 2
48137.PE.04.TDR.00.061	Pormenores de Drenagem 1 de 10
48137.PE.04.TDR.00.062	Pormenores de Drenagem 2 de 10

Nº desenho IP Engenharia	Designação
48137.PE.04.TDR.00.063	Pormenores de Drenagem 3 de 10
48137.PE.04.TDR.00.064	Pormenores de Drenagem 4 de 10
48137.PE.04.TDR.00.065	Pormenores de Drenagem 5 de 10
48137.PE.04.TDR.00.066	Pormenores de Drenagem 6 de 10
48137.PE.04.TDR.00.067	Pormenores de Drenagem 7 de 11
48137.PE.04.TDR.00.068	Pormenores de Drenagem 8 de 10
48137.PE.04.TDR.00.069	Pormenores de Drenagem 9 de 10
48137.PE.04.TDR.00.070	Pormenores de Drenagem 10 de 10
48137.PE.04.TDR.00.071	Critérios de Medição de Terraplenagem 1 de 2
48137.PE.04.TDR.00.072	Critérios de Medição de Terraplenagem 2 de 2
48137.PE.04.TDR.00.073	Contenções Provisórias entre vias – Planta e Perfis Geológicos e Geotécnicos
48137.PE.04.TDR.00.074	Contenções Provisórias entre vias – Km 6+370 a 6+424
48137.PE.04.TDR.00.075	Contenções Provisórias entre vias – Km 6+600 a 6+783
48137.PE.04.TDR.00.076	Contenções Provisórias entre vias – Km 6+783 a 6+885
48137.PE.04.TDR.00.077	Contenções Provisórias entre vias –Pormenores, Faseamento e Materiais
48137.PE.04.TDR.00.078	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 1 de 15
48137.PE.04.TDR.00.079	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 2 de 15
48137.PE.04.TDR.00.080	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 3 de 15
48137.PE.04.TDR.00.081	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 4 de 15
48137.PE.04.TDR.00.082	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 5 de 15
48137.PE.04.TDR.00.083	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 6 de 15
48137.PE.04.TDR.00.084	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 7 de 15
48137.PE.04.TDR.00.085	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 8 de 15
48137.PE.04.TDR.00.086	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 9 de 15

Nº desenho IP Engenharia	Designação
48137.PE.04.TDR.00.087	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 10 de 15
48137.PE.04.TDR.00.088	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 11 de 15
48137.PE.04.TDR.00.089	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 12 de 15
48137.PE.04.TDR.00.090	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 13 de 15
48137.PE.04.TDR.00.091	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 14 de 15
48137.PE.04.TDR.00.092	Perfis longitudinais dos drenos e coletores 15 de 15

2.2.1.1 Planta de demolições

Nesta peça de projeto encontram-se representadas em planimetria todas as demolições a executar resultantes da materialização do projeto de terraplenagem e drenagem, com exceção das zonas correspondentes à Estação de Rio Tinto e do Apeadeiro de Águas Santas que se encontram apresentadas e medidas, respetivamente nos Volumes 10 e 12. Quanto às demolições de edificações que necessitem de um projeto específico são assinaladas nas plantas de terraplenagem e drenagem, mas encontram-se definidas e medidas no Volume 21.

Na legenda é feita a identificação de todos os tipos de estruturas a demolir no âmbito do projeto de terraplenagem e drenagem. Nestas plantas, para uma melhor localização das demolições identificadas, são ainda apresentados os seguintes elementos:

- Cartografia existente à escala 1/1000;
- Poligonal de Apoio;
- Linha existente (bifiliar);
- Localização dos perfis transversais;
- Quilometragem existente (Marcos quilométricos / hectométricos);
- Localização de fotografias ilustrativas sobre as demolições a efetuar (que são apresentadas no Anexo III ao presente documento).

2.2.1.2 Planta e perfil longitudinal

Nesta peça de projeto, apresentada à escala Horizontal 1:1000 e Vertical 1:100, procurou-se integrar toda a informação associada ao projeto de terraplenagem e

drenagem, assim como outra, que correspondente a projetos apresentados noutros volumes, se considerou relevante para melhor integração desta especialidade.

Assim, na zona reservada a informações e carácter genérico foi colocado um esquema de localização das folhas sobre o traçado de projeto, com as principais obras associadas ao mesmo. Além desta informação apresentam-se ainda as diversas legendas, nomeadamente de:

- Terraplenagem;
- Drenagem;
- Plataforma de via de projeto.

Na planta de terraplenagem e drenagem são identificados todos os elementos necessários à realização do projeto e que tenham representação planimétrica, de entre os quais se destacam:

- Traçado da via – unifilar – sobre base cartográfica;
- Poligonal de apoio;
- Localização dos perfis transversais;
- Representação dos taludes de projeto;
- Órgãos de drenagem longitudinal e transversal;
- Quadros com as características das PH's;
- Localização das obras de arte, restabelecimentos e caminhos paralelos;
- Quilometragem de projeto e existente.

A cada planta encontram-se associados dois perfis longitudinais, um respeitante à via ascendente da Linha do Minho do lado esquerdo (LM – VA) e outra correspondente à via descendente da Linha do Douro do lado direito (LD – VD).

No perfil longitudinal são representados, entre outros, os seguintes elementos:

- Rasante de projeto;
- As diferentes camadas de projeto (balastro, sub-balastro, coroamento, tratamentos da plataforma e aterro);
- A localização do 1/2 viaduto;
- A localização das passagens superiores e inferiores (pedonais e rodoviárias);
- A localização e cota aproximada das passagens hidráulicas;
- Os blocos técnicos nas Obras de Arte (Bloco Técnico Tipo 1).

A grelha do perfil longitudinal, apresentada na Figura 2.1, contém a seguinte informação:

- Cotas da rasante de projeto (fila baixa);
- Cotas da base das camadas de balastro, sub-balastro e coroamento;
- Espessura da camada de coroamento e zonas de plataforma a tratar, de acordo com o dimensionamento da plataforma proposto;
- Geometrias dos taludes de projeto;
- Localização de zonas com necessidade de execução de drenagem interna, nomeadamente drenos profundos, máscaras ou proteção de taludes com enrocamento;
- Troços com tratamento da fundação dos aterros;
- Classificação / zonamento dos solos da plataforma existente com base na Classificação da ficha UIC 719R;
- Outras indicações, tais como cotas do terreno natural e carril existentes, número de perfil transversal, distâncias parciais e à origem e elementos do traçado em planta e em perfil.



Figura 2.1 – Grelha do perfil longitudinal de terraplenagem e drenagem

2.2.1.3 Perfis transversais

Os perfis transversais têm um espaçamento de 20 metros. Cada secção de perfil transversal está identificada pela numeração sequencial definida a partir do início do traçado, do P001 ao P277, embora o projeto de terraplenagem e drenagem só abranja a zona entre os perfis transversais P011 e P275.

Nos perfis transversais à escala 1:200 estão representados todos os elementos necessários à materialização do projeto de terraplenagem, como sejam:

- Número e quilómetro de projeto e de piquetagem para cada perfil;
- Coordenadas de implantação do eixo de projeto e rumo do perfil em grados;
- Representação geométrica da terraplenagem, incluindo geometria dos taludes, camada de sub-balastro, coroamento e zonas de tratamento da plataforma;
- Representação da drenagem longitudinal;
- Cotas do terreno e do carril existente;
- Cotas de projeto, nomeadamente: Taludes de terraplenagem; Camada de sub-balastro, coroamento e de tratamento; Drenagem longitudinal, valetas, drenos ou colectores longitudinais.

3 TERRAPLENAGEM

3.1 Perfil transversal tipo

O Perfil Transversal Tipo (PTT) implementado no troço Contumil-Ermesinde tem por base o PTT que consta da norma IT.GER.004.01 – Perfis transversais de plena via, para via larga.

O PTT de referência quer em recta, quer em curva, apresenta uma largura mínima de 4.61 m medidos a partir do eixo da via, excluindo os órgãos de drenagem longitudinal. O PTT estabelecido comporta a implantação, entre outros, de postes de sinalização, de postes de electrificação e o espaço reservado para o caminho de cabos.

Muitas vezes não foi possível cumprir o perfil transversal tipo, devido aos diversos constrangimentos resultantes da quadruplicação do traçado em zona urbana, como a falta de espaço, existência de serviços afetados, demolições, entre outros. Nas zonas de maior constrangimento, as soluções implicaram a redução do PTT, em especial nos locais onde houve a necessidade de se implantarem novos muros.

Deste modo, existem igualmente três PTT reduzidos de referência nas zonas dos muros, aprovados pela IP, onde se conjugam as diferentes situações possíveis, tendo em conta as larguras reduzidas de 4,20 m e 3,85 m, medidos a partir do eixo da via até à face do muro (incluindo os órgãos de drenagem longitudinal na plataforma da via), quer em recta, quer em curva.

A plataforma de via é constituída por uma camada contínua de sub-balastro e de coroamento com dupla inclinação em chapéu de chinês invertido, tendo sido adoptadas inclinações transversais de 4%. As espessuras das camadas de sub-balastro e de coroamento estão definidas no capítulo relativo ao dimensionamento da plataforma de via.

Nas peças desenhadas *48137.PE.00.TDR.00.002* e *48137.PE.00.TDR.00.003* do Volume 00 – Apresentação Geral estão representados os diferentes perfis transversais tipo considerados no presente projeto.

3.2 Trabalhos preparatórios

3.2.1 Demolições

Para a implementação do projeto de terraplenagem e drenagem será necessário proceder à demolição de obstáculos abrangidos pela área dos trabalhos.

Todos os escombros resultantes das demolições efetuadas devem ser integralmente removidos e colocados em locais adequados, de acordo com critérios técnicos e ambientais, não podendo, em circunstância alguma, ser integrados quer na fundação da plataforma quer no corpo dos aterros.

Na demolição de tanques e na eventualidade de demolição de poços, deve ser considerado o seu saneamento hidráulico, bem como a sua colmatação com solos provenientes das escavações.

Neste projecto de terraplenagem e drenagem foram considerados os seguintes tipos de demolições:

- Vedações a retirar;
- Demolições de muros;
- Demolição de drenagem longitudinal existente;
- Demolição de murete guarda-balastro;
- Demolições de pavimentos vários;
- Demolição de edificações;
- Demolição de ruínas;
- Demolição de tanques;
- Demolição de caminhos pedonais existentes.

Não foram contabilizadas no projeto de terraplenagem e drenagem:

- Demolições na zona da Estação de Rio Tinto (ver Vol. 10 – Estação de Rio Tinto);
- Demolições na zona do Apeadeiro de Águas Santas (ver Vol. 12 – Apeadeiro de Águas Santas);
- Demolições de passagens hidráulicas (PH´s) existentes, que têm previsto um projeto específico para a nova PH (ver Vol. 09 – Passagens Hidráulicas);
- Demolições que estejam associados à reposição de serviços afetados (ver Vol. 18 – Identificação e Reposição de Serviços Afetados);
- Demolições de edificações que necessitem de um projeto específico (ver Vol. 21 – Demolições).

No muro de contenção dos aterros da via entre os km 5+020 a 5+035 (LD), apenas deverá ser executada a demolição dos 0,5m do topo do muro (como indicado no PT127). As demolições inerentes ao Restabelecimento do Caminho Paralelo entre os perfis transversais 188 e 204 do lado direito da via (pequenos muros, vedações, entre outros)

encontram-se englobadas na Definição de Preços Unitários no Artigo F.01.01.99.04 – Restabelecimento de caminho paralelo.

No Anexo I à presente memória é apresentada uma listagem das situações das Demolições resultantes do projeto de terraplenagem e drenagem ou de outros projetos do troço Contumil – Ermesinde que têm relação estreita com a implementação do projeto de TDR. Na listagem são identificadas por meio de cores as demolições que por razões várias não são quantificadas no projeto de TDR, mas sim em outros projetos (Serviços Afetados, Passagens Hidráulicas em Quadro, Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira, Estação de Rio Tinto ou Projeto específico de demolições de Edificações).

Nesta listagem, além da localização das demolições a executar (kms, perfis transversais abrangidos e lado da via), da descrição resumida do tipo de demolição a efetuar e de algumas observações gerais, são indicadas as fotografias que ilustram o tipo de estrutura a demolir. Estas fotografias são apresentadas no Anexo III da presente memória (Reportagem Fotográfica – Demolições) e encontram-se localizadas (com a sua orientação fotográfica) nas Plantas de Demolições (peças desenhadas *48137.PE.04.TDR.00.001* e *48137.PE.04.TDR.00.002*).

Nas medições detalhadas constantes do presente volume estão identificadas as estruturas a demolir abrangidas pelo projeto de Terraplenagem e Drenagem.

3.2.2 Limpeza e Desmatação

Na área a ocupar pelos trabalhos de terraplenagem deve ser feita uma limpeza geral da superfície do terreno, com derrube de árvores e arbustos, incluindo raízes e produtos indesejáveis, como detritos de lixo, escombros e pequenos aterros não controlados, conservando, todavia, a vegetação sub-arbustiva e herbácea, a remover posteriormente com a decapagem.

Quando for necessário utilizar geotêxtil, a desmatação abrangerá todas as espécies cujo porte possa causar-lhe danos, não devendo, no entanto, proceder-se ao seu desenraizamento.

Toda a vegetação arbórea removida da área abrangida pelos trabalhos de implantação do projeto, se recuperável, deverá ser de seguida transplantada para locais a definir pela Fiscalização.

Toda a vegetação arbórea existente nas imediações da área de trabalho, mas não incluída nessa área, deve ser devidamente protegida e preservada.

3.2.3 Decapagem

A espessura da camada a decapar, vulgarmente designada por “terra vegetal” e que corresponde ao horizonte superficial de solos com contaminação orgânica, em princípio com condições para revestir os taludes, depende essencialmente da natureza das formações aflorantes, da morfologia do terreno e do tipo de vegetação que as reveste.

No troço de intervenção do projeto atravessa-se, em grande parte da sua extensão, zonas de características claramente urbanas, em que a linha se encontra delimitada em muitos locais por estruturas (muros, pavimentos, habitações, arruamentos, etc). Esta situação faz com que nestes locais esse horizonte seja inexistente ou apresente espessura bastante reduzida.

No entanto, durante os reconhecimentos de campo foi possível verificar que ainda existem algumas zonas ao longo do traçado de características agrícolas ou florestais, por vezes com desenvolvimento significativo da vegetação, onde será necessário proceder à decapagem nos terrenos laterais à atual plataforma ferroviária sobre os quais se fará o alargamento.

No Estudo Geológico e Geotécnico (Volume 01), com base nos resultados dos trabalhos de prospeção geotécnica realizada, são apresentados Quadros com valores de espessura a decapar ao longo das diferentes zonas do traçado, as quais oscilam na maior parte dos casos entre valores da ordem de 0,20m a 0,60m.

Tendo por base o referido no EGG e o observado nos reconhecimentos de campo, os valores foram analisados e em alguns casos ajustados (face a algumas das soluções definidas no projeto de Terraplenagem), sendo previstas as espessuras indicadas no Quadro seguinte.

Não foi considerada qualquer decapagem nas áreas correspondentes à plataforma ferroviária existente.

No que se refere aos atuais taludes de aterro, a vegetação que os cobre indicia que existirá alguma espessura de “terra vegetal” sobre os mesmos. No entanto, não será feita qualquer decapagem nesses locais (apenas limpeza e desmatação) pois a sua remoção foi integralmente incluída nas medições da escavação para endentamento dos aterros existentes (a conduzir a destino final devidamente licenciado), uma vez que, em principio, apresentará baixos teores de matéria orgânica e a separação entre a “terra vegetal” e os solos constituintes do aterro seria um processo difícil e moroso de executar, e que só contribuiria para penalizar o já complexo processo construtivo.

Para além disso, sendo muito provável que a execução do trabalho de decapagem venha a ser realizado consideravelmente antes do trabalho de endentamento do aterro, aumentar-se-ia o risco de possibilidade de ocorrência de erosão e/ou instabilização em resultado da exposição dos solos do aterro existente na face do talude.

Quadro 3.1 – Valores de decapagem média estimados por troços

Localização aproximada (kms Projeto)	Perfis Transversais (PTs)	Espessura de decapagem (m)		Observações
		LE da Via	LD da Via	
2+500 – 2+820	P001 a P017	-	-	Estação de Contumil
2+820 – 3+120	P018 a P032	0,20	0,20	-
3+120 – 3+184	P033 a P035	-	0,20	Apenas demolições do LE
3+184 – 3+520	P036 a P051	0,30	0,30	-
3+520 – 3+545	P052 e P053	-	-	PS da circunvalação
3+545 – 3+624	P054 a P057	0,30	0,30	-
3+624 – 3+704	P058 a P061	0,50	0,30	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
3+704 – 3+790	P062 a P065	0,50	0,50	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
3+790 – 3+810	P066	-	-	PIR ao 3+800 (existente)
3+810 – 3+855	P067 e P068	0,30	0,30	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
3+855 – 3+875	P069	-	-	PIR da conduta (existente)
3+875 – 3+964	P070 a P074	0,30	-	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
3+984 – 4+024	P075 a P077	0,60	-	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
4+024 – 4+084	P078 a P080	0,60	0,60	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
4+084 – 4+184	P081 a P085	0,30	0,30	-
4+184 - 4+225	P086 e P087	-	0,30	Talude rochoso do LE

Quadro 3.1 – Valores de decapagem média estimados por troços (Continuação)

Localização aproximada (kms Projeto)	Perfis Transversais (PTs)	Espessura de decapagem (m)		Observações
		LE da Via	LD da Via	
4+225 – 4+344	P088 a P093	0,30	-	Meio viaduto do LD
4+344 – 4+384	P094 e P095	-	0,40	Muro existente do LE
4+384 – 4+524	P096 a P102	-	-	Talude rochoso do LE e muros ou casa a demolir do LD
4+525 – 4+604	P103 a P105	-	0,20	Muro existente do LE
4+604 – 4+785	P106 a P115	-	-	Estação de Rio Tinto (estruturas, pavimentos e/ou arruamentos LE e LD)
4+785 – 4+825	P116 e P117	-	0,30	Estação de Rio Tinto
4+825 – 4+865	P118 e P119	-	-	PIR de Rio Tinto (existente)
4+865 – 4+965	P120 a P124	-	-	Talude rochoso LE e muros, pavimentos e/ou casas a demolir do LD
4+965 – 5+025	P125 a P127	0,30	0,30	-
5+025 – 5+085	P128 a P130	-	0,30	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
5+105	P131	-	-	Muros, pavimentos e/ou casas a demolir do LE e LD
5+105 a 5+411	P132 a P147	0,30	-	Talude rochoso muro, e/ou casas a demolir do LD
5+411 a 5+511	P148 a P152	0,40	0,20	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
5+511 a 5+591	P153 a P156	0,40	0,40	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
5+591 a 5+911	P157 a P172	0,20	0,20	-
5+911 a 6+051	P173 a P179	0,30	0,30	-
6+051 a 6+351	P180 a P194	0,20	0,40	-
6+351 a 6+430	P195 a P197	0,50	0,50	-
6+430 a 6+510	P198 a P202	-	0,50	Muros, pavimentos e/ou casas a demolir do LE

Quadro 3.1 – Valores de decapagem média estimados por troços (Continuação)

Localização aproximada (kms Projeto)	Perfis Transversais (PTs)	Espessura de decapagem (m)		Observações
		LE da Via	LD da Via	
6+510 a 6+630	P203 a P208	-	-	Apeadeiro de Águas Santas/Palmilheira (estruturas, aterros, pavimentos e/ou arruamentos LE e LD)
6+630 a 6+710	P209 a P212	0,20	-	Apeadeiro de Águas Santas/Palmilheira (aterros, pavimentos e/ou arruamento LD)
6+710 a 6+750	P213 a P214	0,20	-	Plataforma existente LD
6+750 a 6+870	P215 a P220	0,50	0,20	-
6+870 a 7+010	P221 a P227	0,30	0,20	-
7+010 a 7+251	P228 a P239	0,30	0,30	-
7+251 a 7+331	P240 a P243	0,30	-	Demolições muros e/ou estruturas LD
7+331 a 7+411	P244 a P247	0,30	0,20	-
7+411 a 7+472	P248 a P250	0,30	-	Demolições muros, pavimentos e/ou estruturas LD
7+472 7+552	P251 a P254	-	0,20	Demolições muros, pavimentos e/ou estruturas LE
7+552 a 7+612	P255 a P257	0,40	0,20	Apenas limpeza e desmatação sobre a face do talude de aterro existente
7+612 a 9+692	P258 a P261	-	0,20	Apenas limpeza e desmatação sobre a face do talude de aterro existente LE
7+712	P262	-	-	Apenas limpeza e desmatação sobre a face dos taludes de aterro existentes
7+712 a 7+792	P263 a P266	-	0,30	-

Como é habitual prevê-se que a “terra vegetal” decapada seja transportada a depósito provisório próximo e acondicionada em “pargas”, com vista à sua reutilização no revestimento vegetal dos novos taludes de aterro e escavação com inclinações compatíveis à sua fixação, ou seja, com inclinação de 1/2 ou 1/1.5 (V/H).

Sendo previsíveis maiores teores em matéria orgânica na “terra vegetal” a decapar nos troços sobre zonas deprimidas de linhas de água, em especial as preenchidas por

depósitos aluvionares, deverão essas terras ser consideradas prioritárias para funções de revestimento.

Casos se verifique que o solo orgânico se encontra contaminado por entulhos e/ou lixo, deverá ser rejeitado e conduzido a deposito definitivo devidamente licenciado.

3.3 Escavações

3.3.1 Considerações Gerais

Tendo em atenção o Estudo Geológico e Geotécnico é feita de seguida a análise das condições de execução das escavações necessárias para implementação do Projeto de Terraplenagem e Drenagem. Para tal são feitas considerações quanto à escavabilidade dos terrenos, à reutilização dos materiais escavados, à geometria dos taludes e a medidas de revestimento e drenagem dos mesmos.

Com exceção das escavações associadas ao saneamento de solos na fundação dos aterros de alargamento (que são contabilizadas nos artigos do SGR F.01.01.05 – Saneamento ou F.01.01.22 – Camada drenante), as escavações previstas no projeto correspondem essencialmente a escavações para três situações: escavações de abertura de caixa para execução da fundação da plataforma (contabilizadas no artigo F.01.01.99.01), escavações de alargamento da atual plataforma para a quadruplicação e/ou reperfilamento das geometrias dos taludes existentes por forma a cumprir a implantação com a largura definida no perfil tipo (contabilizadas no artigo F.01.01.99.02) e escavações a realizar nos aterros existentes para endentamentos dos mesmos na ligação com os aterros novos a executar (contabilizadas no artigo do SGR F.01.01.06).

Ao nível da plataforma, a linha de escavação corresponde à base da camada de coroamento, da camada de reforço / drenante ou da camada de envolvimento da geogrelha, não devendo ser levada abaixo dessa cota ou de qualquer outra definida em projeto.

A escavação necessária para a colocação da caixa de fundação da plataforma deve ser executada imediatamente antes da colocação dos materiais, de acordo com o dimensionamento definido para cada caso.

O eventual surgimento de águas de nascente deve ser imediatamente alvo de drenagem provisória / bombagem, acordada com a Fiscalização, de forma a garantir que o fundo da escavação se mantém livre de águas permanentes. Este aspeto assume particular importância para garantir a execução de uma boa fundação da plataforma.

Antes de se iniciarem as escavações para implantação da linha férrea, devem ser executados todos os trabalhos de drenagem que possam melhorar as condições hidrológicas da zona a escavar, como sejam valas de desvio de linhas de água e/ou valetas de crista de talude.

As escavações a realizar para os endentamentos dos aterros existentes, na ligação com os aterros novos, devem ser executadas imediatamente antes da execução das novas camadas de aterro, de modo a que esses terrenos não tenham uma exposição prolongada aos agentes atmosféricos.

3.3.2 Escavabilidade

As características de desmonte dos materiais estão intimamente relacionadas com a natureza, estrutura e compacidade/consistência das formações geológicas existentes nas escavações. Nos casos em que as formações são essencialmente rochosas, dependem ainda da sua resistência e do estado de alteração e fracturação do maciço.

De acordo com o referido no Estudo Geológico e Geotécnico (que tem por base a análise as observações de campo e os resultados dos trabalhos de prospeção realizados), verifica-se que as formações rochosas ocorrentes (granitos, gnaisses, migmatitos e micaxistos), apresentam geralmente graus de alteração significativos pelo que serão genericamente escaváveis a ripáveis com recurso a meios mecânicos. Pontualmente, nas zonas em que o maciço se apresente menos fraturado, poderá ser necessário o uso de martelo hidráulico para fragmentação de núcleos mais compactos.

Assim sendo, tendo em atenção o Estudo Geológico e Geotécnico e a experiência acumulada de desmontes em formações com características semelhantes, foi feita a definição da escavabilidade dos terrenos interessados pelas zonas de escavação.

Apesar das condições algo condicionadas à movimentação dos equipamentos em obra, a estimativa foi efetuada considerando-se que a situação de desmonte com meios mecânicos incluiria desde a utilização de meios mecânicos de menor potência (retroescavadoras, pás escavadoras, etc.) até à utilização de máquinas giratórias com potência de 270 CV ou 200kW (equivalente a uma máquina do tipo Cat 340D), com balde com capacidade mínima de 2m^3, equipadas com ripper e martelo demolidor (hidráulico).

Apesar de alguma dificuldade na movimentação, considerou-se ainda que poderão ser mobilizados tratores pesados de rasto (buldózeres) com potência de 405 CV ou 302kW, equipados de ripper vibratório, equivalente a uma máquina do tipo D9R da Caterpillar.

Em termos de escavabilidade, tendo em atenção os equipamentos de referência, prevê-se que a totalidade dos terrenos que constituem os depósitos de aterro, depósitos aluvionares, assim como os solos de alteração dos maciços rochosos e os maciços rochosos (granitos, gnaisses, migmatitos e micaxistos) decompostos a muito alterados, pontualmente medianamente alterados, sejam escaváveis a ripáveis por meios mecânicos (retroescavadoras, giratórias, pás escavadoras, etc).

No troço sensivelmente entre os km 4+400 e 5+100, em que aflora o granito gnáissico medianamente alterado (W3), prevê-se que o desmonte com recurso aos meios mecânicos definidos seja, ainda assim, relativamente fácil, pois este aparece dominantemente muito fraturado. No entanto, quando este maciço aparecer menos fraturado, dominado por um estado de fracturação F3, poderá ser necessário o uso de martelo hidráulico de forma mais acentuada.

3.3.3 Reutilização dos materiais escavados

Com base na análise dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e respetivas classificações (apresentados no estudo Geológico e Geotécnico), e tendo por base as normas geralmente admitidas para a reutilização de solos nas diferentes zonas de aterros (nomeadamente no se refere ao Guia técnico do LCPC/SETRA e à ficha UIC 719R), verifica-se que grande parte dos solos que serão escavados apresentam aptidão geotécnica adequada para a sua colocação em aterro.

Ainda assim, os materiais que serão escavados apresentarão características algo diferenciadas em função de resultarem dos diferentes tipos de escavações previstas.

Quanto às escavações associadas ao saneamento na fundação de aterros de alargamento, prevê-se desde logo a sua rejeição como materiais de construção, tendo em atenção a maior percentagem de finos e o seu provável elevado teor de humidade, que, segundo a classificação Francesa GTR lhe conferirá um estado hídrico húmido a muito húmido (h ou th) de difícil compactação.

No caso de escavações para abertura de caixa para execução da plataforma da via férrea e das escavações a realizar nos aterros existentes para endentamentos dos mesmos na ligação com os aterros de alargamento, embora os solos resultantes

possam ser maioritariamente arenosos, terão tendência a corresponderem a materiais mais heterogéneos, por vezes com percentagens de finos (siltes e/ou argilas) mais elevadas. Para além disso, as condições de execução da obra em espaço muito limitado e com os constrangimentos resultantes de faseamentos / circulação na linha, terão tendência a provocar maior contaminação destes solos com materiais que constituem a atual plataforma (lixo/detritos e balastro contaminado) e/ou com matéria orgânica, colocando claras dificuldades no processo de separação e seleção dos solos com aptidão geotécnica mínima para a sua reutilização. Corresponderão assim a materiais com características relativamente difíceis de controlar e de comportamento geotécnico mais imprevisível, pelo que a sua reutilização será também por norma rejeitada.

Por fim, no que se refere às escavações de alargamento da atual plataforma para a quadruplicação e/ou reperfilamento das geometrias dos taludes existentes, corresponderão essencialmente aos solos de alteração e meteorização intensa dos maciços rochosos graníticos e metamórficos e a solos/ misturas de materiais cascalhentos com blocos, resultantes do desmonte dos referidos maciços muito a medianamente alterados.

Tal como é referido no Estudo Geológico e Geotécnico verifica-se, com base nos ensaios de laboratório realizados sobre as amostras recolhidas nos poços e sondagens, que corresponderão essencialmente a solos arenosos ou areno-siltosos, regra geral não plásticos (NP) ou de baixa plasticidade e com percentagens de finos entre 10 e 35%. Classificam-se maioritariamente como A-1-b ou A-2-4 segundo a classificação Rodoviária AASTHO, como SM ou SW-SM na classificação Unificada ASTM ou como B5 ou B3 na classificação Francesa GTR. Assim sendo, de acordo com a classificação da ficha UIC 719R, estes solos corresponderão sobretudo a solos do tipo QS1 e em menor percentagem a solos do tipo QS2.

No quadro seguinte são indicados os troços em que ocorrem as escavações de alargamento com dimensão mais significativa nas quais se prevê a possibilidade de obtenção de um volume relevante de materiais com características adequadas á sua reutilização na construção dos aterros. Considerando que nestes troços poderá haver uma reutilização em torno de 95% a 100% dos solos escavados, prevê-se a obtenção de um volume total de cerca de 73.000m^3 de material com características adequadas para a construção dos aterros.

Quadro 3.2 – Zonas de escavação com provável obtenção de solos reutilizáveis na construção dos aterros

Localização aproximada (kms de Projeto)	Perfis Transversais (PTs)	Lado da via	Formação geológica	Trabalhos prosp. de referência	Classif. dos solos (ASTM / AASTHO / GTR / UIC719)	Volume admissível para construção
3+164 - 3+624	P034 a P051 e P054 a P057	LE / LD	γm	P102; S202	SM / A-1-b / B5 / QS1 a QS2	16.790m^3
4+120 – 4+170	P082 a P084	LD	Xyz	P105; P202	SM / A-1-b / B5 / QS1	1.160m^3
5+165 – 5+411	P134 a P147	LE	γz e Xyz	P108; P109; P206	SM / A-2-4 e A-1-b / B5 / QS1 a QS2	12.400m^3
5+651 – 5+951	P159 a P175	LE / LD	Xyz	S14; P110; P111, P112	SM e SW / A-2-4 e A-1-b / B5 e B3 / QS1 a QS2	18.300m^3
6+920 – 6+990	P222 a P226	LE / LD	γm	S11; S222	SM / A-2-4 / B5 / QS1	4.850m^3
7+050 – 7+391	P229 a P246	LE / LD	γm	P120; P9; S223	SM / A-2-4 e A-1-b / B5 / QS1	19.500m^3

Notas: γm – Granito do Porto; γz – Granito gnaíssico; Xyz – Migmatitos, xistos luzentes e micaxistos.

Ou seja, desde que não tenham contaminação orgânica e/ou estados hídricos húmidos, apresentam, regra geral, boa aptidão geotécnica e poderão ser reutilizados na construção dos aterros de alargamento.

Refere-se, no entanto, que no caso dos desmontes de maciço rochoso muito a medianamente alterado poderá verificar-se a formação de misturas de materiais algo heterogéneos, de solos areno-siltosos com calhaus e blocos de granito, gnaisse ou migmatito, que obrigarão a uma homogeneização prévia desses materiais por meio de fragmentação adicional e remistura.

Para além disso, tendo em atenção que em algumas situações as quantidades escavadas por perfil transversal são relativamente reduzidas e realizadas em condições de obra com espaço limitado e com constrangimentos resultantes do faseamento de

obra, colocando claras dificuldades e limitações ao processo de separação e seleção dos solos com aptidão geotécnica adequada à sua reutilização, os materiais escavados não poderão ser utilizados diretamente na construção dos aterros.

Devem por isso ser conduzidos a stock intermédio provisório, por forma a serem caracterizados e/ou analisados laboratorialmente para verificação da sua adequada aptidão geotécnica como materiais para os aterros (de acordo com o definido no subcapítulo 3.4.3 – Materiais de construção dos aterros e com as características geotécnicas previstas nas Condições Técnicas para os materiais a utilizar nos aterros) e com o representado no desenho de pormenores 48137.PE.04.TDR.00.059 para o alargamento dos aterros.

3.3.4 Geometria dos taludes de escavação

De acordo com o referido no Volume 01 – Estudo Geológico e Geotécnico, a definição das inclinações dos taludes de escavação foi realizada tendo em atenção as alturas previstas para os mesmos e as características litológicas, hidrogeológicas, estruturais e geotécnicas dos terrenos a escavar, no sentido de garantir a sua estabilidade.

Salienta-se o papel essencial que se atribui aos elementos de campo, imprescindíveis para definir as características dos maciços rochosos, muitas vezes com papel determinante na estabilidade dos taludes.

Nesse sentido, tendo em consideração que a maior parte das zonas de escavação interessam terrenos constituídos por maciço rochoso granítico ou xistento muito alterado (W4 a W4-5) pontualmente decomposto (W5), e que, com exceção de duas situações, as alturas dos taludes não ultrapassam os 6 a 7m, foi definida a adoção de uma geometria de 1/1 (V/H).

Na situação em que a altura máxima do talude atinge os 10m considerou-se a necessidade de execução de banqueta estabilizadora aos 6m de desnível vertical, com uma inclinação transversal de 3% para o interior, provida de caleira de banqueta, como se apresenta na Figura 3.1.

A instalação das banquetas visa diminuir a inclinação média dos taludes, reduzindo os efeitos da escorrência superficial e aumentando a sua estabilidade global. As banquetas facilitam ainda a instalação de sistemas de drenagem e, em caso de escorregamento ou deslizamento de massas instáveis, retêm os materiais caídos, impedindo que estes obstruam a plataforma ferroviária.

A banqueta terá uma largura de 4m, servindo na fase de obra como plataforma de acesso aos equipamentos para tornar o processo de desmonte mais fácil. Na fase de exploração permitirá o acesso de equipamentos de manutenção.

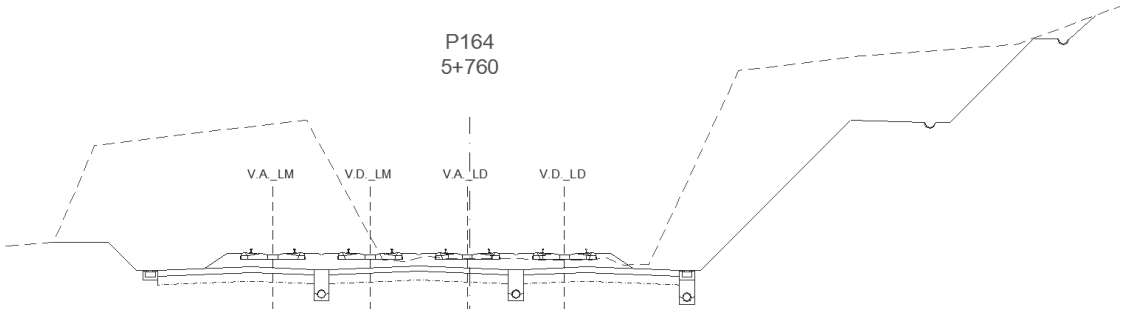


Figura 3.1 - Perfil transversal em escavação com banqueta do lado direito ao km 5+760

Em algumas zonas localizadas, tendo em atenção que os taludes serão constituídos essencialmente por solos residuais areno-siltosos de alteração dos maciços, que se apresentam descomprimidos e por vezes apenas medianamente compactos (como tal mais suscetíveis à erosão e ravinamento), foi definida uma geometria de 1/1.5 (V/H).

Com base nos resultados dos trabalhos de prospeção verifica-se que, no troço entre os km de projeto 6+060 a 6+375, o talude de escavação do lado esquerdo irá desenvolver-se numa zona de aterros com alguma espessura, compostos por materiais bastante heterogéneos, nomeadamente calhaus e/ou blocos misturados com cascalhos, areias siltosas ou siltes, com percentagens de matéria orgânica por vezes significativas, pouco compactos. Tendo em conta este cenário geotécnico, adotou-se uma geometria mais suave de 1/2 (V/H) que permitirá garantir a estabilidade deste talude.

Em vários locais, os constrangimentos impostos pela envolvente urbana significativa deste corredor obrigaram à necessidade de analisar as inclinações definidas face aos condicionamentos resultantes da existência de estruturas próximas da plataforma (edificações, arruamentos, património existente, etc). Estas situações implicaram a limitação da extensão dos taludes e mesmo da própria plataforma, através do recurso de estruturas de contenção (Muros) e/ou do reforço dos taludes, convenientemente dimensionados para as condições geotécnicas e hidrogeológicas existentes.

No capítulo 3.7 é feito o resumo dos diferentes Muros previstos, com indicação do volume e tomo do projeto de cada uma destas estruturas.

Cerca do km de projeto 5+680 do lado esquerdo, não é possível a adoção da geometria prevista de 1/1 (V/H) devido á existência de condicionamentos resultantes de um portão de acesso para camiões a uma unidade industrial. Neste local, tendo em atenção a

caracterização do maciço rochoso ocorrente, não é exequível a adoção de uma inclinação mais acentuada do talude sem prever a sua estabilização.

Após analise da situação, tendo em atenção a altura máxima relativamente reduzida (cerca de 1,6m), acabou por ser definida a sua estabilização com enrocamento argamassado entre os km de PE 5+662 a 5+702, que garantirá a estabilidade do talude de escavação e a não afetação do acesso.

No Quadro 3.3 é apresentado o zonamento das geometrias de equilíbrio que foram adotadas, indicando-se a altura máxima atingida nos taludes (neste quadro não se encontram incluídas as zonas em perfil de escavação que são apenas delimitadas por muros de contenção).

A materialização das geometrias de corte dos taludes deve respeitar as cotas e distâncias definidas nos perfis transversais apresentados nas peças desenhadas de Projeto. As variações de inclinação de taludes previstas efetuar em obra devem ser realizadas entre dois perfis.

A análise de estabilidade dos taludes de escavação é apresentada no Estudo Geológico – Geotécnico (Volume 01) pelo que não se considera necessário fazer quaisquer considerações adicionais no projeto de Terraplenagem e Drenagem.

3.3.5 Revestimento e drenagem dos taludes de escavação

Nos taludes com geometria de 1/1 (V/H), tendo em atenção que serão constituídos, regra geral, por maciço rochoso granítico ou xistento muito alterado (W4 a W4-5), não se prevê qualquer revestimento (nem mesmo com “terra vegetal”).

Serão exceção os troços entre os km 3+385 a 3+515 e 3+545 a 3+625, no talude do lado direito, nos quais, tendo em atenção a necessidade de manutenção da geometria de 1/1 face aos condicionamentos no topo do talude e à probabilidade da ocorrência de aparecimento de saídas de água (com o consequente risco de erosão continuada e instabilização da face), optou-se pela sua estabilização e drenagem por meio de uma solução de revestimento com pedra arrumada e argamassada e a colocação de fiadas de bueiros (barbacãs). O projeto desta solução é desenvolvido no Tomo 19 - Estabilização de taludes do Volume 08 – Estruturas de Contenção.

Quadro 3.3 – Características dos taludes de escavação e revestimentos

Localização aproximada (kms de Projeto)	Perfis Transversais (PTs)	Taludes do lado esquerdo		Taludes do lado direito		Observações/ revestimento
		Altura maxima	Geometria (V:H)	Altura maxima	Geometria (V:H)	
3+070 – 3+200	P030 a P035	-	-	1	1/1.5	0,20m "tv"
3+385 – 3+515	P046 a P051	-	-	7	1/1	Pedra argamassada
3+545 – 3+650	P054 a P058	-	-	9	1/1	Pedra argamassada
3+525 – 3+636	P052 a P057	3	1/1	-	-	-
3+680 – 3+710	P060 a P061	-	-	1,5	1/1	-
4+275 – 4+345	P090 a P093	1,5	1/1.5	-	-	0,20m "tv"
4+925 – 4+975	P123 a P124	-	-	3	1.5/1	-
5+155 – 5+325	P134 a P142	3,5	1/1	-	-	-
5+360 – 5+421	P144 a P147	3,5	1/1	-	-	-
5+430 – 5+520	P148 a P152	-	-	0,5	1/1.5	0,20m "tv"
5+620 – 6+000	P157 a P176	-	-	10,5	1/1	Banqueta a 6m
5+625 – 5+900	P158 a P171	3,5	1/1	-	-	Enrocamento argamassado
6+060 – 6+375	P180 a P195	5,5	1/2	-	-	0,20m "tv"
6+070 – 6+140	P180 a P183	-	-	0,5	1/1.5	0,20m "tv"
6+430 – 6+450	P198 a P199	-	-	0,5	1/1.5	0,20m "tv"
6+685 – 6+700	P211	1,5	1/1.5	-	-	0,20m "tv"
6+850 – 7+000	P219 a P226	4,5	1/1.5	-	-	0,20m "tv"
6+905 – 7+000	P222 a P226	-	-	3,5	1/1.5	0,20m "tv"
7+040 – 7+180	P229 a P235	-	-	7	1/1.5	Muro na base do talude / 0,20m "tv"
7+150 – 7+470	P234 a P250	6	1/1.5	-	-	Muro na base do talude / 0,20m "tv"
7+490 – 7+560	P251 a P254	-	-	1,5	1/1.5	0,20m "tv"

Nota: "tv" – revestimento com 0,20m de "terra vegetal" com espécies vegetais adequadas, através de hidrossementeira.

Nos taludes com geometria de 1/1.5 e 1/2 (V/H), para evitar o efeito erosivo da escorrência superficial prevê-se que, para além da medida de arredondamento da crista, seja feito o revestimento com espessura final não inferior a 0,20m de “terra vegetal” e espécies vegetais adequadas, através de hidrossementeira.

No talude existente do lado esquerdo entre os km 4+433 e 4+453, constituído por rocha medianamente alterada mas algo fraturada, que se encontra muito próximo da via férrea, com uma geometria quase vertical, face à existência do Colégio Camões junto ao seu topo, que impede qualquer intervenção de reperfilamento, foi definida uma solução de revestimento por meio de um sistema de redes suspensas, para proteção contra a eventual queda de pedras para o corredor ferroviário e aplicação de alguns drenos sub-horizontais. O projeto desta solução é igualmente apresentado no Tomo 19 - Estabilização de taludes do Volume 08 – Estruturas de Contenção.

No troço entre os km de PE 5+662 a 5+702, em que se prevê a execução da solução com enrocamento argamassado, este será assente na base sobre betão de regularização com uma espessura de 0,10m (e rede electrosoldada AQ25) o que permitirá evitar a infiltração / erosão junto da mesma. Após a execução da escavação de alargamento será executado o enrocamento argamassado com uma espessura mínima de 0,50m junto à base e de 0,30m junto ao topo.

Deverá ser constituído por pedras de forma e dimensões que permitam uma sobreposição e encaixe cuidado das mesmas garantindo o ajuste ao espaço existente e o travamento das pedras entre si (essencial para garantir o um bom comportamento e estabilidade final). O enrocamento, com as características definidas nas Condições Técnicas, terá uma dimensão máxima D=200mm.

Caso durante a execução das escavações de alargamento seja intersectada a rede de percolação de águas, originando ressurgências de águas nos taludes em zonas localizadas (que poderão causar ravinamentos e/ou erosão superficial nos terrenos mais friáveis), deverá ser feita a sua drenagem por meio da execução de esporões drenantes (previamente aprovados pela Fiscalização).

3.4 Aterros

3.4.1 Considerações Gerais

Para a implantação do PTT definido na quadruplicação do troço Contumil - Ermesinde é necessário recorrer ao alargamento dos aterros existentes.

Os aterros novos a construir atingem uma largura máxima de cerca de 12m, e alturas máximas iguais ou inferiores a 5-6m.

São exceção os aterros a alargar no troço entre o km 3+635 a 3+855, onde se atinge uma altura máxima da ordem dos 12m e 7,5m respetivamente do lado esquerdo e do lado direito da via. Devido à altura elevada destes aterros e tendo por base o referido no subcapítulo 3.4.5 - Análise de estabilidade de taludes, quando o talude atinge os 8m do lado esquerdo, foi definida uma banqueta estabilizadora aos 6m de desnível vertical (a contar do topo do aterro), com 4m de largura e uma inclinação transversal de 3% para o seu interior, sendo provida de uma valeta de banqueta (Figura 3.2).

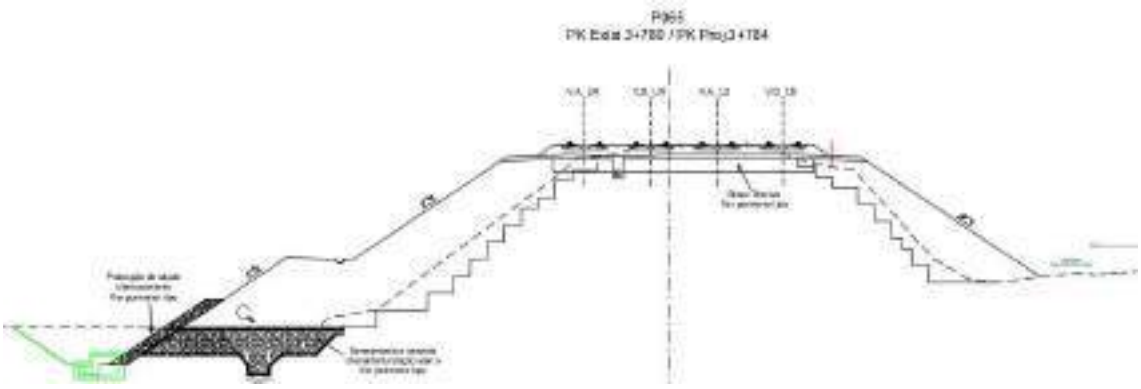


Figura 3.2 - Alargamento do aterro ao km 3+784

Neste capítulo, tendo por base os elementos resultantes dos reconhecimentos de superfície e a caracterização geológico-geotécnica, são definidas as questões ligadas com as condições de fundação (incluindo a análise de estabilidade e assentamentos), materiais a utilizar na sua construção, inclinações preconizadas para os taludes, estabilidade e medidas de revestimento e proteção dos mesmos, referindo-se ainda alguns aspetos particulares importantes na execução do seu alargamento.

Nos trabalhos de execução dos maciços dos postes de catenária e das restantes infra-estruturas localizadas no passeio de via nos troços em aterro, deve evitar-se a todo o custo deixar fendas não regularizadas, que possam provocar a instabilização do corpo do aterro por infiltração de águas pluviais. Preferencialmente, estes trabalhos deverão ser efetuados simultaneamente com a terraplenagem.

No Quadro 3.4 apresenta-se uma síntese das principais características das zonas de aterro no qual é referido, entre outras, a sua localização, a altura máxima dos aterros ao eixo, as inclinações preconizadas nos taludes e, quando necessário, os trabalhos de melhoramento / reforço da fundação ou de proteção / reforço de taludes.

Quadro 3.4 – Resumo das questões de intervenção nos aterros

Localização aproximada (km de projeto) / Perfis transversais (PTs)	Formações geológicas na fundação	Dimensões máximas (m)		Inclinação de taludes (V/H)		Melhoramento / reforço da fundação do aterro		Observações / Proteção taludes / Profundidade do nível freático (NF)
		Altura taludes LE / LD	Largura LE / LD	LE	LD	Saneamento (espessura) km	Camada drenante (espessura) km	
3+635 – 3+790 (PT058 a PT065)	At / Al / Xyz	12 / 7	12 / 6	1/1.5 *	1/1.5	(1,0m) LE – 3+635-3+690; (1,5m) LE – 3+700-3+790	(1,0m) LE – 3+635-3+690; (1,5m) LE – 3+700-3+790	* - Banqueta no talude esquerdo aos 6m de altura. Proteção talude com enrocamento LE (3+700 - 3+790). NF – 1,3m a 4,5m
3+810 – 3+855 (PT067 e PT068)	At / Al / Xyz	7 / 7,5	6 / 7,5	1/1.5	1/1.5	(1,0m) LE/LD – 3+810-3+855	-	Reposição caminho pedonal em paralelipipedos base do TD. NF – 3,0m
3+875 – 4+085 (PT070 a PT080)	At / Al / Xyz	5,5 / 6	8 / 7,5	1/1.5	1/1.5	(0,50m) LE – 3+975-4+085	(0,50m) LE – 3+975-4+085	Proteção talude com enrocamento LE (3+990 - 4+050). Delimitação parcial do TD por Muro de gabiões, do PT070 ao PT079. Passadiço de acesso à PIP no TE, do PT078 ao PT080). NF – 4,5m

Notas: γm – Granito do Porto; γz – Granito gnaíssico; Xyz – Migmatitos, xistos luzentes e micaxistos; **LE– Lado esquerdo da via; LD Lado direito da via; TE – Talude esquerdo; TD – Talude direito.**

Quadro 3.4 – Resumo das questões de intervenção nos aterros (Continuação)

Localização aproximada (km de projeto) / Perfis transversais (PTs)	Formações geológicas na fundação	Dimensões máximas (m)		Inclinação de taludes (V/H)		Melhoramento / reforço da fundação do aterro		Observações / Proteção taludes / Profundidade do nível freático (NF)
		Altura taludes LE / LD	Largura LE / LD	LE	LD	Saneamento (espessura) km	Camada drenante (espessura) km	
4+795 – 4+840 (PT116 e PT117)	At / γz	-	- / 5	-	-	-	-	Aterro de alargamento na Estação de Rio Tinto do LD, delimitado por cais.
4+985 – 5+125 (PT124 a PT132)	At / γz	2,5 / 3	6,5 / 8	1/1.5	1/1.5	-	-	Delimitação parcial dos TE e TD pelos muros ala da ponte sobre o rio Tinto.
5+430 – 5+600 (PT148 a PT157)	Al / Xyz	5,5 / 5,5	12 / 4,5	1/1.5	1/1.5	(0,50m) LE – 5+430-5+595; (0,50m) LD – 5+530-5+595;	(1,0m) LE – 5+430-5+595; (1,0m) LD – 5+530-5+595	NF – 1,2m a 2,5m
5+905 – 6+070 (PT172 a PT179)	At / Al / Xyz	3 / 2,5	9 / 3	1/1.5	1/1.5	(1,0m) LE (0,5m) LD - 6+035-6+060	(1,5m) LE (0,5m) LD – 6+035-6+060	Proteção talude com enrocamento LD (6+040 - 6+070). Delimitação do TE por Muro, do PT174 ao PT178. NF – 1,2m a 4,0m

Notas: γm – Granito do Porto; γz – Granito gnaíssico; Xyz – Migmatitos, xistos luzentes e micaxistos; **LE– Lado esquerdo da via; LD Lado direito da via; TE – Talude esquerdo; TD – Talude direito.**

Quadro 3.4 – Resumo das questões de intervenção nos aterros (Continuação)

Localização aproximada (km de projeto) / Perfis transversais (PTs)	Formações geológicas na fundação	Dimensões máximas (m)		Inclinação de taludes (V/H)		Melhoramento / reforço da fundação do aterro		Observações / Proteção taludes / Profundidade do nível freático (NF)
		Altura taludes LE / LD	Largura LE / LD	LE	LD	Saneamento (espessura) km	Camada drenante (espessura) km	
6+145 – 6+360 (PT184 a PT194)	At / Al	- / 2,5	- / 3	-	1/1.5	-	(0,50m) LD – 6+145-6+275	Reposição caminho paralelo na base do TD. NF – 0,90m a 1,3m
6+780 – 6+830 (PT216 a 218)	At / Al /γm	1 / -	7 / -	1/1.5	-	(0,60m) LE – 6+780-6+800	(0,60m) LE – 6+780-6+800	Delimitação do TE por Muro, nos PT216 e PT217. NF – 0,20m a 2,5m
7+555 – 7+695 (PT255 a PT261)	At / Al /γm	2,5 / -	11 / -	1/1.5	1/1.5	(0,50m) LE – 7+560-6+620	(0,50m) LE – 7+560-7+620	Aterro a prologar LE de forma a cobrir/proteger o coletor de DN 1000 que será desviado neste troço. Delimitação do TE por Muro, nos PT258 a PT261. NF – 1,9m a 2,7m
7+710 – 7+735 (PT262 e PT263)	At / γm	- / 4,5	6 / 5,5	1/1.5	1/1.5	-	--	Delimitação do TE por Muro, nos PT262 e PT263.

Notas: γm – Granito do Porto; γz – Granito gnaíssico; Xyz – Migmatitos, xistos luzentes e micaxistos; **LE– Lado esquerdo da via; LD Lado direito da via; TE – Talude esquerdo; TD – Talude direito.**

3.4.2 Fundação dos aterros

Dado que os aterros a executar correspondem ao alargamento dos aterros existentes, a fundação dos primeiros ocorrerá, em grande parte, sobre o espaldar dos atuais aterros da linha férrea.

Tendo por base os resultados dos trabalhos de prospeção geotécnica e ensaios realizados no Estudo Geológico e Geotécnico e a observação realizada nos reconhecimentos de campo, prevê-se que os aterros existentes apresentem condições adequadas para o suporte dos novos aterros, desde que seja efetuada a desmatação e removida a "terra vegetal" e solos superficiais mais descomprimidos do espaldar na escavação para o processo de endentamento (entalhe no espaldar do aterros atuais por meio de socalcos).

Tal como é apresentado no desenho dos pormenores de terraplenagem (48137.PE.04.TDR.00.059), a ligação entre os aterros deverá ser feita por meio de endentamento do espaldar do aterro existente procedendo-se à escavação e recompactação em degraus sucessivos com uma altura máxima de 1,0m e uma largura no mínimo de 0,50m, assegurando uma boa ligação entre os dois aterros.

São exceção o primeiro degrau (junto ao pé do talude), o qual deverá ter no mínimo 1,5m de largura e o último degrau, que não deverá ter uma altura superior a 0,60m e deverá terminar junto das contenções provisórias entre vias.

As dimensões dos degraus de endentamento devem garantir sempre que possível a execução das novas camadas de aterro com uma largura mínima de 1,5m, de modo a permitir a passagem dos equipamentos de compactação. A altura dos degraus não deve ser inferior à espessura de duas camadas.

Nos perfis transversais de projeto apresentam-se os endentamentos, materializados de acordo com as regras acima definidas. Caso durante a execução em obra se verifique a necessidade de se alterarem os pressupostos definidos para os endentamentos, o seu reajuste terá que ser previamente aprovado pela Fiscalização.

Na execução dos endentamentos deve-se ter em atenção a existência de raízes no aterro, remanescentes da fase de desmatação. Neste caso, deverão ser tomadas todas as precauções de forma a não extrair as raízes de forma abrupta e assim instabilizar o aterro existente. Caso no decorrer das escavações se detetem zonas com piores

características nos aterros existentes deverá analisar-se a eventual necessidade de se proceder à remoção parcial ou total desses solos e sua substituição por novos materiais.

Na maioria das situações o alargamento dos aterros estende-se, regra geral, até ao terreno natural, nas faixas laterais junto ao pé dos aterros existentes.

A partir do observado nos reconhecimentos de campo e na análise dos resultados dos trabalhos de prospeção, a fundação dos aterros nessas zonas irá ocorrer essencialmente sobre os solos arenosos a areno-siltosos resultantes da alteração dos maciços graníticos e gnaíssicos ou sobre os próprios maciços decomposto a muito alterados. Em grande parte destas situações, prevê-se que após efetuada a remoção da “terra vegetal” (decapagem), e tendo em atenção as alturas de aterro previstas, os terrenos possuem boas características, no que diz respeito à resistência e deformabilidade, para a fundação dos mesmos.

No entanto, de acordo com a análise apresentada no Estudo Geológico – Geotécnico (Volume 01 do presente projeto) foram identificadas 4 zonas em que o alargamento da plataforma sobre as faixas laterais de terreno natural ocorrerá sobre materiais de resistência relativamente reduzida, associado à existência de depósitos não consolidados de aterro (At) e/ ou de natureza aluvionar (Al), geralmente com ocorrência de nível freático relativamente próximo da superfície do terreno.

Os troços identificados na memória do EGG (kms do existente) são:

- Aterros a alargar entre o km 3+640 e o km 3+860 (LE e LD);
- Aterro a alargar entre o km 3+880 e o km 4+100 (LE);
- Aterros a alargar entre o km 5+440 e o km 5+603;
- Plataforma a construir na zona do Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira.

Tendo em atenção que a análise realizada no Estudo Geológico e Geotécnico remonta ao ano de 2011 e que em algumas destas zonas se verificaram alterações das zonas envolventes, com construção de estruturas e/ou execução de terraplenagens, os troços em que se verifica a necessidade de serem analisados são os indicados de seguida (km de projeto):

- Aterros a alargar entre o km 3+644 e o km 3+784 (LE);
- Aterros a alargar entre o km 3+984 e o km 4+090 (LE);
- Aterros a alargar entre o km 5+431 e o km 5+600 (LE e LD);
- Plataforma a construir na zona do Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira (entre o km 6+370 e o km 6+870).

As fracas características mecânicas destes solos justificam uma análise acerca da forma como irão reagir quando forem carregados pelos aterros a construir. Nesse sentido foi feita para cada um dos troços uma avaliação dos assentamentos expectáveis se não for feito qualquer tipo de tratamento ou reforço da fundação.

Para análise dos resultados dos cálculos considerou-se que será aceitável a ocorrência de um assentamento máximo de 10 cm após a instalação da via férrea e inicio da circulação ferroviária, pelo que na modelação foi considerada a aplicação de uma sobrecarga uniformemente distribuída de 30 kN/m^2, conforme recomendado pelo Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP).

3.4.2.1 Modelação para cálculo dos assentamentos dos aterros

As análises foram efetuadas com recurso ao programa de cálculo automático PLAXIS, que baseado no método dos elementos finitos, permite avaliar o comportamento em termos de tensão – deformação dos materiais envolvidos.

Entre outras vantagens possibilita a consideração de faseamentos construtivos, processos de consolidação, análises em condições drenadas e não drenadas, bem como a utilização de diferentes modelos de comportamento de materiais.

Considerou-se no presente caso que o modelo mais adequado seria o “Hardening Soil Model” na medida em que permite, através de parâmetros tradicionalmente utilizados na Mecânica dos Solos, reproduzir de forma bastante aproximada o comportamento do solo, considerando a sua não linearidade, e a utilização de módulos de carga e descarga/recarga de valores distintos.

Para avaliar o comportamento dos solos de fundação às novas configurações dos aterros escolheu-se para cada uma das zonas em análise um perfil transversal, que sendo representativo do troço em que se insere, apresenta características que o tornam um dos mais condicionantes em termos de segurança.

Foram como tal considerados:

- O perfil 65 para o aterro entre o km 3+644 e o km 3+784 (LE);
- O perfil 71 para o aterro entre o km 3+984 e o km 4+090 (LE);
- O perfil 153 para o aterro entre o km 5+431 e o km 5+600 (LE e LD);
- O perfil 208 para a zona do Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira.

3.4.2.1.1 Parâmetros utilizados na modelação

A maioria dos parâmetros apresentados nos quadros dos itens seguintes têm por base o apresentado no Estudo Geológico-Geotécnico (Volume 01) do presente projeto. O modelo de comportamento escolhido para efetuar a análise dos solos de fundação exige, no entanto, a introdução de valores distintos de módulos de deformabilidade para as situações de carga e descarga/recarga que foram obtidos por meio de correlações empíricas com os resultados *in situ*.

Determinaram-se como tal os valores de E_{50}^{ref} (módulo de deformabilidade secante obtido em ensaio triaxial drenado), E_{oed}^{ref} (módulo de deformabilidade tangente obtido em ensaio edométrico) e E_{ur}^{ref} (módulo de deformabilidade em descarga/recarga) pelo processo que se expõe de seguida.

Estimou-se em primeiro lugar o módulo de deformabilidade tradicionalmente associado ao nível de deformação correspondente às situações de serviço das estruturas geotécnicas correntes, tendo por base os resultados dos ensaios SPT:

$$E = N_{SPT}(0{,}84 + 0{,}036N_{SPT}) \text{ (MPa)}$$

Supondo que este módulo está associado a 30% da tensão deviatórica máxima (E_{30}), considerou-se que este se relaciona com E_{50} através de:

$$E_{50} = \frac{E}{1{,}5} \text{ (MPa)}$$

O modelo exige, no entanto, que o valor de E_{50} tenha como referência a tensão de confinamento de 100 kPa – E_{50}^{ref} que se obtém por:

$$E_{50}^{ref} = E_{50}\left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}}\right)^{-m} \text{ (MPa)}$$

O parâmetro *m* tomará o valor de 0,5 devido à natureza granular dos solos envolvidos.

De acrescentar ainda que o coeficiente de impulso em repouso (K0) destes materiais resulta de:

$$K_0 = 1 - \sin \emptyset'$$

Obtido E_{50}^{ref}, este relaciona-se com os outros pelas seguintes relações:

$$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = E_{ur}^{ref}/5$$

No que respeita à camada aluvionar, e por ter sido recolhida uma amostra indeformada que permitiu a realização de um ensaio edométrico, não são apresentados nos quadros os módulos de deformabilidade mas antes os coeficientes de compressibilidade (Cc),

expansibilidade (Cs) e índice de vazios inicial (ei) obtidos em laboratório, que o programa converte automaticamente nos valores dos diferentes módulos.

3.4.2.1.2 Aterro entre o km 3+644 e o km 3+784 (LE)

Neste troço de alargamento do aterro com talude com inclinação de 1/1,5 (V/H) e uma altura máxima de 12 metros, os trabalhos de prospeção identificaram três tipos de terreno junto à base do aterro existente:

- um aterro superficial de solo residual granítico, com espessura variável entre 1,0 a 3,0 metros;
- uma camada aluvionar intermédia, de natureza predominantemente arenosa, com espessura entre 2 e 3,5 metros;
- O substrato gnaíssico decomposto bastante compacto em que se obtiveram valores superiores a 60 golpes nos ensaios SPT.

As sondagens realizadas no local permitiram identificar o nível freático a uma profundidade média de 1,8 metros.

Como referido anteriormente, importa em primeiro lugar compreender como reagem os solos quando carregados para melhor poder decidir acerca de eventuais medidas de reforço da fundação. São apresentados no Quadro 3.5 os parâmetros utilizados na modelação desta situação no perfil P065.

Quadro 3.5 – Perfil P065 (km 3+783) - Parâmetros utilizados na modelação

Camada	Comportamento	γ (kN/m3)	C (kPa)	Φ (°)	E50_ref (kPa)	Eoed_ref (kPa)	Eur_ref (kPa)
Aterro existente	Drenado	18	2	32	20000	20000	100000
Aterro novo	Drenado	19	4	35	20000	20000	100000
Solo residual granítico	Drenado	18	0	31	20000	20000	100000
Aluvião	Drenado	18.5	0	26	*	*	*
Gnaisse decomposto	Drenado	19	0	40	75000	75000	375000

NOTA: * - Em alternativa utilizaram-se os valores de C_c = 0.1526, C_s=0.0137 e e_{init}=0.721.

Nas figuras 3.3 e 3.4 são apresentados os resultados obtidos relativos aos deslocamentos associados à construção do aterro.

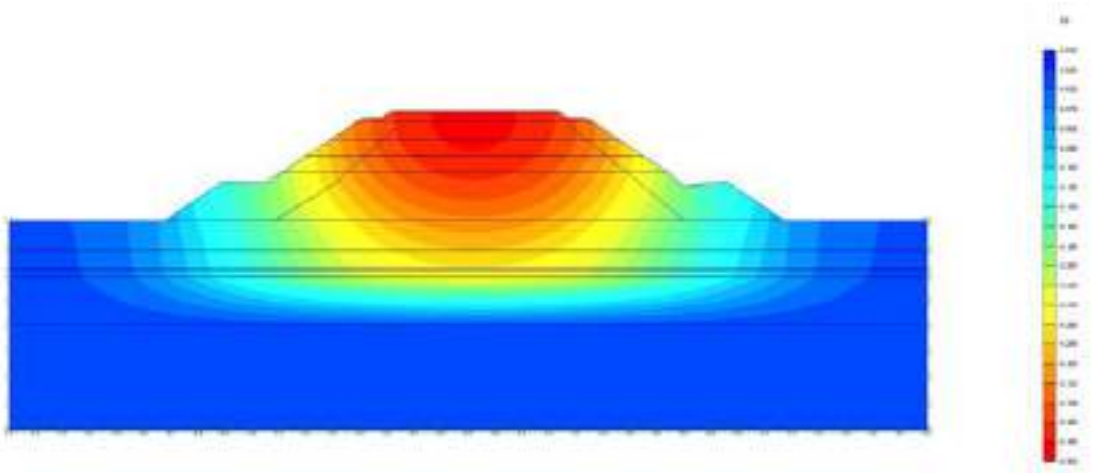


Figura 3.3 – Perfil P065 (km 3+783) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 39 cm no corpo do aterro)

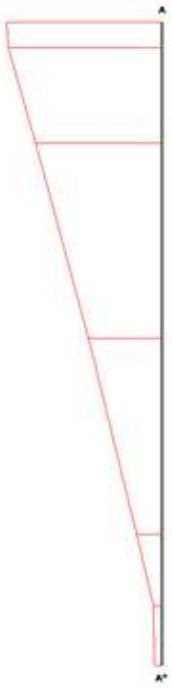


Figura 3.4 – Perfil P065 (km 3+783) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 25 cm no topo da camada)

Nas figuras 3.5 e 3.6 são apresentados os resultados obtidos relativos aos deslocamentos associados à fase já com circulação de comboios.

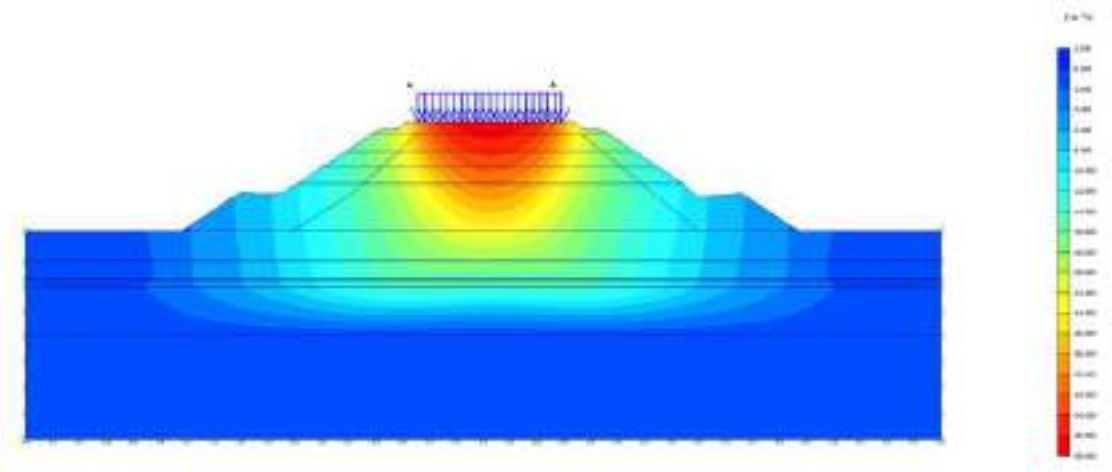


Figura 3.5 – Perfil P065 (km 3+783) com circulação - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 4 cm no corpo do aterro)



Figura 3.6 – – Perfil P065 (km 3+783) com circulação - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 1,5 cm no topo da camada)

Com base nos resultados obtidos verifica-se que os maiores assentamentos ocorrerão durante a fase de construção do aterro, atingindo um valor máximo de 39 cm. A natureza maioritariamente arenosa da camada aluvionar, identificada nos ensaios laboratoriais, indicia que estes deslocamentos ocorrerão de forma bastante rápida durante a fase construtiva.

Estima-se ainda que com a entrada em circulação dos comboios o aterro sofra um assentamento adicional de aproximadamente 4 cm, também de forma quase imediata, o que se considera compatível com as boas condições de funcionamento da via férrea.

Assim sendo, não se prevê que a magnitude dos assentamentos espectáveis venha a causar problemas para o comportamento da via férrea na fase de exploração. Ainda assim, apesar de não prever a ocorrência de problemas de estabilidade do aterro durante a fase construtiva, os 39cm de assentamento no aterro obrigarão a correções na construção das camadas.

Nesse sentido, por forma a melhorar as condições de fundação e de drenagem na base do aterro de alargamento, conferindo um comportamento mais estável entre o aterro novo e o existente e permitindo reduzir significativamente o assentamento estimado, prevê-se a execução de saneamento dos depósitos não consolidados numa espessura entre 1,0m e 1,5m (de acordo com o representado nos perfis transversais e no desenho de pormenores 48137.PE.04.TDR.00.059) e substituição por uma camada drenante, constituída por “rachão” (granulometria nominal 10/200 mm), envolvida em geotêxtil de separação e filtro.

Na fase de exploração, tendo em atenção as prováveis oscilações do nível freático, esta camada drenante permitirá evitar a erosão e eventual instabilização causada pela circulação de água na base do aterro.

3.4.2.1.3 Aterro entre o km 3+984 e o km 4+090 (LE)

Nesta zona em que o aterro de alargamento com inclinação de 1/1,5 (V/H) atingirá alturas que variam entre os 3 e os 6 metros a campanha de prospeção identificou as seguintes formações na base do aterro existente:

- depósitos de aterro soltos com espessura variável;
- solos aluvionares arenosos com argila lodosa;
- uma camada superficial de solos argilo-arenosos de 6,5 metros de espessura;
- e inferiormente solos residuais xistentos em que se obtiveram valores superiores a 60 pancadas nos ensaios SPT.

As sondagens realizadas nesta zona permitiram identificar o nível freático a uma profundidade média de 3,0 metros.

São apresentados no Quadro 3.6 os parâmetros utilizados na modelação desta zona no perfil P071.

Quadro 3.6 – Perfil P071 (km 3+904) - Parâmetros utilizados na modelação

Camada	Comportamento	γ (kN/m3)	C (kPa)	Φ (°)	E50_ref (kPa)	Eoed_ref (kPa)	Eur_ref (kPa)
Aterro existente	Drenado	18	2	32	20000	20000	100000
Aterro novo	Drenado	19	4	35	20000	20000	100000
Argila areno-siltosa	Drenado	19	0	35	61000	61000	305000
Solo residual de xisto	Drenado	20	1	38	60000	61000	300000

Nas figuras 3.7 e 3.8 são apresentados os resultados obtidos relativos aos deslocamentos associados à construção do aterro na situação sem qualquer reforço ou tratamento da fundação.

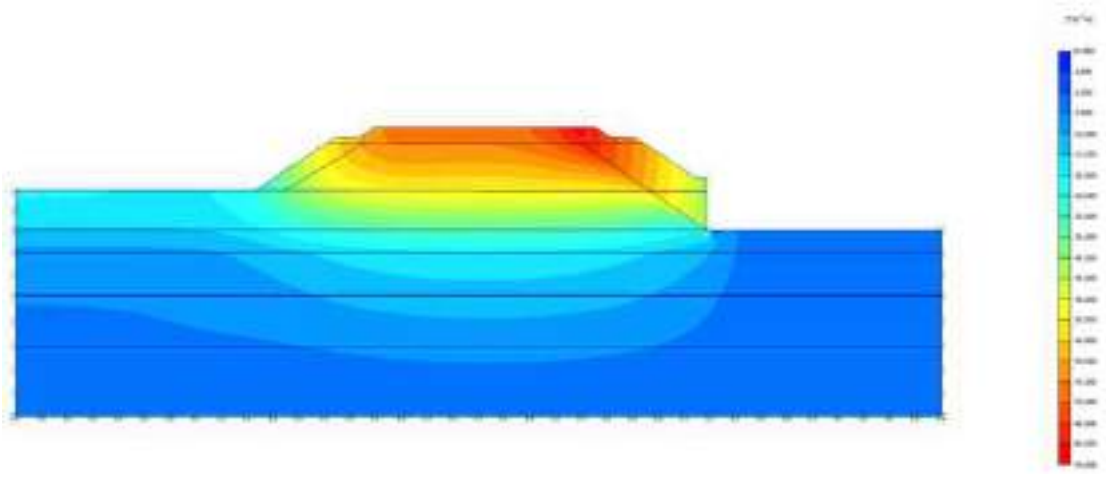


Figura 3.7 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 9 cm no corpo do aterro)

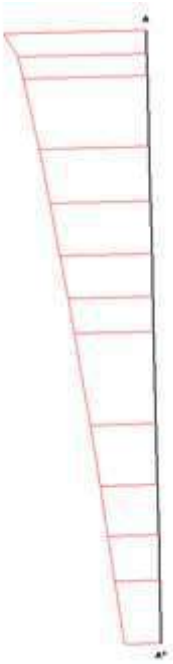


Figura 3.8 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 2 cm no topo da camada)

Nas figuras 3.9 e 3.10 são apresentados os resultados obtidos relativos aos deslocamentos associados à fase já com circulação de comboios.

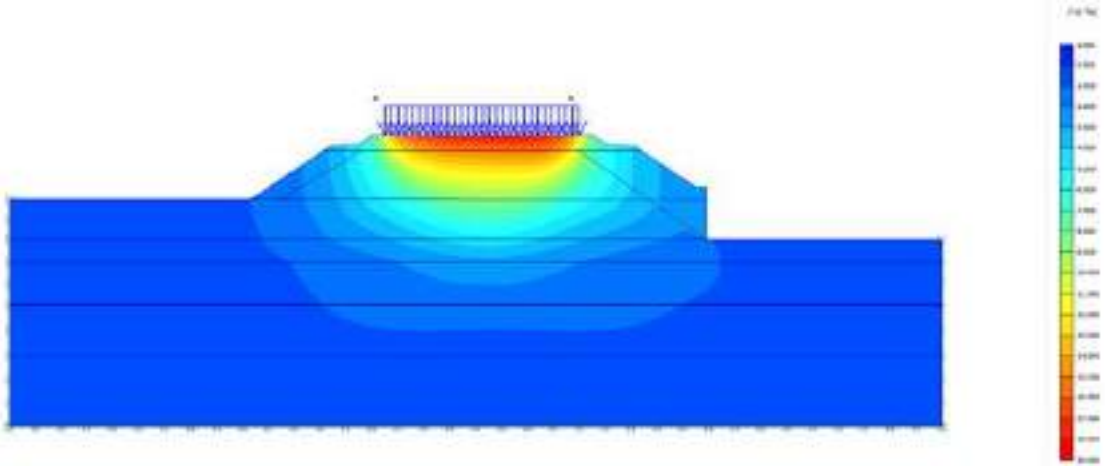


Figura 3.9 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 2 cm no corpo do aterro)

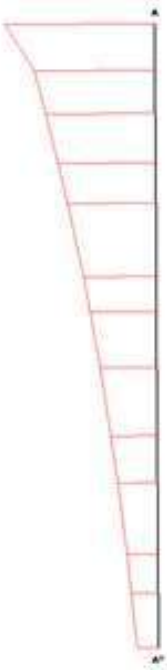


Figura 3.10 – Perfil P071 (km 3+904) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (inferiores a 1 cm no topo da camada)

Com base nos resultados obtidos verifica-se, uma vez mais, que os maiores assentamentos ocorrerão durante a fase de construção, estimando-se um valor máximo de 9 cm no corpo do aterro e cerca de 2 cm na camada aluvionar. Após a instalação da via-férrea ocorrerá um assentamento adicional de cerca de 2 cm no corpo do aterro.

Assim sendo, não se prevê que os assentamentos venham a causar problemas para o comportamento da via-férrea na fase de exploração nem a ocorrência de problemas de estabilidade do aterro durante a fase construtiva.

Ainda assim, tendo em atenção que neste aterro será implantada a rampa pedonal que fará a ligação com a futura PIP a construir, para conferir um comportamento mais estável entre o aterro novo e o existente e permitir eliminar praticamente o assentamento estimado, prevê-se a execução de saneamento dos depósitos não consolidados numa espessura de 0,50m (de acordo com o representado nos perfis transversais e no desenho de pormenores 48137.PE.04.TDR.00.059) e substituição por uma camada drenante, constituída por "rachão" (granulometria nominal 10/200 mm), envolta em geotêxtil de separação e filtro.

A camada drenante permitirá ainda melhorar as condições de drenagem na base do aterro de alargamento.

3.4.2.1.4 Aterro entre o km 5+431 e o km 5+600 (LE e LD)

Neste troço, com alargamento do aterro considerando taludes com inclinação de 1/1,5 (V/H) e altura máxima de 5,5 metros, a campanha de prospeção permitiu identificar um dispositivo geológico-geotécnico composto por três tipos de terrenos junto à base do aterro existente:

- uma camada aluvionar superficial, de natureza predominantemente areno-siltosa, com espessura entre 1,5 a 2,5 metros;
- solo residual xistento com 6 metros de espessura, sob a aluvião;
- xisto decomposto compacto em que se obtiveram valores superiores a 60 pancadas no ensaio SPT.

As sondagens realizadas no local permitiram identificar o nível freático a uma profundidade média de 1,0 m.

São apresentados no Quadro 3.7 os parâmetros utilizados na modelação desta zona no perfil P153.

Nas figuras 3.11 e 3.12 são apresentados os resultados obtidos relativos aos deslocamentos associados à construção do aterro, enquanto que nas figuras 3.13 e 3.14 são apresentados os resultados obtidos relativos aos deslocamentos associados à fase já com circulação de comboios.

Quadro 3.7 – Perfil P153 (km 5+531) - Parâmetros utilizados na modelação

Camada	Comportamento	γ (kN/m3)	C (kPa)	Φ (°)	E50_ref (kPa)	Eoed_ref (kPa)	Eur_ref (kPa)
Aterro existente	Drenado	18	2	32	20000	20000	100000
Aterro novo	Drenado	19	4	35	20000	20000	100000
Aluvião	Drenado	18,5	0	26	*	*	*
Solo residual de xisto	Drenado	19	0	35	90000	90000	450000
Xisto decomposto	Drenado	20	0	38	90000	90000	450000

NOTA: * - Em alternativa utilizaram-se os valores de C_c = 0.1526, C_s=0.0137 e e_{init}=0.721.

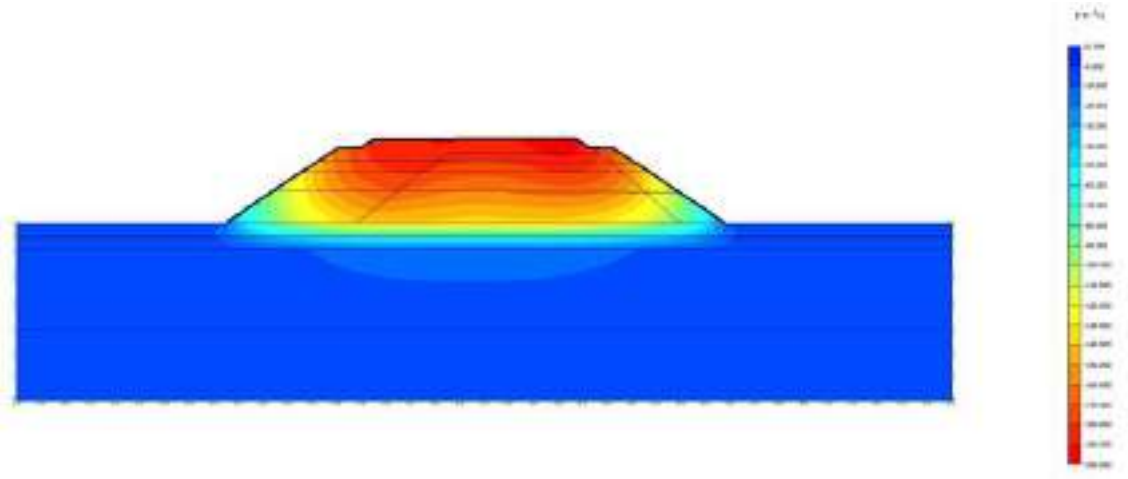


Figura 3.11 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 19 cm no corpo do aterro)



Figura 3.12 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 14 cm no topo da camada)

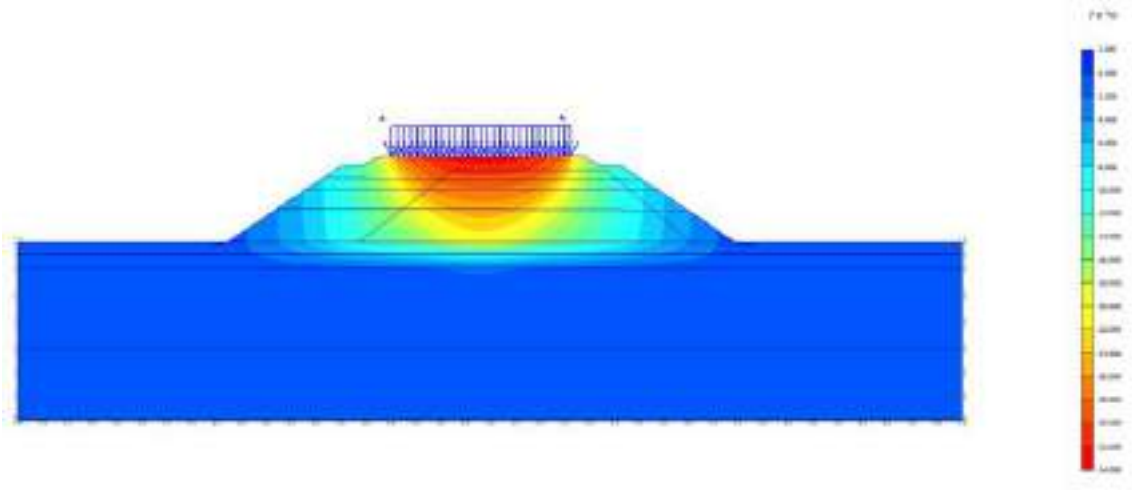


Figura 3.13 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais globais (com um valor máximo de 3 cm no corpo do aterro)



Figura 3.14 – Perfil P153 (km 5+531) - Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' na camada aluvionar (cerca de 2 cm no topo da camada)

Tendo em atenção a composição maioritariamente arenosa dos depósitos aluvionares, como seria esperado e à semelhança das situações anteriores, será durante a fase de construção que se verificam os maiores assentamentos, com um valor máximo de 19 cm para o corpo do aterro e de 14 cm para a camada aluvionar. As deformações que

ocorrem após a entrada em circulação dos comboios são de pequena magnitude, atingindo os 3 cm no corpo do aterro e os 2 cm na camada aluvionar.

Também neste caso não se prevê que a magnitude dos assentamentos espectáveis venha a causar problemas para o comportamento da via férrea na fase de exploração. Ainda assim, apesar de não prever a ocorrência de problemas de estabilidade do aterro durante a fase construtiva, os 19cm de assentamento no aterro obrigarão a correções na construção das camadas.

Por forma a melhorar as condições de fundação e de drenagem na base do aterro de alargamento de ambos os lados (LE e LD), conferindo um comportamento mais estável entre o aterro novo e o existente e permitindo reduzir significativamente o assentamento estimado, prevê-se a execução de saneamento dos depósitos não consolidados numa espessura de 0,5m (de acordo com o representado nos perfis transversais e no desenho de pormenores 48137.PE.04.TDR.00.059) e substituição por uma camada drenante, constituída por “rachão” (granulometria nominal 10/200 mm),envolvida em geotêxtil de separação e filtro, a qual deverá ficar com uma espessura total de 1,0m, ou seja, com cerca de 0,5m acima das cotas do terreno natural.

Esta solução permitirá que, na fase de exploração, tendo em atenção as prováveis oscilações do nível freático, esta camada drenante impeça a erosão e eventual instabilização causada pela circulação de água na base do aterro.

3.4.2.1.5 Zona do Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira

Na zona do apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira, entre o PT195 e o PT220, não será necessário realizar um movimento de terras significativo, já que a nova plataforma ficará aproximadamente à mesma cota do terreno natural e consequentemente haverá apenas que proceder à construção das novas camadas da plataforma ferroviária. Ainda assim, a conjugação das características geotécnicas relativamente fracas dos terrenos existentes no que se refere à sua capacidade de suporte, conjugadas com a existência de nível freático instalado próximo da superfície, irá inevitavelmente condicionar o comportamento futuro da plataforma em resultado da espectável deformabilidade da mesma.

Esta questão é sobretudo relevante tendo em consideração que a consolidação dos solos brandos ocorrentes é claramente superior na zona onde existe a atual plataforma relativamente à zona lateral sobre a qual será feito o alargamento da plataforma, o que conduzirá a comportamentos diferenciais quando entrar em exploração.

Nesse sentido é necessário avaliar os assentamentos expectáveis após a instalação da via-férrea, por forma a definir uma solução de tratamento/ reforço que garanta a eliminação deste problema.

Neste troço, com base nos resultados dos vários trabalhos de prospeção geotécnica e ensaios realizados, verifica-se que o dispositivo geotécnico em profundidade é composto de um modo geral por:

- Depósitos de aterro que cobrem grande parte desta área, constituídos por areias finas a grosseiras, por vezes bastante silto-argilosas, com cascalho e/ou calhaus dispersos, contendo ainda com frequência matéria orgânica. A sua espessura varia entre cerca de 1,0m a 4,0 metros;
- Inferiormente ocorre um depósito aluvionar, de natureza maioritariamente arenosa a argilo-arenosa, com uma espessura que na área da futura plataforma ferroviária varia entre 1,5m e 4,2 metros;
- Sob a aluvião surgem os solos residuais de alteração do granito, com cerca de 3 a 5m de espessura;
- A partir dai ocorre o maciço granítico decomposto, muito compacto, com valores superiores a 60 pancadas no ensaio SPT.

As sondagens realizadas permitiram identificar o nível freático a uma profundidade média que oscila entre 1,0m e 2,5m.

No desenho 48137.PE.04.TDR.00.073 é apresentada uma planta geológica e perfis transversais geológico-geotécnicos com representação do descrito anteriormente.

De seguida são apresentados os resultados da modelação do alargamento da plataforma sem recurso a medidas de reforço da fundação. No Quadro 3.8 são indicados os parâmetros utilizados na modelação desta situação no perfil 208, apresentando-se nas figuras 3.15 e 3.16 as saídas do programa.

Quadro 3.8 – Perfil P208 (km 6+630) Parâmetros utilizados na modelação

Camada	Comportamento	γ (kN/m3)	C (kPa)	Φ (°)	E50_ref (kPa)	Eoed_ref (kPa)	Eur_ref (kPa)
Aterro existente	Drenado	18	2	32	20000	20000	100000
Aterro novo	Drenado	19	4	35	20000	20000	100000
Aluvião	Drenado	18,5	0	26	*	*	*
Solo residual de xisto	Drenado	19	0	35	90000	90000	450000
Xisto decomposto	Drenado	20	0	38	90000	90000	450000

NOTA: * - Em alternativa utilizaram-se os valores de C_c = 0.1526, C_s=0.0137 e e_{init}=0.721.

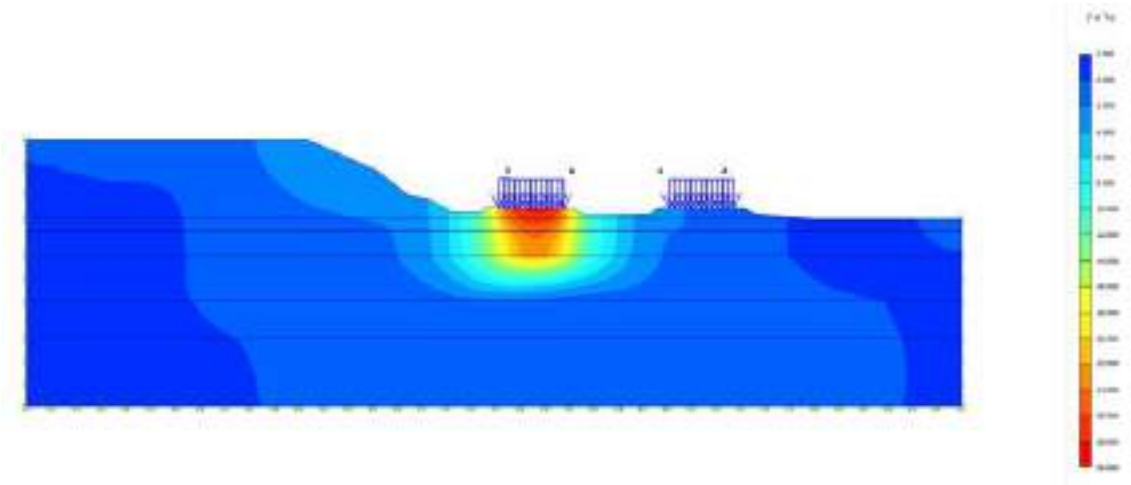


Figura 3.15 – Deslocamentos verticais globais (valor máximo de 5 cm nas camadas da plataforma)



Figura 3.16 – Deslocamentos verticais ao longo de um corte A-A' nos terrenos não consolidados de aterro /aluvionares (entre cerca de 2 a 4cm no topo da camada)

Estima-se que, do lado onde será feito o alargamento da nova plataforma, com a entrada em circulação dos comboios, ocorram assentamentos de magnitude relativamente pequena, atingindo um valor máximo de 5 cm nas camadas da plataforma e cerca de 2 a 4cm no topo dos terrenos não consolidados sob a plataforma (depósitos de aterros / aluvionares).

Apesar de os assentamentos estimados não apresentarem valores muito relevantes que venham a ser condicionantes na fase de exploração da via, o enquadramento geológico e geotécnico existente neste local, com ocorrência dos solos de fundação de baixa resistência e com nível freático instalado, coloca riscos / condicionamentos claros à fase de construção das terraplenagens da plataforma, que se podem traduzir em dificuldades significativas em termos de condições de traficabilidade para as máquinas em obra e de trabalhabilidade dos materiais a aplicar.

Para além disso, o facto do estado de consolidação dos solos de aterro / aluvionares ser diferente entre a zona da atual plataforma e a zona de alargamento, associado aos efeitos de possível subida e descida do nível freático faz prever que, em termos de deformabilidade e assentamento, possa vir a acontecer algum comportamento diferencial nas diferentes zonas da plataforma.

Assim sendo, de forma a reforçar a resistência dos solos de fundação, assegurando também a drenagem da plataforma e um comportamento uniforme da mesma, foi definida uma solução constituída por uma geogrelha de reforço na base, sobre a qual

será construída uma camada granular envolta em geotêxtil com função essencialmente drenante, mas também de reforço da plataforma.

A geogrelha, do tipo biaxial, será instalada no fundo da escavação, inserida numa camada de aterro em solos de granulometria ajustada à geogrelha com uma espessura mínima de 20cm. As características da geogrelha e do material de aterro, assim como o modo de execução e controlo dos trabalhos, encontram-se definidas nas Condições Técnicas deste volume.

A camada drenante, com 0,50m de espessura, será constituída por material rochoso (dimensões 0/200mm e % de finos ≤ 5) envolvido em geotêxtil de reforço. Assegura-se desta forma a livre oscilação do nível freático sem constrangimentos para o funcionamento da plataforma ferroviária.

No desenho 48137.PE.04.TDR.00.060 é apresentado o pormenor desta solução, sendo feita a materialização da mesma nos perfis transversais do projeto.

Para além das diferentes situações acima analisadas, em termos de fundação dos aterros a alargar, verifica-se ainda que existem algumas situações pontuais cujo enquadramento específico impõe a implementação de medidas corretivas e/ou de reforço, por forma a garantir um bom comportamento futuro do aterro durante a fase de exploração.

É o caso do aterro a alargar entre os km de projeto 3+824 e o km 3+864 (LE e LD), na base do qual foram feitas nos últimos anos terraplenagens de remodelação das áreas envolventes, com enchimentos de aterros cuja compactação será provavelmente bastante deficiente, não dando garantias de constituir uma boa fundação às camadas a construir. Nesse sentido, por forma a melhorar essas condições de fundação, prevê-se a realização da remoção dos solos de aterro descomprimidos através do saneamento numa espessura de 1m e substituição por solos granulares selecionados, não plásticos, devidamente compactados, de acordo com o representado nos perfis P067 e P068.

No troço localizado entre os km de projeto 6+035 a 6+060, no qual será construída uma nova PH (PH 6.1) com um viés à linha que permitirá o restabelecimento da linha de água existente segundo o seu leito natural, o aterro de alargamento da via acabará por ocorrer parcialmente sobre os depósitos aluvionares existentes de composição cascalhenta, arenosa e argilo-lodosa.

Por forma a garantir boas condições de fundação ao aterro (sem ocorrência de assentamentos diferenciais) e uma boa drenagem da mesma face ao nível freático

quase superficial definiu-se um saneamento dos depósitos numa espessura entre 1,0m e 1,5m e substituição por camada drenante, de acordo com o representado no perfil P179.

No troço entre os km de projeto 6+145 a 6+275 (perfis P184 a P190) dado a saia de aterro do lado direito se encontrar implantada no limite da planície aluvionar da linha de água paralela á via e tendo em atenção que os trabalhos de prospeção apontam para a existência de nível freático próximo da superfície, foi definida a execução de uma camada drenante com 0,5m de espessura na base do aterro, de modo a garantir uma drenagem adequada, eliminando o risco de ocorrência de eventual erosão na base do mesmo.

Por fim, no troço entre os km de projeto 7+560 a 7+620 (perfis P255 a P257) no aterro de alargamento do lado esquerdo sobre o terreno natural, face à existência de depósitos aluvionares argilo-siltosos com nível freático elevado, preconiza-se um saneamento de 0,5m e a construção de uma camada drenante.

Os limites dos tratamentos de fundação dos aterros previstos deverão ser confirmados em obra, podendo sofrer pequenos ajustamentos face à adaptação pontual aos reais limites das zonas de ocorrência dos terrenos de reduzida capacidade de suporte.

3.4.3 Materiais de construção dos aterros

As características dos materiais a colocar em aterro e as técnicas construtivas devem ser tais que assegurem a estabilidade dos aterros, a capacidade de carga e durabilidade das camadas de suporte da superestrutura e os assentamentos abaixo dos valores máximos considerados aceitáveis.

Com base nos pressupostos referidos no capítulo da reutilização dos materiais escavados e tendo em atenção a análise dos volumes que serão escavados e colocados em aterro (apresentada no ponto 3.8 – Movimento de Terras), prevê-se que exista um excesso de materiais com características adequadas para reutilização em aterro.

Assim sendo, admite-se que os aterros poderão ser construídos com materiais resultantes das escavações de alargamento a partir da sua adequada seleção e gestão sem necessidade de recorrer a materiais obtidos em empréstimo.

Preconiza-se a construção da parte superior dos aterros (PSA), correspondente aos últimos 0,50m sob a plataforma, com os solos de melhor qualidade, com uma percentagem de finos (passado no #200) menor ou igual a 15%, dos tipos A-1-a ou A-

1-b (classificação AASHTO), SW, GW, GP ou SW-SM (classificação Unificada) e B1, B2 ou B3 (classificação GTR LCPC/SETRA), o que permitirá garantir que a fundação da plataforma nos troços de aterro novo corresponderá sempre a solos do tipo QS2 ou superior (segundo a classificação da ficha UIC 719R).

Quanto aos solos para a construção do corpo dos aterros, quer sejam resultantes da escavação em linha ou obtidos em manchas de empréstimo, deverão sempre corresponder no mínimo a solos do tipo QS1 (segundo a classificação da ficha UIC 719R), devendo ser excluídos de imediato os solos que apresentem contaminação orgânica, estados hídricos húmidos ou muito húmidos (h ou th) segundo a classificação Francesa GTR (LCPC-SETRA), ou plasticidade elevada (correspondente a limite de liquidez (LL) igual ou superior a 50% e índice de plasticidade (IP) igual ou superior a 20%)).

Ou seja, no corpo dos aterros com exceção dos solos a rejeitar referidos anteriormente, poderão ser utilizados os solos indicados para a PSA e ainda os solos A-2-4 ou A-2-6 (classificação AASHTO), SM ou SC (classificação Unificada) e B4, B5 ou B6 (classificação GTR LCPC/SETRA). No desenho 48137.PE.04.TDR.00.059 é apresentado um pormenor com a definição da colocação de materiais em aterro.

Pelas razões indicadas no capítulo da reutilização dos materiais escavados, estes não poderão ser utilizados diretamente na construção dos aterros. Terão que ser conduzidos a stock intermédio provisório, por forma a serem caracterizados e/ou analisados laboratorialmente para verificação da sua adequada aptidão geotécnica como materiais para os aterros (de acordo com as características geotécnicas previstas nas Condições Técnicas para os materiais a utilizar nos aterros).

A execução dos aterros deve ser realizada por camadas com 0.30m de espessura máxima. Numa mesma camada de aterro não deve ser permitida a colocação de materiais com características geotécnicas diferentes, de forma a garantir por um lado a representatividade do controlo de qualidade e por outro a homogeneidade do comportamento do aterro.

Devem ser ainda cumpridas as seguintes normas:

- A dimensão máxima dos elementos constituintes dos solos utilizados não deverá ser superior a 2/3 da espessura da camada depois de compactada;

- O teor em água exigido para os aterros aquando da sua compactação não deverá diferir em mais de 2% relativamente ao referido no ensaio de compactação pesada (Wopt-2 e Wopt+2);
- O grau de compactação deverá ser no mínimo 95% do valor do ensaio Proctor Modificado, em toda a extensão das camadas.

A qualidade dos materiais e o trabalho de colocação e compactação dos solos em aterro deverão ser verificados de modo contínuo durante a obra, nomeadamente no que se refere ao controlo da qualidade (equipamento laboratorial para a realização de ensaios, frequência de ensaios, etc), de acordo com o definido nas Condições Técnicas deste volume.

Refere-se como nota relevante para os aterros que na materialização de infraestruturas no passeio de via em aterro (infraestruturas de sinalização, telecomunicações ou catenária) deve evitar-se a todo o custo deixar fendas não regularizadas nos passeios de via, que possam provocar a instabilização do corpo do aterro por infiltração de águas pluviais. Assim, caso seja possível, estes trabalhos deverão ser preferencialmente efetuados simultaneamente aos de terraplenagem.

3.4.4 Geometria dos taludes de aterro

Tal como referido anteriormente, os aterros a construir corresponderão na sua totalidade a alargamentos dos aterros existentes, em resultado da construção das novas linhas para quadruplicação e, em alguns casos pontuais, por aplicação do perfil tipo a implementar.

Assim sendo, atendendo por um lado à altura prevista para os aterros, ao processo construtivo preconizado, às condições de fundação e aos materiais que serão utilizados na sua construção e por outro à necessidade de limitar o desenvolvimento lateral dos aterros face aos condicionamentos urbanos frequentes, definiu-se em conformidade com o proposto no Estudo Geológico e Geotécnico uma inclinação geral dos taludes de aterro de 1/1.5 (V/H).

Salienta-se aqui a importância da execução cuidada no processo de endentamento do aterro existente, por forma a garantir uma boa ligação com o aterro a construir, e consequentemente ajudar a assegurar a estabilidade da geometria prevista.

As geometrias dos taludes, devem respeitar as cotas e distâncias definidas nos perfis transversais de Projeto.

3.4.5 Análise de estabilidade dos taludes

3.4.5.1 Metodologia aplicada

A análise de estabilidade teve como objetivo verificar os critérios que suportam a geometria geral proposta para os taludes de aterro de 1/1.5 (V/H).

Tendo em atenção que todos os taludes de aterro apresentam a geometria geral proposta considerou-se suficiente verificar apenas o perfil representativo da situação mais desfavorável. Assim sendo, optou-se por avaliar o perfil P064, ao km de projeto 3+764, na medida em que é aquele que apresenta os taludes de maior altura para o lado esquerdo e para o lado direito. Para além disso, do lado esquerdo, corresponde à geometria com inclusão de banqueta e em que se verifica a ocorrência de maior espessura de depósitos aluvionares no terreno lateral onde ocorrerá a fundação do aterro de alargamento.

Esta análise, executada com recurso ao programa Slide2 (Versão 9.0) da Rocscience, baseou-se na metodologia dos estados de equilíbrio limite, pelo método de equilíbrio global.

Estabeleceram-se superfícies de rotura circulares e efetuou-se uma análise do fator de segurança de 5000 superfícies de rotura. São apresentadas para o perfil analisado as superfícies realistas de menor fator de segurança, cuja determinação seguiu o método de Morgenstern-Price.

Além do peso próprio do aterro considerou-se a aplicação de uma sobrecarga vertical uniformemente distribuída que pretende simular a ação causada pelo tráfego ferroviário. Esta sobrecarga foi calculada tendo em conta o estabelecido no modelo LM 71 (Load Model 71) que que se apresenta na figura 3.17, o qual deve ser utilizado para definir as sobrecargas verticais resultantes do tráfego ferroviário em linhas ferroviárias convencionais.

O valor característico da ação determinado através do modelo LM 71 deverá ser afetado do fator multiplicativo α, passando o valor obtido a designar-se por carga vertical classificada. No presente caso, tendo em atenção o tipo de tráfego previsto, admitiu-se um valor de α=1.0, pelo que para efeitos do cálculo da análise de estabilidade foi considerado um valor de sobrecarga ferroviária de 50kN/m^2, ou seja, de 50kPa.

Ainda de acordo com o referido no Eurocódigo 1 a carga vertical característica equivalente correspondente à ação do tráfego ferroviário nas terraplenagens deverá ser

uniformemente distribuída numa largura de 3,0m, aplicada 0,70m abaixo da cota do carril.

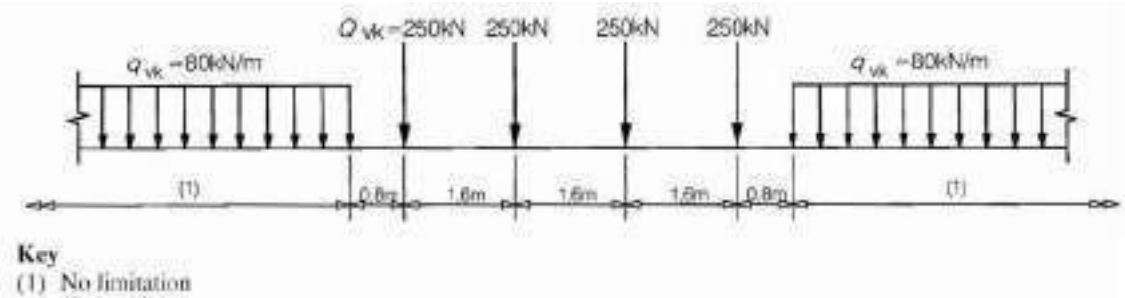


Figura 3.17 - Modelo LM 71 (Load Model 71) e valores característicos de sobrecarga vertical ferroviária (EN1991-2:2003/AC:2010)

A norma indica que a ação variável correspondente à sobrecarga ferroviária em terraplenagens deverá ser considerada nas situações de cálculo estático, mas não nas situações de cálculo com aplicação de coeficiente de amplificação dinâmica.

O cálculo da sobrecarga de acordo com o anteriormente definido permite garantir o estabelecido na especificação técnica de interoperabilidade para o subsistema "infraestrutura" do sistema ferroviário da União europeia, relativamente à verificação da resistência das estruturas às ações do tráfego no que se refere ao definido no ponto 4.2.7.2 – "Cargas verticais equivalentes em terraplenagens novas e efeitos da pressão da terra".

Foram também simuladas ações sísmicas, pela introdução dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical (Kh e Kv) os quais foram definidos de acordo como o definido no Eurocódigo EC8 (2010), ou seja, tendo por base os valores da aceleração máxima de referência agR para a zona em causa (0,35m/s^2 para a ação sísmica tipo 1 e 0,8m/s^2 para a ação sísmica tipo 2), considerando o tipo de terreno E e uma estrutura de classe de importância II.

Considerou-se verificada a estabilidade global do talude para um coeficiente de segurança mínimo superior a 1,5 (em condições estáticas) e a 1,2 (em condições pseudo-estáticas). A obtenção de fatores de segurança desta ordem assegura tanto a estabilidade dos taludes no perfil analisado, como nos restantes perfis, os quais, sendo constituídos por materiais e terrenos semelhantes e consequentemente com as mesmas propriedades geotécnicas, apresentam dimensões mais favoráveis.

3.4.5.2 Parâmetros geotécnicos e cálculos

Os parâmetros geotécnicos (geomecânicos) utilizados nos cálculos são os apresentados no Quadro 3.9. A parametrização geomecânica teve por base os resultados dos ensaios e trabalhos de prospeção realizados em conjugação com os elementos de caracterização obtidos no campo. Todo o processo de definição dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos foi na sua generalidade baseado em princípios conservadores e ponderado pela experiência adquirida em terrenos semelhantes.

Quadro 3.9 - Parâmetros geotécnicos adotados na análise ao Perfil P064

Formação Geológica/ Material de construção	Peso Volúmico (kN / m^3)	Coesão (kPa)	Ângulo de Resistência ao Corte (º)
At - Aterro plataforma existente	19	1	33
At - Aterro novo a construir	20	4	36
Depósitos de aterro heterogéneo	18	0	31
At - Coroamento	21	0.5	37
Al – Depósitos aluvionares	18	0	26
Gnaisse decomposto	21	10	38
Camada drenante	22	0	40
Proteção enrocamento talude	22	0	42
Canal em Betão	24	-	-

Nas Figuras 3.18 e 3.19 são apresentadas as saídas gráficas resultantes da análise de estabilidade efetuadas, com a representação da superfície de rotura crítica, ou seja, para a qual se obteve o menor coeficiente de segurança.

Foram obtidos coeficientes de segurança global iguais ou superiores aos mínimos estabelecidos, pelo que, com base nas análises realizadas considera-se garantida a segurança de todos os taludes de aterro relativamente à estabilidade global.

Em anexo são apresentadas todas as saídas gráficas finais (análises de estabilidade global estática e pseudo-estática) para a geometria e soluções de estabilização definidas no projeto.

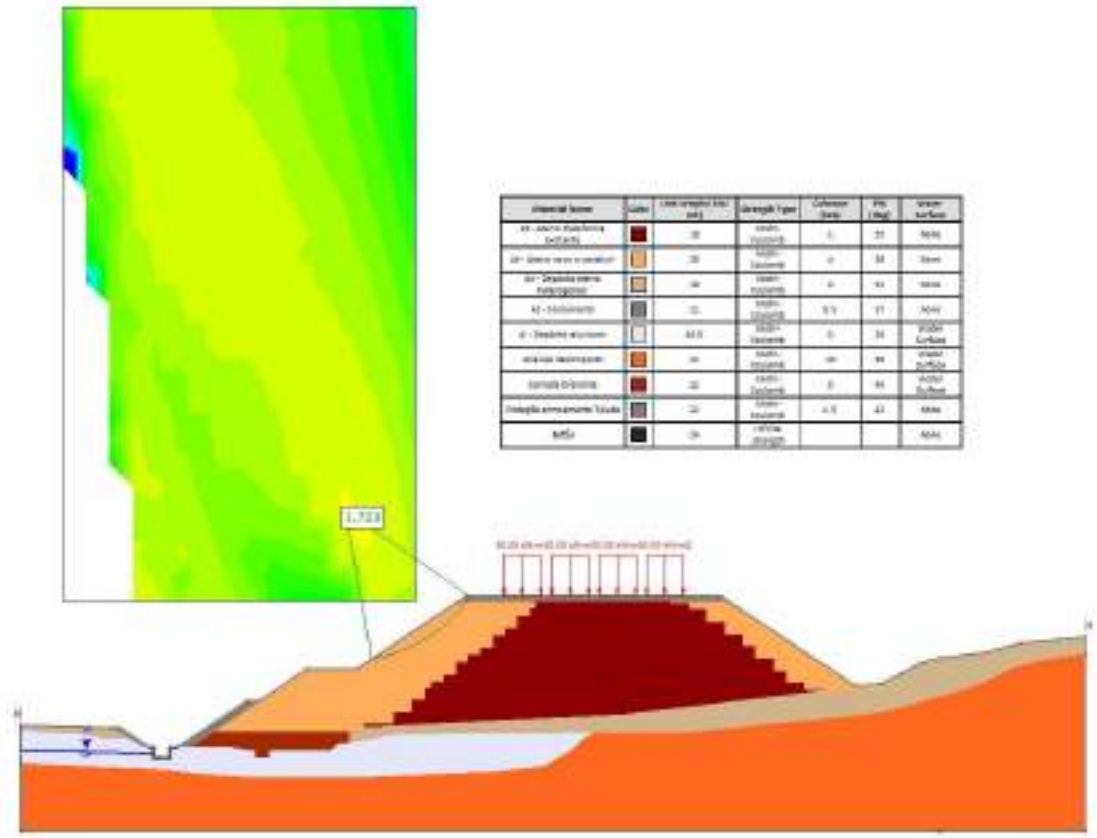


Figura 3.18 – Perfil 064 - Análise de estabilidade geometria de aterro a 1/1.5 (V/H) do talude esquerdo, com banqueta aos 6m e reforço da fundação. Situação estática

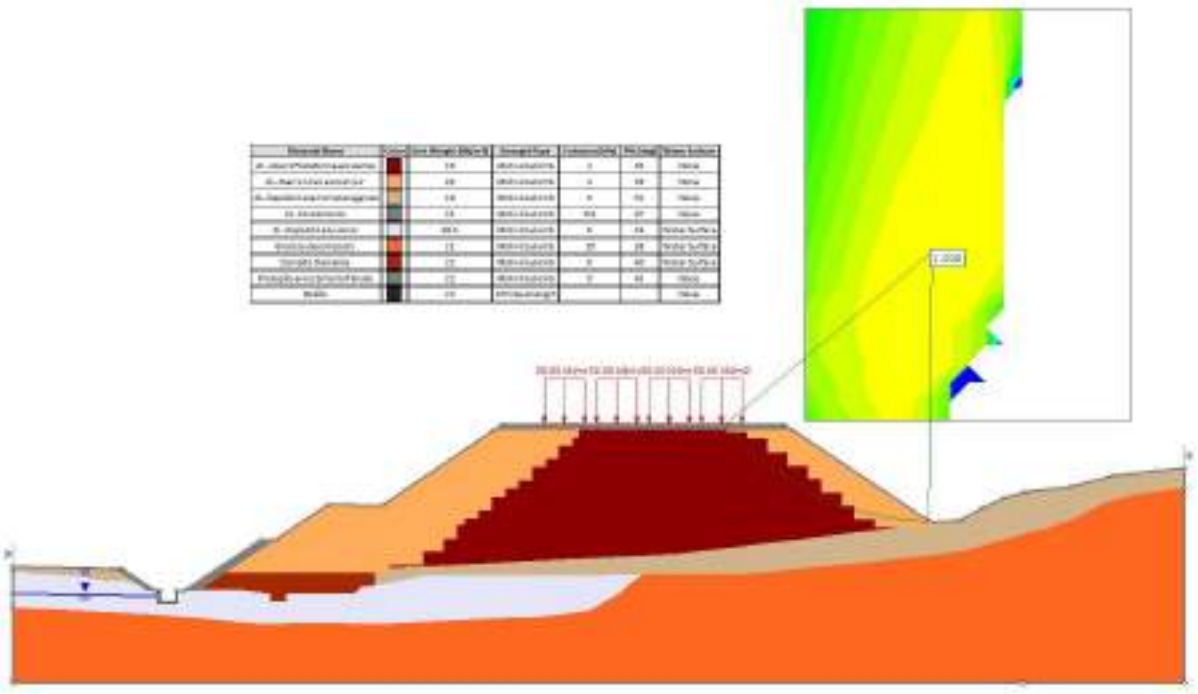


Figura 3.19 – Perfil 064 - Análise de estabilidade geometria de aterro a 1/1.5 (V/H) do talude direito com 7,5m de altura. Situação estática

3.4.6 Revestimento dos taludes de aterro

Com o objetivo de evitar o ravinamento provocado pela circulação das águas superficiais, preconiza-se o revestimento dos taludes de aterro, com 0,20m de espessura de “terra vegetal” (oriunda da decapagem) e espécies vegetais adequadas através da técnica de hidrossementeira, logo após a execução dos aterros.

No Projecto de Integração Paisagística (Vol. 15) encontra-se prevista a composição e a metodologia construtiva, relativamente à mistura de hidrossementeira a aplicar nestes taludes revestidos com “terra vegetal”.

Nos aterros a alargar sensivelmente entre os km de PE 3+695 a 3+790 e 3+990 a 4+050 do lado esquerdo da via e entre os km de PE 6+040 a 6+070 do lado direito, tendo em atenção o facto de poder existir subida do nível de água em situação de cheia atingindo a saia do talude de aterro, há necessidade de salvaguardar a estabilidade do mesmo face à possível erosão provocada pela circulação da água.

Com base nas cotas de referência da cheia de 100 anos determinada pelo estudo hidráulico para a PH3.1 (km 3+800), PH4.1 (km 4+010) e PH6.1 (km 6+056), apresentado no capítulo 4.2.3.1 desta memória, prevê-se o revestimento/proteção do espaldar do talude de aterro nestes locais por meio da colocação de material de enrocamento para zona inundável, com uma espessura de 0,60m, sobre um geotêxtil de separação e filtro. A aplicação deste revestimento encontra-se representada nas plantas e nos perfis transversais.

As características e modo de colocação do material de enrocamento e do geotêxtil, são as definidas nas especificações técnicas e no desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.059.

3.5 Blocos técnicos (BT)

As zonas de transição entre os aterros e as obras de arte / estruturas enterradas são locais particularmente sensíveis, pelo que, sempre que possível, devem ser executados blocos técnicos de modo a garantir uma transição suave da rigidez da plataforma entre a obra em terra e a obra de arte ou a zona de estrutura enterrada, o que se traduz por uma redução do risco de ocorrência de defeitos na via.

Esta transição é particularmente sensível em zona de plena via, uma vez que as velocidades de projecto são mais elevadas, sendo potenciadas as consequências na plataforma de via dos contrastes de rigidez verificados.

Tendo em atenção que na totalidade das obras de arte deste troço (existentes, existentes a alargar ou novas a construir) o recobrimento entre a base da camada de balastro e o topo da laje betonada da obra de arte será sempre inferior a 1,5m, verificando-se que na maior parte dos casos o balastro assentará diretamente sobre a laje é extremamente importante que sejam executados blocos técnicos nos encontros destas estruturas nas transições para a plataforma em terraplenagem.

Prevê-se assim que, de acordo com a nomenclatura definida no SGR, sejam construídos blocos técnicos do tipo I nos encontros do meio viaduto e de todas as passagens inferiores rodoviárias e pedonais.

Apesar dos condicionamentos relevantes à construção destes blocos técnicos resultantes da necessidade de manter lateralmente a linha em exploração durante a sua construção, foi feita a definição de duas soluções de bloco técnico com uma geometria e características o mais simplificadas / reduzidas possível mas que ainda assim permitissem garantir a transição adequada de rigidez face às características específicas do projeto.

As soluções adotadas na definição dos blocos técnicos correspondem a uma adaptação de algumas propostas que constam na Ficha UIC 719R, com clara relação com o definido nas soluções da norma da SNCF e que tem vindo a ser executadas nos projetos desenvolvidos pela IPE nos últimos anos.

As soluções têm em consideração as condições de implantação dos mesmos (nomeadamente no que se refere à espessura de recobrimento (ER) correspondente à altura entre a base do balastro e o topo da laje de betão), as características dos materiais que constituem o substrato sobre o qual serão construídos os blocos e o faseamento construtivo. Em termos muito gerais os Blocos Técnicos são constituídos por cunhas de mistura de agregado-cimento, com características distintas dos materiais dos aterros, com o objetivo de garantir um aumento gradual da rigidez na aproximação à estrutura enterrada.

Nos casos das passagens hidráulicas novas e existentes, não se verifica a necessidade da execução de Blocos Técnicos, uma vez que estas estruturas ficarão sempre com um recobrimento igual ou superior a 1,50 m entre o topo da laje da passagem hidráulica e o topo da camada de sub-balastro. Nesta situação os contrastes de rigidez entre a estrutura em betão enterrada e a plataforma da via, deixam de ser significativos, não se justificando a execução de Blocos Técnicos.

No Quadro 3.10 é feito o enquadramento dos locais onde se prevê a execução de Blocos Técnicos, referindo-se, de igual modo, a sua tipologia e as quantidades associadas a cada OA.

Quadro 3.10 – Locais de aplicação dos Blocos Técnicos tipo I

Designação da Obra de Arte	Observações	Quantidade e tipo de BT a executar
PIR (km 3+800)	PIR existente a manter. Execução de Blocos Técnicos nos encontros a Sul e a Norte desta Obra de Arte, quer na Linha do Minho, quer na Linha do Douro.	8 BT de OA com balastro sobre a laje de betão
PIR da Conduta (km 3+865)	PIR existente a manter. Execução de Blocos Técnicos nos encontros a Sul e a Norte desta Obra de Arte, quer na Linha do Minho, quer na Linha do Douro.	8 BT de OA com balastro sobre a laje de betão
PIP da Quinta das Freiras (km 4+025)	PIP nova. Execução de Blocos Técnicos quer na Linha do Minho, quer na Linha do Douro.	8 BT de OA com recobrimento (ER) inferior a 0,70m
Viaduto 1 (km 4+300)	1/2 viaduto novo. Execução de Blocos Técnicos no encontro Sul e no encontro Norte da Linha do Douro (Linha onde se situa este 1/2 viaduto).	4 BT de OA com balastro sobre a laje de betão
PIP (km 4+592)	PIP existente a alargar. Execução de Blocos Técnicos quer na Linha do Minho, quer na Linha do Douro.	8 BT de OA com recobrimento (ER) inferior a 0,70m
PIP+PIR de Rio Tinto (km 4+870)	PIR existente a remodelar / alargar. Construção de Blocos Técnicos nos encontros a Sul e a Norte desta Obra de Arte, quer na Linha do Minho, quer na Linha do Douro.	8 BT de OA com balastro sobre a laje de betão
PIR da Rua do Caneiro (km 5+080)	PIR nova. Execução de Blocos Técnicos nos encontros a Sul e a Norte desta Obra de Arte, quer na Linha do Minho, quer na Linha do Douro.	8 BT de OA com balastro sobre a laje de betão
PIR + PIP da Rua Rodrigues de Freitas (km 7+705)	PIR + PIP existente a remodelar / alargar. Execução de Blocos Técnicos nos encontros a Sul e a Norte desta Obra de Arte, quer na Linha do Minho, quer na Linha do Douro.	8 BT de OA com balastro sobre a laje de betão

Notas: a referência aos encontros a sul e a norte das Obras de Arte está relacionada com o sentido crescente da quilometragem da via; PIR - Passagem Inferior Rodoviária; PIP - Passagem Inferior Pedonal.

Para efeitos de medição, em cada Obra de Arte, foram quantificados dois blocos técnico por linha (um em cada encontro). No total está prevista a execução de 60 BT.

Será da responsabilidade do Adjudicatário a realização de todas as contenções ou entivações necessárias à realização dos Blocos Técnicos, de acordo com o definido nos projetos de terraplenagem e das Obras de Arte e tendo em atenção o previsto no faseamento construtivo.

A construção dos blocos técnicos deverá obedecer à sequência e aos materiais indicados no desenho de pormenores de Terraplenagem 48137.PE.04.TDR.00.059 e executada de acordo com o definido nas Condições Técnicas. O processo de compactação e respetivo equipamento deverá ser escolhido de modo a se atingir o grau de compactação desejado, mas sem causar quaisquer danos nas estruturas (alvenarias ou betões).

Nas zonas interditas a máquinas pesadas a compactação deverá ser cuidadosamente realizada, recorrendo a equipamento ligeiro adequado, mas cumprindo sempre os níveis de compactação preconizados nas diversas peças de projeto, pelo que, eventualmente poderá ser necessário reduzir a espessura das camadas a compactar. Superiormente, só poderão ser utilizados meios de compactação convencionais quando a altura de aterro acima do topo da estrutura, for superior a 0.50m.

Os trabalhos só deverão ser iniciados com a aprovação prévia da Fiscalização e após realização de uma inspeção às condições de fundação do aterro, nomeadamente no que se refere aos teores em água.

3.6 Plataforma de via

3.6.1 Considerações gerais

Na zona de intervenção dos trabalhos de terraplenagem e drenagem, entre os perfis transversais 011 e 262, foi feito um dimensionamento ao nível da futura plataforma da via, por forma a que esta apresente uma qualidade Tipo P3 segundo o definido na Ficha UIC 719R. Ou seja, o dimensionamento das espessuras das camadas da plataforma foi estabelecido atendendo à classe da plataforma pretendida e à qualidade dos solos presentes.

Na Estação de Contumil (na zona anterior ao perfil transversal 011), como a plataforma da via já foi alvo de uma intervenção anterior, por definição da IP, não se irão executar quaisquer trabalhos de terraplenagem ou drenagem. Irão, contudo, aproveitar-se as

infra-estruturas existentes na Estação, compatibilizando-as com as que se encontram previstas no âmbito deste projeto.

Foi também definido que a partir do perfil transversal 262 (na Estação de Ermesinde) se preveja apenas a execução de trabalhos de terraplenagem (execução da camada de sub-balastro) nas duas linhas dos extremos (linhas mais adjacentes), que atualmente ainda não têm a superstrutura da via montada. No caso da via mais à esquerda, a camada de sub-balastro será colocada até ao perfil transversal 275. Na mais à direita, esta camada de sub-balastro irá até ao perfil transversal 266.

Dado tratar-se de um projeto de alargamento de uma via existente, a plataforma será fundada em parte sobre os solos/aterros que constituem a atual plataforma, mas também sobre terreno natural nas zonas de quadruplicação. Este terreno, tal com já referido anteriormente, é constituído por formações geológicas distintas e com comportamentos geotécnicos distintos, nomeadamente os maciços ígneos (rochas graníticas ou solos resultantes da sua alteração), o maciço metassedimentar (rochas metamórficas como o micaxisto e o migmatito e os solos resultantes da sua alteração) e as formações sedimentares recentes (aluviões / coluviões).

Os trabalhos de prospeção geotécnica e ensaios laboratoriais efetuados no âmbito do Estudo Geológico e Geotécnico (Vol. 01) permitiram a caracterização das formações atrás mencionadas e a determinação da qualidade dos solos de fundação que irão ocorrer à cota da futura plataforma de via, tendo por base a classificação definida na ficha UIC 719R.

3.6.2 Caracterização dos solos de fundação

Com base na geologia ocorrente, na campanha de prospecão geotécnica executada ao longo da plataforma da via do troço Contumil - Ermesinde em 2010 (poços na plataforma, ensaios de carga com placa Ø 600 mmm e ensaios laboratoriais sobre amostras recolhidas nos poços de plataforma) e nos dados recolhidos nas visitas apeadas realizadas ao traçado, elaborou-se a classificação dos solos de fundação (segundo a Ficha UIC 719R), com vista ao dimensionamento da nova plataforma da via.

Os trabalhos de prospeção na plataforma permitiram avaliar as características e classificação dos materiais que corresponderão aos solos de fundação da plataforma projetada (aterros existentes ou terreno natural), tendo em atenção as cotas da rasante de projeto.

A partir dos resultados dos ensaios de laboratório, do seu estado hídrico e das condições de drenagem existentes em cada local, determinou-se a qualidade dos solos amostrados tendo por base o definido na classificação da ficha UIC 719R. Os resultados desta classificação são sintetizados no Quadro 3.11.

Com base na análise dos resultados do Quadro 3.11 verifica-se que, de um modo geral, segundo a classificação da ficha UIC 719R, sem ter em conta o estado hídrico dos solos ou as condições hidrogeológicas / hidrológicas existentes, os solos que constituem a plataforma existente correspondem apenas a solos da classe QS1 ou a solos da classe QS2. Ou seja, não ocorrem solos que apresentem teor em finos elevado (superior a 40%) que apresentem plasticidade elevada (correspondente a limite de liquidez (LL) igual ou superior a 50% e índice de plasticidade (IP) igual ou superior a 20%)).

No entanto, verifica-se que grande parte dos solos ensaiados apresentam teores de humidade relativamente elevados (dando origem a estados hídricos húmidos (h) e muito húmidos (th)) e/ou em alguns dos poços foram detetados níveis freáticos na base da plataforma quando a mesma se encontra em perfil de escavação. Nessas situações, de acordo com o apêndice A4 da ficha UIC 719R, os solos em causa sofrem uma redução da sua classificação para solos do tipo QS0.

Para além disso, é importante assinalar que, com base nos reconhecimentos de campo e na análise dos níveis freáticos reconhecidos nos poços e sondagens verifica-se que, no troço entre os km de projeto 6+060 a 6+145 e na zona correspondente ao Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira, em que a plataforma ferroviária encontra-se implantada próximo das cotas do terreno natural (situação de nível ou de pequena escavação), o nível freático encontra-se próximo da superfície durante todo o ano (zona com bastante água), dado corresponderem a zonas de planície aluvionar de uma linha de água.

Tendo em atenção as condições definidas no Projeto de Terraplenagem e Drenagem, nas quais se prevê uma melhoria considerável da drenagem longitudinal da plataforma da via, através da implantação de drenos e valetas tipo Refer, bem como, da sua drenagem transversal, considerou-se na maioria dos casos, que os solos de fundação tipo QS0 poderão ser majorados para solos de fundação tipo QS1 ou QS2, de acordo com o definido na ficha UIC719R.

Apenas no troço entre os km de projeto 6+060 a 6+145 e na zona correspondente ao Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira, em face do nível freático elevado será necessário prever o tratamento de reforço e drenagem da plataforma, considerando a ocorrência de solos QS0 com água.

POÇOS DE PLATAFORMA			RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS					CLASSIFICAÇÕES					
Poços	PK projecto	Litologia	% Finos (< #200)	Limite de liquidez	Índice plasticidade	Teor humidade natural (%)	Teor humidade optimo (%)	AASHTO	UNIFICADA (ASTM)	GTR (LCPC / SETRA) *	UIC719R % Finos	UIC719R e CH**	UIC 719R Considerando as condições de Projeto
ECP101	02+283	Granito	13	NP	NP	9,4	7,4	A-1-a (0)	SM	C1B5th	QS2	QS0	QS2
PP101	02+603	Granito	17	NP	NP	11,7	6,4	A-1-b (0)	SM	C1B5th	QS1	QS0	QS1
ECP102	02+732	Granito	13	NP	NP	12,2	9,5	A-1-a (0)	SM	C1B5th	QS2	QS0	QS2
PP102	02+954	Granito	11	NP	NP	11,3		A-1-b (0)	SW-SM	B3	QS2	QS2	QS2
PP103	03+178	Granito	13	NP	NP	19,2	8,2	A-1-a (0)	SM	B5th	QS2	QS0	QS1
PP104	03+345	Granito	10	NP	NP	12,5		A-1-a (0)	SW-SM	C	QS2	QS2	QS2
PP105B	03+544	Granito	7	NP	NP	6,7		A-1-a (0)	SW-SM	B3	QS2	QS2	QS2
PP106	03+837	Aterro	10	NP	NP	11,5		A-1-a (0)	SW-SM	D3	QS2	QS2	QS2
PP107	04+149	Micaxisto	17	NP	NP	19,5	11,2	A-1-b (0)	SM	B5th	QS1	QS0	QS1
PP108	04+402	Micaxisto	7	NP	NP	15,3		A-1-a (0)	GP-GM	D3	QS2	QS2	QS2
PP109	04+451	Gnáisse	6	NP	NP	12,5		A-1-a (0)	GP-GM	D3	QS2	QS2	QS2
ECP103	04+670	Gnáisse	48	39	13	27,7	14,1	A-6 (4)	SM	A1th	QS1	QS0	QS1
PP110	04+952	Gnáisse	14	NP	NP	12,5	12,7	A-1-b (0)	SM	B5m	QS2	QS1	QS1
PP111	05+090	Gnáisse	20	NP	NP	15,8	12,7	A-1-b (0)	SM	B5h	QS1	QS0	QS1
PP112	05+244	Gnáisse	9	NP	NP	13,5		A-1-b (0)	SW-SM	B1	QS2	QS2	QS2
PP113	05+494	Micaxisto	19	NP	NP	14,3	13,1	A-1-b (0)	SM	B5m	QS1	QS1	QS1
PP114	05+683	Micaxisto	14	NP	NP	18,7	8,1	A-1-b (0)	SM	B5th	QS2	QS0	QS1
PP115	05+948	Micaxisto	16	NP	NP	12,8	14,1	A-1-b (0)	SM	B5m	QS1	QS1	QS1
PP116	06+132	Micaxisto	18	30	3	12,8	10,9	A-1-b (0)	SM	B5h	QS1	QS0	QS0
PP117	06+407	Granito	20	NP	NP	12,6	10,8	A-1-b (0)	SM	B5th	QS1	QS0	QS0
PP118	06+566	Granito	22	31	3	15,3	9,7	A-1-b (0)	SM	B5th	QS1	QS0	QS0
ECP104	06+612	Granito	16	NP	NP	16,4	7,7	A-1-b (0)	SM	C1B5th	QS1	QS0	QS0
PP119	06+916	Granito	28	32	12	18,7	13,2	A-2-6 (0)	SC	B5th	QS1	QS0	QS1
PP120	07+095	Granito	26	34	10	20,2	14	A-2-4 (0)	SM	B5th	QS1	QS0	QS1
PP121	07+244	Granito	9	NP	NP	12,8		A-1-a (0)	SP-SM	B3	QS2	QS2	QS2
PP122	07+405	Granito	17	40	9	25	9,4	A-2-4 (0)	SM	B5th	QS1	QS0	QS1
PP123	07+535	Granito	24	NP	NP	16,4	13,8	A-1-b (0)	SM	C1B5th	QS1	QS0	QS1
PP124	07+764	Granito	18	NP	NP	12,4	9,9	A-1-b (0)	SM	B5th	QS1	QS0	QS1
ECP105	07+822	Granito	5	NP	NP	2,3		A-1-a (0)	GW-GM	D3	QS2	QS2	QS2
PP125	07+822	Granito	6	NP	NP	4,1		A-1-a (0)	GW-GM	B3	QS2	QS2	QS2

* - Estados hídricos do solo segundo a classificação GTR: th - muito húmido; h - húmido; m - médio; s - seco.
** CH - Classificação dos solos tendo em consideração o estado hídrico do solo segundo a classificação GTR e as condições hidrológicas e hidrogeológicas existentes nesse local

Quadro 3.11 – Resumo da classificação dos solos de fundação nos locais de abertura de poços na plataforma existente

3.6.2.1.1 Zonamento da plataforma / espessuras da camada de coroamento

A partir da classificação da qualidade dos solos nos pontos singulares onde foram executados os poços de plataforma (apresentada no quadro 3.11), procedeu-se então ao zonamento da plataforma ao longo do traçado, tendo em atenção a situação geométrica transversal resultante do projeto em cada perfil transversal.

Este zonamento encontra-se representado no pente dos perfis longitudinais do projeto de Terraplenagem e Drenagem e é sintetizado no Quadro 3.12. Neste quadro é ainda indicada a espessura da futura camada de coroamento em cada troço da nova plataforma.

Quadro 3.12 – Zonamento da plataforma da via / espessuras da camada de coroamento

kms de Projecto	PTS abrangidos	Classificação solos da Plataforma (UIC 719R)	Espessura da camada de coroamento (m)
2+690 – 3+070	PT011 ao PT029	Solo de fundação tipo QS2	0,20
3+070 – 3+214	PT030 ao PT036	Solo de fundação tipo QS1	0,35
3+214 – 4+054	PT037 ao PT078	Solo de fundação tipo QS2	0,20
4+054 – 4+235	PT079 ao PT087	Solo de fundação tipo QS1	0,35
4+235 – 4+375	PT088 ao PT094	Solo de fundação tipo QS2	0,20
4+375 – 4+595	PT095 ao PT105	Solo de fundação tipo QS3	0,00
4+595 – 5+175	PT106 ao PT134	Solo de fundação tipo QS1	0,35
5+175 – 5+294	PT135 ao PT140	Solo de fundação tipo QS2	0,20
5+294 – 6+060	PT141 ao PT179	Solo de fundação tipo QS1, mas do PT149 ao PT156 e do PT173 ao PT179, a plataforma da	0,35

		via da VA da Linha do Minho (via mais à esquerda) leva uma camada de coroamento apenas com 0.20 m de espessura (fundação tipo QS2)	
6+060 – 6+145	PT180 ao PT183	Solo de fundação tipo QS0	0,35 + camada de reforço
6+145 – 6+361	PT184 ao PT194	Solo de fundação tipo QS1	0,35
6+361 – 6+880	PT195 ao PT220	Solo de fundação tipo QS0	0,50 + camada de reforço
6+880 – 7+160	PT221 ao PT234	Solo de fundação tipo QS1	0,35
7+160 – 7+281	PT235 ao PT240	Solo de fundação tipo QS2	0,20
7+281 – 7+692	PT241 ao PT261	Solo de fundação tipo QS1	0,35

3.6.3 Dimensionamento da plataforma de via

A plataforma constitui o elemento de suporte da superstrutura da via-férrea, da qual recebe, através da camada de balastro, as tensões devidas à circulação das composições.

A capacidade de suporte da plataforma é determinante em termos das necessidades decorrentes das cargas previstas e dos custos associados à manutenção de via. Uma plataforma com rigidez baixa, pouca capacidade de carga, tem como consequência trabalhos de manutenção e nivelamento da linha muito frequentes. Por sua vez, uma plataforma muito rígida pode acelerar o desgaste do balastro e a degradação do restante material da superestrutura.

Existem várias metodologias de dimensionamento para a plataforma de via, nomeadamente no que diz respeito à camada de balastro e sub-balastro, embora todas elas dependam fundamentalmente do seguinte:

- Tipo de exploração ferroviária, nomeadamente, o tipo de composições, a sua tonelagem por eixo, a carga anual de circulação na linha e a velocidade máxima de circulação;
- Características dos materiais de via utilizados, nomeadamente o tipo de carril, o tipo e espessura de balastro, o tipo de travessas e fixações e o espaçamento utilizado para colocação das travessas;
- Natureza, capacidade de carga, estado hídrico, permeabilidade e condições hidrológicas e hidrogeológicas dos solos constituintes da plataforma, que suportam o assentamento da superstrutura de via.

Tal como já referido, a metodologia adotada no dimensionamento da plataforma seguiu fundamentalmente as recomendações da ficha UIC 719R, 3ª edição de Fevereiro de 2008, designada por *"Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires"*.

Serviram ainda de referência para o dimensionamento estudado os documentos da ORE relativos à QUESTION D 117 com o título *"Adaptacion optimale de la voie classique au trafic de l'avenir"*, nomeadamente os relatórios nº 18, 21 e 28.

Na Figura 3.20 é apresentada, de forma esquemática, a constituição tipo da plataforma e da superstrutura de via, bem como a terminologia adotada no estudo do dimensionamento da plataforma.

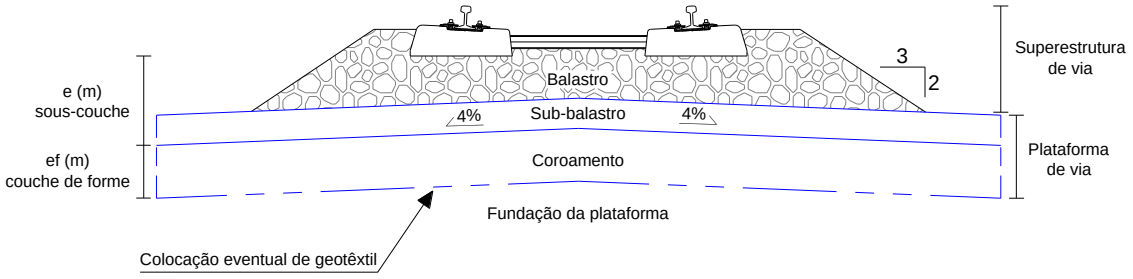


Figura 3.20 – Secção transversal esquemática para dimensionamento da plataforma

A camada ***couche de forme*** corresponde à camada de coroamento, cuja espessura – **e_f (m)** – pode ser estabelecida com base nas recomendações da ficha UIC719R, atendendo ao tipo de classe de plataforma que se pretende dimensionar e à qualidade dos solos presentes.

De acordo com a Ficha UIC 719R, para obtenção de uma plataforma do tipo P3, os solos de fundação de qualidade QS1 ou QS2 devem ser substituídos por solos de qualidade QS3, respetivamente, numa espessura mínima de 0,50 m e 0,35 m.

Ainda com base na recomendação UIC 719R, os solos da classe de qualidade QS3 são aqueles que reúnem as características que constam da Figura 3.21.

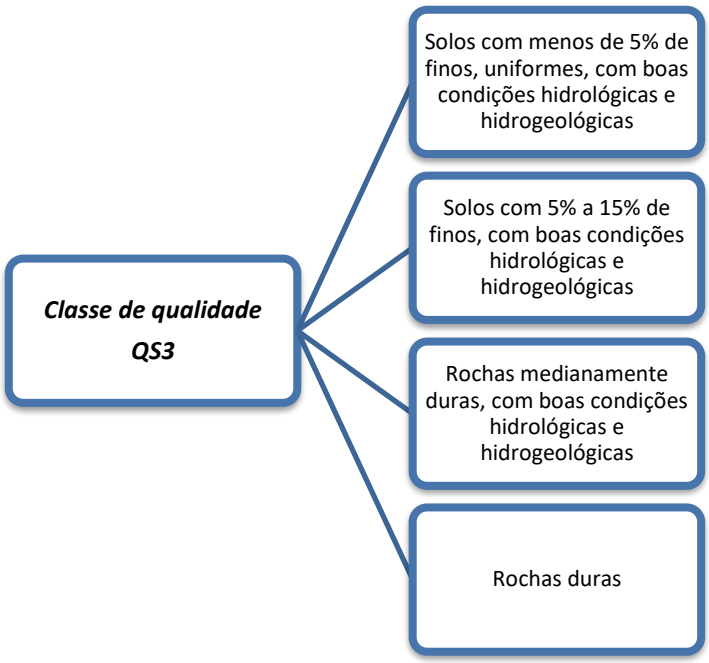


Figura 3.21 – Características dos solos de qualidade QS3, baseado na ficha UIC 719R

Sendo previsível bastante dificuldade na obtenção de solos com qualidade QS3 nesta região e por questões relacionadas com o controlo de qualidade dos materiais, com a sua capacidade de carga e com aspetos construtivos, preconiza-se em alternativa a utilização de materiais de granulometria extensa e contínua (ABGE).

Com base na experiência adquirida no domínio da ferrovia nos últimos anos em Portugal, em particular no que respeita à execução das camadas da plataforma, tem-se constatado uma melhoria no comportamento da mesma introduzida pela utilização de agregados britados de granulometria extensa (ABGE) no coroamento, o que permite otimizar a espessura daquela camada atendendo à qualidade dos solos de fundação, de acordo com o indicado na Figura 3.22.

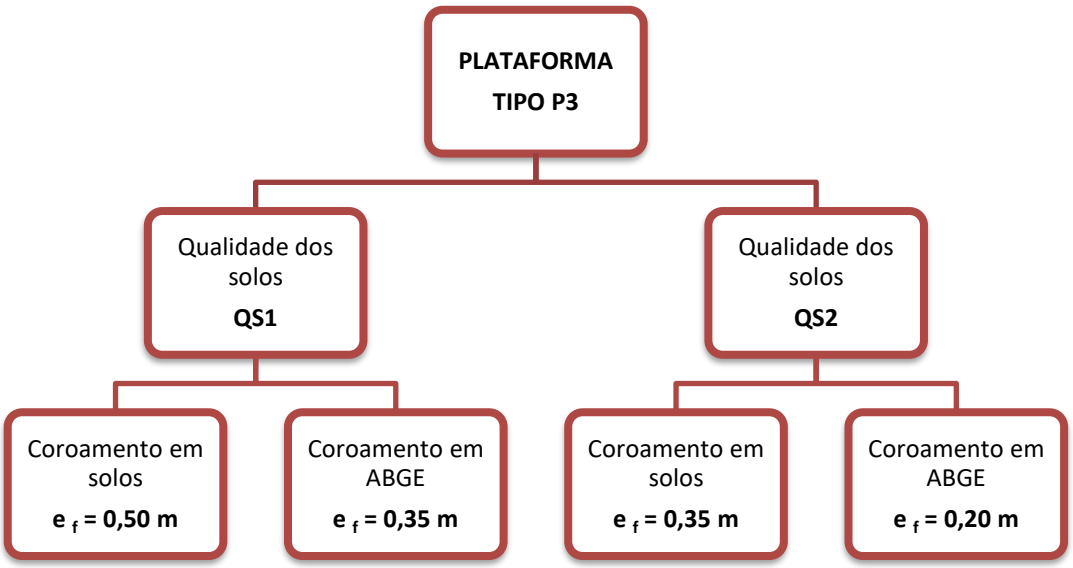


Figura 3.22 – Espessura da camada de coroamento (ef), adaptado da ficha UIC 719R

Os materiais de granulometria extensa e contínua (ABGE) a utilizar na camada de coroamento deverão cumprir as granulometrias indicadas no Quadro 3.13 sendo que a compactação relativa referida ao Proctor modificado a obter na camada de coroamento deverá ser superior a 97% em toda a área e espessura da camada.

Quadro 3.13 – Características granulométricas do material para a camada de coroamento

Peneiros NP EN 932-2 (mm)	Percentagem acumulada passada (%)
40,00	100
31,50	75 – 100
20,00	56 – 86
14,00	48 – 78
10,00	41 – 71
6,300	32 – 58
5,00	28 – 54
4,00	26 – 51
2,00	22 – 45
0,420	12 – 30
0,125	5 – 15
0,063	1 – 8

Os agregados britados de granulometria extensa (ABGE) deverão ainda apresentar as seguintes características:

- Percentagem de material retido no peneiro de 20 mm .....< 30%
- Resistência à Fragmentação Los Angeles .....≤ 45%
- Limite de liquidez .....NP
- Índice de plasticidade.....NP
- Equivalente de areia .....> 40%
- Valor de azul de metileno.....< 4 g/kg

Na aplicação desta metodologia admite-se uma relação entre os módulos de deformabilidade correntemente referenciados para os solos das diferentes qualidades e o material britado, conforme os valores no Quadro 3.14.

Quadro 3.14 – Módulos de deformabilidade dos solos na plataforma

Tipo e/ou classe dos materiais	E_{V2}(MPa)
Agregado britado	300
Camada de coroamento QS3	100
Solos QS2	60-80
Solos QS1	20-60
Solos QS0	< 20

Tal como indicado na figura 3.20 a melhoria de comportamento introduzida com a camada de coroamento em agregados britados de granulometria extensa permite otimizar as espessuras de coroamento garantindo uma plataforma do tipo P3 de acordo com o apresentado no Quadro 3.15.

Quadro 3.15 – Espessuras de coroamento em ABGE

Fundação tipo e/ou classe dos materiais	Espessura de coroamento em ABGE 0/35
QS2	0,20
QS1	0,35
QS0	0,50

NOTA: *A ocorrência de solos de qualidade QS0 pressupõe, além da camada de coroamento, uma substituição dos solos de fundação numa espessura mínima de 0,50 m*

Numa verificação da equivalência de rigidez no caso de fundações em solos QS2 ou QS1, com um valor de E=80MPa para um solo QS3 e espessuras residuais de solo, obtém-se:

- **Solução de referência UIC para fundação em solo QS2**
  - Solo QS3 com espessura de 0,35 m
  - K = 100/0,35 ≅ 290 KN/m^3
- **Solução alternativa**
  - Agregado britado com 0,20 m de espessura e E_{V2} de 300 MPa com 0,15 m de solo QS2 residual de E_{V2} médio de 60 MPa
  - K' = 1/(0,20/300+0,15/60) ≅ 320KN/m^3
- **Solução de referência UIC para fundação em solo QS1**
  - Solo QS3 com espessura de 0,50m
  - K = 100/0,50 = 200 KN/m^3
- **Solução alternativa**
  - Agregado britado com 0,35 m de espessura e EV2 de 300 MPa com 0,15 m de solo QS1 residual de EV2 médio de 40 MPa
  - K' = 1/(0,35/300+0,15/40) ≅ 200 KN/m^3

Os solos da classe de qualidade QS0 não são admitidos por si só no dimensionamento das camadas da plataforma da ficha UIC 719R por serem considerados solos impróprios à execução de uma plataforma adequada.

Ou seja, na presença de solos da classe de qualidade QS0 na fundação da plataforma, haverá sempre necessidade de recorrer a medidas corretivas, que passam nomeadamente por: melhoria do sistema de drenagem longitudinal e/ou substituição do material numa determinada espessura, tratamento com ligantes, entre outros.

3.6.3.1 Tratamento da fundação da plataforma de via

Tal como foi referido anteriormente, da análise efetuada aos solos de fundação conclui-se que haverá necessidade de recorrer a medidas corretivas para uma adequada implantação da plataforma de via, dada a ocorrência de solos de qualidade QS0 com nível freático elevado, no troço entre os km de projeto 6+060 a 6+145 e na zona correspondente ao Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira.

No primeiro caso (km de projeto 6+060 a 6+145) preconiza-se o tratamento através da substituição do material numa espessura de 0,50m em material de enrocamento (rachão), com funções drenantes (dimensões 0/200mm), envolto em geotêxtil de reforço, sobre a qual será executada a camada de coroamento com 0,35m em ABGE.

Já no caso da zona do Apeadeiro de Águas Santas/Palmilheira (aproximadamente entre os perfis transversais 195 a 220), tal como foi analisado no subcapítulo 3.4.2.1.5, a conjugação das características geotécnicas relativamente fracas dos terrenos existentes no que se refere à sua capacidade de suporte, conjugadas com a existência de nível freático instalado próximo da superfície, irão inevitavelmente condicionar o comportamento futuro da plataforma em resultado da espectável deformabilidade da mesma.

Assim, tendo em atenção a análise dos assentamentos espectáveis foi definida uma solução de tratamento/ reforço que passará por substituição dos solos de fundação por uma camada drenante com 0,50 m de espessura envolta em geotextil, assente sobre uma geogrelha biaxial de reforço, envolvida numa camada de aterro de granulometria específica com 0,20 m de espessura. Sobre este reforço será então executada a camada de coroamento com 0,50m em ABGE.

Esta solução é representada em pormenor de terraplenagem no desenho 48137.PE.04.TDR.00.060, enquanto as características dos materiais a utilizar encontram-se definidas nas Condições Técnicas do presente volume.

Os limites de intervenção destes trabalhos deverão, no entanto, ser confirmados em obra, já que poderão sofrer pequenos ajustamentos em virtude das características geológicas dos solos ocorrentes e/ou da altura do ano em que forem executados.

3.6.3.2 Espessuras da camada de coroamento no projeto

Nas situações de escavação, de acordo com o zonamento anteriormente apresentado, ocorrem à cota de fundação da plataforma sobretudo solos do tipo QS1 e QS2.

Tendo em atenção o pressuposto de projeto definido relativamente à necessidade de obtenção de uma plataforma de qualidade de suporte do tipo P3, nestas situações, de acordo com o definido anteriormente (dimensionamento da plataforma de via), será necessário a construção de uma camada de coroamento em ABGE, respetivamente com 0,35m ou 0,20m de espessura.

No troço aproximadamente entre os km 4+375 – 4+585 (PT095 ao PT105), verifica-se a ocorrência de maciço rochoso medianamente a pouco alterado à cota da plataforma. Correspondendo a um terreno classificado como QS3, permitirá garantir por si só a plataforma P3, não sendo necessário executar qualquer camada de coroamento. Nesta situação haverá apenas que proceder à regularização da superfície.

Quanto às situações em aterro, os resultados dos trabalhos de prospeção sobre a atual plataforma revelam que os aterros a alargar são constituídos tanto por solos do tipo QS1 como do tipo QS2.

Quando a nova plataforma se desenvolve em situação de alargamento franco do aterro existente, considerou-se que a parte superior do mesmo será sempre construída com uma camada de solos de boa qualidade (equivalente à classe QS2) com pelo menos 0,50 m de espessura, pelo que apenas será necessária a construção de uma camada de coroamento em ABGE com 0,20 m de espessura.

No entanto, em virtude das geometrias do alargamento dos aterros, em algumas situações, não é possível garantir em toda a extensão lateral do perfil a colocação de pelo menos 0,50 m de espessura de aterro novo, e consequentemente garantir uma qualidade equivalente à classe QS2.

Como tal, nestes locais, o tratamento da plataforma terá uma variação lateral no que diz respeito à espessura da sua camada de coroamento: 0,20 m na zona do alargamento do aterro franco e 0,35 m na restante secção transversal da plataforma da via.

Esta situação de variação lateral da espessura de coroamento num mesmo perfil foi executada de acordo com os seguintes critérios:

- Execução da camada de coroamento com 0,20 m de espessura, apenas na zona do alargamento do aterro da via mais adjacente (até ao dreno central);
- Execução deste tipo de tratamento de plataforma com diferenças laterais na espessura da sua camada de coroamento, apenas quando existe continuidade longitudinal para o fazer (para distâncias superiores a 100 m).

Estes critérios foram estabelecidos por forma a obter uma maior facilidade na metodologia construtiva, e consequentemente uma maior qualidade dos trabalhos de terraplenagem (se os tratamentos da plataforma se encontram muito retalhados, tornam-se prejudiciais para o faseamento construtivo da obra).

Deste modo, as únicas zonas do traçado onde ocorrem estas situações, com alargamentos para o lado esquerdo, e onde se aplicaram os critérios atrás referidos são:

- Dos perfis transversais 149 ao 156;
- Dos perfis transversais 173 ao 179.

Nestas zonas, a redução da espessura da camada de coroamento para 0,20 m localiza-se na futura via ascendente da Linha do Minho (via mais à esquerda), como é possível observar no Perfil transversal 173 que a seguir se apresenta.

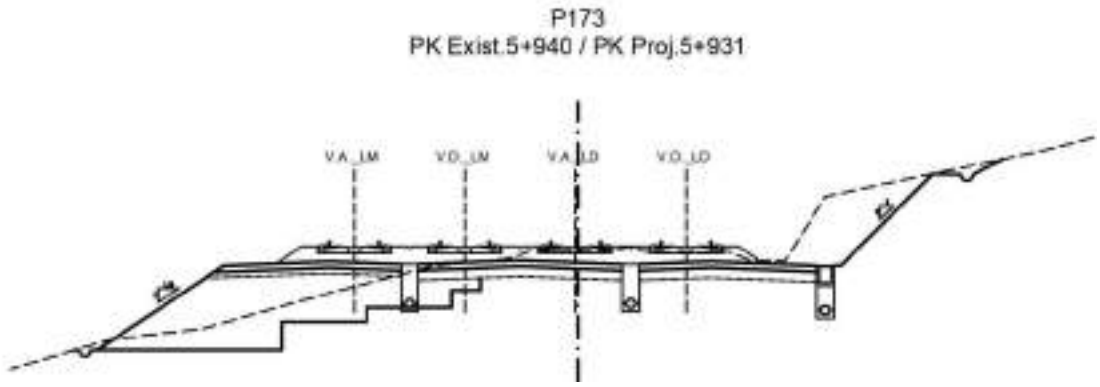


Figura 3.23 – Exemplo de perfil transversal com aplicação de variação da espessura lateral da camada de coroamento

Para uma verificação das espessuras das diferentes camadas da plataforma de via em cada local, para além do indicado no Quadro 3.12 desta memória, podem ser consultadas as folhas de Planta e Perfil Longitudinal (desenho *48137.PE.04.TDR.00.003* a desenho *48137.PE.04.TDR.00.010*) e as folhas dos Perfis Transversais (desenho *48137.PE.04.TDR.00.011* a desenho *48137.PE.04.TDR.00.058*).

No desenho de pormenores de terraplenagem 48137.PE.04.TDR.00.060 encontram-se representadas as diferentes situações de construção/ reforço da plataforma a aplicar neste projeto.

3.6.3.3 Camada de sub-balastro

No que se refere ao dimensionamento da camada de sub-balastro, na documentação de referência a espessura das designadas ***couches d´assise (e)***, é dada pelo conjunto do balastro (na prumada do carril da fila baixa) com a camada de ***sous couche***. A camada de ***sous couche*** pode ser apenas constituída por uma camada de sub-balastro, ou ser multicamada, sendo nesse caso constituída pela camada de sub-balastro e por exemplo por uma camada de fundação e / ou um geotêxtil.

A definição da espessura - ***e (m)*** - depende fundamentalmente dos seguintes fatores:

- Tipo de exploração ferroviária, nomeadamente, o tipo de composições, a sua tonelagem por eixo, a carga anual de circulação na linha e a velocidade máxima de circulação;
- Características dos materiais de via utilizados, nomeadamente, o tipo de carril, o tipo e espessura de balastro, o tipo de travessas e fixações e o espaçamento utilizado para colocação das travessas;
- Natureza, capacidade de carga, estado hídrico, permeabilidade e condições hidrológicas e hidrogeológicas dos solos constituintes da plataforma, que suportam o assentamento da superstrutura de via.

O dimensionamento da espessura ***(e)*** é geralmente efetuado a partir da formulação que consta da ficha UIC 719R (expressão seguinte), em função dos parâmetros adequados ao troço que se encontra a ser estudado.

$$e = E + a + b + c + d + f$$

Nesta expressão cada letra corresponde a um parâmetro, como seja o tipo de plataforma pretendido (E), para a tipologia de comboio que irão circular (a), o tipo de travessa aplicar (b), a carga por eixo (d), etc. No final em função da espessura da camada de balastro é então definida a espessura de sub-balastro a adotar.

Na Figura 3.24 discriminam-se os valores considerados para os parâmetros da fórmula referida e é feita a determinação da espessura da camada de sub-balastro (***sous couche***).

Deste modo, considerando uma espessura de balastro de 0,30m sob a prumada da travessa monobloco, obtém-se uma espessura para a camada de sub-balastro de 0,22m.

Importa salientar que as características técnicas do sub-balastro a utilizar, as condições de aplicação em obra e o controlo de qualidade a que deve ser submetido, devem cumprir na íntegra o descrito no documento normativo *IT.GEO.006 – Características Técnicas do Sub-Balastro.*

Parâmetro	Valor (m)	Descrição
E	0,70	P1
	0,55	P2
	0,45	P3
a	0,00	UIC1, 2, 3 e 4
	-0,10	UIC5 et 6
b	0,00	travessas de madeira
	(2.5-L)/2	travessas de betão de **comprimento L (m)**
c	0	dimensionamento normal
	-0,10	Situações especiais com condições de trabalho dificeis em linhas existentes
d	0	carga máxima por eixo < 200 KN
	0,05	carga máxima por eixo < 225 KN
	0,12	carga máxima por eixo < 250 KN
f		geotêxtil em solos QS1 ou QS2
	0	sem geotêxtil em solos QS3

Parâmetros	
Balastro (m)	0,30
Travessa - L	2,60
E	0,45
a	0,00
b	-0,05
c	0,00
d	0,12
f	0,00
Espessura da camada *sous couche* (m)	0,52
Espessura da camada de sub-balastro (m)	0,22

Figura 3.24 – Dimensionamento da camada de sub-balastro

3.7 Estruturas de Contenção (Muros)

Tal como referido anteriormente, de forma a diminuir o impacte provocado pelos trabalhos de terraplenagem numa zona de traçado em grande parte com características urbanas (com a existência de diversos tipos de condicionalismos) mas garantindo a execução de uma boa plataforma ferroviária, foram projetadas várias estruturas de contenção (Muros), tanto em situações de escavação como de aterro. Estas estruturas são identificadas e sintetizadas no Quadro 3.16, indicando-se o Volume e Tomo do Projeto correspondente a cada situação.

Quadro 3.16 – Estruturas de contenção (Muros)

Designação do Muro / Lado da Via	kms de Projeto aproximados (PTS abrangidos)	Volume de Projecto / Tomo	Observações
M3.1.E (LE)	3+032 – 3+521 (PT028 a PT051)	Volume 08 – Tomo 01	Muro em betão armado em consola, em contrafortes, em estacas e em Munique.
M3.1.D (LD)	3+204 – 3+384 (PT036 a PT045)	Volume 08 – Tomo 02	Muro em betão armado pregado.
M3.2.D (LD)	3+650 – 3+683 (PT059)	Volume 08 – Tomo 03	Muro em betão armado em Munique.
M3.3.D (LD)	3+880 – 4+066 (PT070 a PT079)	Volume 08 – Tomo 04	Muro em gabiões.

Designação do Muro / Lado da Via	kms de Projeto aproximados (PTS abrangidos)	Volume de Projecto / Tomo	Observações
M4.1.D (LD)	4+075 – 4+235 (PT080 a PT087)	Volume 08 – Tomo 05	Muro em betão armado em consola.
M4.1.E (LE)	4+091 – 4+276 (PT081 a PT089)	Volume 08 – Tomo 06	Muro em betão armado pregado + Muro em betão armado em consola.
M4.2.D (LD)	4+363 – 4+591 (PT094 a PT105)	Volume 08 – Tomo 07	Muro em betão armado em consola.
M4.2.E (LE)	4+930 – 5+027 (PT123 a PT127)	Volume 08 – Tomo 08	Muro em betão armado pregado.
M5.1.D (LD)	5+102 – 5+433 e 5+281 – 5+429 (PT131 a PT137 e PT140 a PT147)	Volume 08 – Tomo 10	Muro em betão armado em consola e Muro em gabiões.
M5.1.E (LE)	5+319 – 5+366 (PT142 a PT144)	Volume 08 – Tomo 09	Muro em betão armado em Munique.
M5.2.E (LE)	5+950 – 6+046 (PT174 a PT178)	Volume 08 – Tomo 11	Muro em betão armado em consola.
M6.1.E (LE)	6+438 – 6+454 (PT199)	Volume 08 – Tomo 12	Muro em betão armado em consola.
M6.2.E (LE)	6+707 – 6+820 (PT212 a PT217)	Volume 08 – Tomo 14	Muro em betão armado em consola.
M6.1.D (LD)	6+939 – 6+996 (PT224 a PT226)	Volume 08 – Tomo 13	Muro em gabiões.
M6.3.E (LE)	6+982 – 7+000 (PT226)	Volume 08 – Tomo 15	Muro em gabiões.
M7.1.D (LD)	7+042 – 7+487 (PT229 a PT250)	Volume 08 – Tomo 16	Muro em gabiões e Muro em betão armado em estacas, em Munique e em consola.
M7.1.E (LE)	7+045 – 7+282 (PT229 a PT240)	Volume 08 – Tomo 17	Muro em betão armado em estacas e Muro em gabiões.
M7.2.E (LE)	7+626 – 7+688 (PT258 a PT260)	Volume 08 – Tomo 18	Muro em betão armado em consola.
M7.3.E (LE)	7+707 – 7+734 (PT262 a PT263)	Volume 06 – Tomo 10	Muro em betão armado em contrafortes.

3.8 Movimentação de terras

Tendo por base os volumes globais de terraplenagem (escavações e aterros) apresentados nas medições detalhadas e MQT para o Projeto de Execução da quadruplicação do troço Contumil / Ermesinde (que se resumem no Quadro 3.17) constata-se que, para materialização da Terraplenagem e Drenagem, a totalidade das escavações a realizar correspondem a cerca de 60,8% do volume global dos movimentos de terra, com um volume de 161.222m^3 (Figura 3.25).

Os restantes 39,2% do movimento de terras (103.775m^3) correspondem ao volume total de colocação de materiais. Ou seja, são os materiais necessários para a construção das camadas da plataforma (sub-balastro e coroamento), construção dos aterros (incluindo os materiais selecionados para execução das camadas de reforço da plataforma) e materiais rochosos com características específicas para construção das camadas drenantes, de proteção de taludes de aterro com enrocamento e de estabilização de taludes de escavação (enrocamento argamassado).

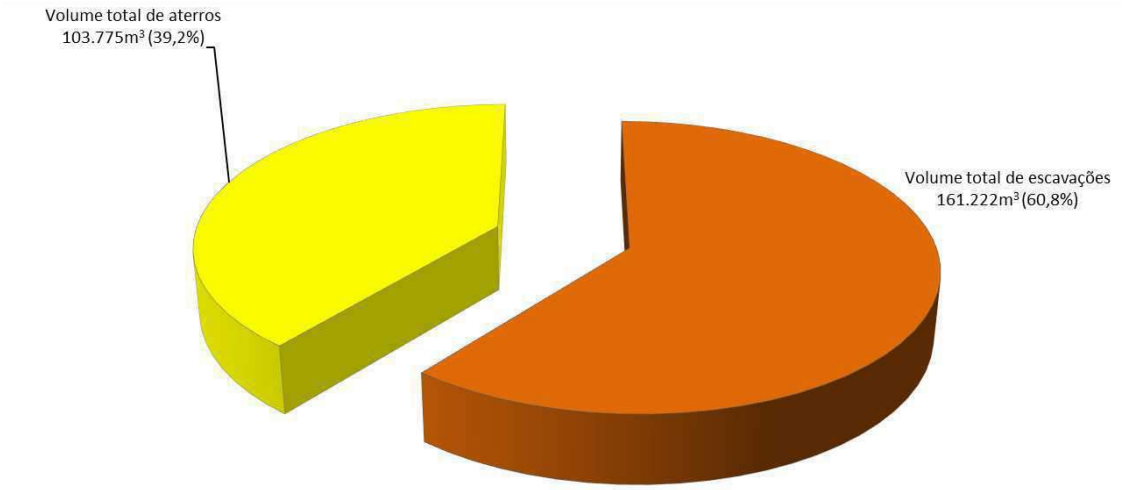


Figura 3.25 - Volumes globais de aterro (colocação de materiais) e de escavação (Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem)

Quadro 3.17 – Resumo dos tipos e quantidades de trabalhos previstos

Tipos de trabalhos previstos executar	Est. Contumil (Ativo Fixo 1)	Plena Via (Ativo Fixo 2)	Est. Ermesinde (Ativo Fixo 3)	TOTAL
Demolição muros (m)	199,8	2463,2	150,7	2813,7 m
Demolição vedações (m)	495,5	241,9	35,4	772,8 m
Demolição drenagem longitudinal (m)	1092,7	657,2	86,5	1836,4 m
Demolição bocas coletores/PHs (Un)	-	2	-	2 Un
Demolição tanque (Un)	-	3	-	3
Demolição de murete guarda balastro (m)	-	123,6	-	123,6 m
Demolição de ruínas / Barracões (m^2)	48	577	-	625 m^2
Demolição de caminho pedonal (m^2)	87	349	-	436 m^2
Demolição de pavimentos (m^2)	200	1507	119	1826 m^2
Limpeza e desmatação (m^2)	7767	70415	4350	82532 m^2
Decapagem com colocação em destino final (m^3)	1612,0	11806,0	514,0	13 932,0 m^3
Decapagem para reutilização (m^3)	35,0	3583,0	120,0	3 738,0 m^3
Saneamento (m^3)	-	387,0	-	387,0 m^3
Escavação com meios mecânicos para depósito definitivo (m^3)	11766,0 (*)	54466,0 (*)	2372,0	68604,0 m^3 (*)
Escavação de caixa para depósito definitivo (m^3)	5400,0	26648,0	1243,0	33291,0 m^3
Escavação com meios mecânicos para reutilização com Stock intermédio (m^3)	6,0 (*)	41264,0 (*)	-	41270,0 m^3 (*)
Aterro com materiais provenientes de escavação para reutilização (m^3)	6,0	38716,0	2548,0	41270,0 m^3
Aterro para envolvimento das geogrelhas (m^3)	-	3289,0	-	3289,0 m^3

Tipos de trabalhos previstos executar	Est. Contumil (Ativo Fixo 1)	Plena Via (Ativo Fixo 2)	Est. Ermesinde (Ativo Fixo 3)	TOTAL
Camada drenante na fundação de aterros (m^3)	-	4370,0	120,0	4490,0 m^3
Camada de Sub-balastro (m^3)	3087,0	16189,0	1450,0	20726,0 m^3
Camada de coroamento (m^3)	3113,0	22790,0	1227,0	27130,0 m^3
Camada de reforço da plataforma (m^3)	-	6057	-	6057 m^3
Proteção de taludes de aterro com enrocamento (m^3)	-	399	-	399 m^3
Geogrelhas de reforço da fundação	-	10800	-	10800 m^2
Blocos técnicos para Obras de Arte (tipo I) (Un)	-	52	8	60 Un
Estabilização de talude com enrocamento argamassado (m^3)	-	27	-	27 m^3
Revestimento vegetal de taludes proveniente de decapagem e hidrossementeira (m^2)	171	17913	597	18681 m^2
Execução de contenções provisórias de entrevia – Apeadeiro Águas Santas/ Palmilheira (m)	-	336,0	-	336,0 m
Execução de colunas de calda (m)	-	128,0	-	128,0 m
Realização de leituras e medições de instrumentação em fase de obra	-	1	-	1
Instalação de prismas topográficos (Un)	-	17	-	17 Un
Instalação de marcas de nivelamento (Un)	-	60	-	60 Un
Instalação de marcas de centragem forçada (Un)	-	3	-	3 Un
Instalação de marcas de referência tipo RB (IP) (Un)	-	3	-	3 Un
Restabelecimento de caminho paralelo (m^2)	-	1003,0	-	1003,0 m^2

(*) – Os volumes de escavação para depósito definitivo e de escavação para reutilização resultam de um acerto final de cerca de 31.754m^3 de solos reutilizáveis que são excedentários e que como tal foram contabilizados para depósito definitivo.

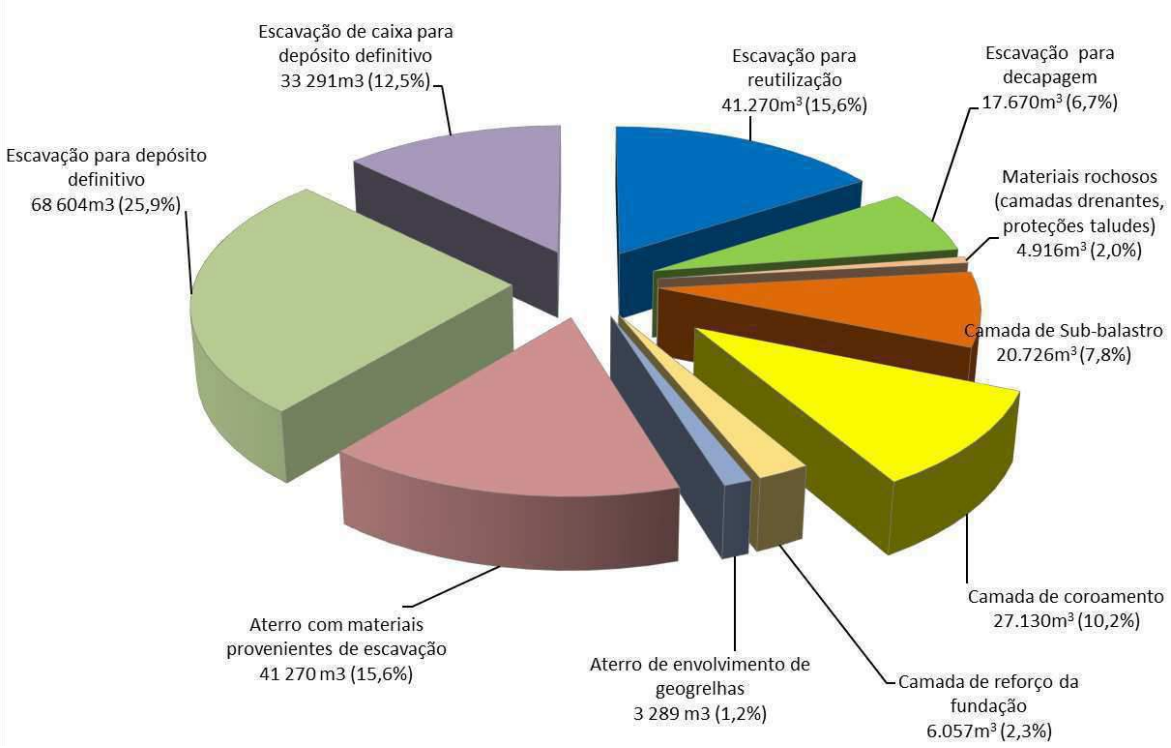


Figura 3.26 – Volumes individualizados por tipos de trabalhos

Tendo em atenção o apresentado na figura 3.26 e analisando os diferentes tipos de escavação verificamos que a maior "fatia", 68.604m^3 (25,9% do movimento de terras) corresponde à escavação com meios mecânicos (escavável ou ripável) que irá para depósito definitivo. Quanto às restantes escavações verificamos que 15,6% e 12,5% correspondem respetivamente à escavação de solos ou rocha branda para reutilização na construção dos aterros (com um volume de 41.270m^3) e aos solos de escavação da caixa para construção da plataforma ferroviária (com um volume de 33.291m^3), sendo estes últimos também para colocação em depósito definitivo.

Por fim, temos ainda um volume de 17.670m^3 de "escavação" para a decapagem, que corresponde a cerca de 6,7% do total do movimento de terras. Deste volume apenas será necessária a reutilização de 3.738m^3 (1,4%) no revestimento dos taludes.

Chama-se a atenção para o facto de que, de acordo com o indicado no subcapítulo 3.3.3 desta memória (reutilização dos materiais escavados), o volume de materiais resultantes das escavações que se estima terem características para serem reutilizados na construção dos aterros é de cerca de 73.000m^3. No entanto, no movimento de terras e no Mapa de Quantidades de Trabalhos (MQT) é apenas quantificado um total de 41.270m^3 de material escavado a reutilizar nos aterros, uma vez que é esse o volume de solos necessário para a sua construção. Ou seja, existe um claro excedente de

materiais escavados no balanço de terras, pelo que foram somados à escavação para depósito definitivo um total de cerca de 31.754m^3 que apresentariam potencial de reutilização, mas que não são necessários para materialização do projeto de Terraplenagem e Drenagem.

Analisado de igual modo na figura 3.26 os diferentes tipos de aterro (colocação de materiais), constata-se que a construção das camadas de aterro propriamente ditas atingem os 41.270m^3 (15,6% do movimento de terras), com origem, na totalidade, nos materiais resultantes das escavações. O aterro para envolvimento das geogrelhas de reforço, no troço do Apeadeiro de Águas Santas / Palmilheira, corresponde a 1,2%, com um volume de 3.289m^3.

No que se refere aos trabalhos de colocação de materiais, são ainda relevantes os correspondentes à execução da camada de reforço da fundação, da camada de coroamento e da camada de sub-balastro, respetivamente com um volume de 6.057m^3, 27.130m^3 e 20.726m^3 e correspondendo também respetivamente a cerca de 2,3%, 10,2% e 7,8% do volume total do movimento de terras.

Por último, quanto aos materiais rochosos para construção das camadas drenantes na fundação de aterro, para o revestimento de taludes de aterro com enrocamento e para o enrocamento argamassado, o seu volume total é de 4.916m^3, correspondendo a cerca de 2,0% do movimento de terras.

4 DRENAGEM

4.1 Considerações gerais

No presente capítulo são apresentadas as soluções de drenagem de águas superficiais e profundas preconizadas e dimensionadas para a Quadruplicação do Troço Contumil - Ermesinde, na Linha do Minho.

O projecto de Drenagem divide-se em:

- Drenagem Transversal, categoria em que se incluem as obras que permitem o restabelecimento das linhas de água atravessadas pela via-férrea.
- Drenagem Longitudinal, categoria em que se incluem as obras que permitem a captação e o encaminhamento das águas que acedem à plataforma da via-férrea, provenientes quer das escorrências sobre os taludes e das encostas adjacentes, quer de níveis freáticos elevados.

4.1.1 Legislação e normas aplicáveis

No dimensionamento e concepção do sistema de drenagem apresentado neste projecto foram tidos em conta os seguintes documentos normativos:

- IT.GEO.003.01 – Drenagem – Terminologia, Dispositivos e Simbologia;
- IT.GEO.004 – Drenagem – Parâmetros e dimensionamento;
- IT.GER.011 – Drenagem – Directrizes para a minimização dos impactes ao nível das infra-estruturas ferroviárias;
- Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais – Decreto Lei nº 207/94 de 6 de Agosto e Decreto Regulamentar nº23/95 de 23 de Agosto.

Com base nestes documentos fixou-se que:

- as obras de drenagem transversal seriam dimensionadas para um período de retorno de 100 anos;
- as obras de drenagem longitudinal seriam dimensionadas para um período de retorno de 20 anos.

4.1.2 Elementos de base

No projecto de Drenagem foram utilizados e consultados os seguintes elementos:

- Estudo Hidrológico do presente projecto, apresentado em fase de Estudo Prévio (Volume 05);
- Levantamentos topográficos à escala 1:1000;
- Levantamento topográfico das Passagens Hidráulicas existentes;
- “Hidráulica”, A.C. Quintela, 1981;
- “Hidráulica Geral”, A. Lencastre, 1996;
- “Análise de fenómenos extremos e de precipitações intensas em Portugal Continental”, C. Brandão et al., 2001;
- “As cheias em Portugal – Estar informado e preparado por um mundo mais seguro no século XXI”, C. Brandão et al., 2004;
- “Applied Hydrology”, V. T. Chow et al., 1988;
- “Proposta de um método para a determinação de caudais de cheia em pequenas bacias naturais”, F. N. Correia, LNEC, 1984;
- “Drenagem em infra-estruturas de transportes e hidráulica de pontes”, C. M. Ramos, 2006;
- “Curso sobre drenagem de águas superficiais em vias de comunicação”, LNEC, 1996;
- “Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais”, F.P. Martins, FCTUC, 2000;
- “Rebaixamento do nível freático em obras de engenharia”, A.C. Medeiros, UNL, 1998;
- “Hydraulic design series nº5 - Hydraulic design of highway culverts”, Publication nº FHWA-NHI-01-020, 2001.

4.1.3 Metodologia

No projecto de **Drenagem Transversal** foram estabelecidas as soluções de restabelecimento para linhas de água existentes cruzando a informação proveniente do Estudo Hidrológico (Volume 05 do Estudo Prévio) com o projecto de Terraplenagem (apresentado no capítulo 3 do presente volume).

As linhas de água atravessadas em aterro serão restabelecidas por passagens hidráulicas de secção circular ou rectangular.

A análise das respectivas bacias hidrográficas é apresentada no Estudo Hidrológico, contudo, por ter sido identificada, em fase de Projecto de Execução, uma linha de água adicional, esta é analisada no presente documento.

Uma vez estabelecidos os caudais de dimensionamento de todas as estruturas, foram:

- verificadas as capacidades de vazão das secções das passagens hidráulicas existentes;
- estimadas as secções das passagens hidráulicas (PHs) a implantar de novo e das PHs existentes a substituir;
- verificadas as condições de funcionamento das PHs segundo o método apresentado em “Hydraulic design series nº5 – Hydraulic design of highway culverts”, garantindo que entre o nível de água a montante da PH e a cota da superstrutura ferroviária existe uma folga mínima de 1,00 m;
- dimensionadas as estruturas de dissipação de energia a colocar a jusante das PHs.

Relativamente à **Drenagem Longitudinal**, o seu dimensionamento obedeceu aos princípios básicos enunciados no subcapítulo 4.3, tendo-se definido quais os órgãos a implantar em situação de aterro e em situação de escavação, como aliás se pode ver nos desenhos de perfis transversais tipo e nos desenhos de pormenor.

A capacidade de vazão dos órgãos de drenagem longitudinal foi avaliada recorrendo à fórmula de Manning-Strickler.

O caudal afluente a cada órgão de drenagem longitudinal foi estimado recorrendo à fórmula racional. Foi definida uma largura média a drenar em várias zonas do traçado, possibilitando o cálculo de um caudal por metro linear. A razão entre a capacidade de

vazão e o caudal afluente por metro linear permitem determinar o comprimento máximo de cada órgão de drenagem longitudinal. Uma vez atingido esse comprimento os órgãos devem descarregar para o terreno natural, para um colector ou para outro órgão de maior capacidade.

4.2 Drenagem transversal

4.2.1 Concepção do sistema de drenagem transversal

Tal como referido no capítulo anterior, por forma a restabelecer as linhas de água interceptadas pelo traçado ferroviário foram dimensionadas passagens hidráulicas a implantar sob os aterros.

Para facilitar a identificação do tipo de solução adoptada, a designação das passagens hidráulicas é feita usando as letras “PH”. A numeração é indicativa do local de implantação, relativo ao quilómetro de projecto na Via Ascendente da Linha do Minho, e do número de ordem da passagem hidráulica nesse quilómetro.

Nos capítulos sequentes é apresentada a estimativa dos caudais de dimensionamento das passagens hidráulicas, sendo em seguida feito o dimensionamento das mesmas.

4.2.2 Caudais de dimensionamento

Tendo por base o Estudo Hidrológico (Volume 05 do Estudo Prévio) e o subcapítulo 4.2.2.1 apresentam-se em seguida os caudais de dimensionamento das diferentes estruturas de drenagem transversal preconizadas neste projecto. Os caudais de dimensionamento correspondem aos caudais de ponta de cheia, com um período de retorno de 100 anos, nas bacias hidrográficas drenadas por cada estrutura.

Quadro 4.1 – Caudais de dimensionamento das estruturas projectadas para encaminhamento e restabelecimento das linhas de água

Bacias	Estruturas	Caudal de dimensionamento (m^3/s)
1	PH 3.1	18,03
1A	PH 4.1	3,48
2	PH 5.1	42,95
3	PH 5.2	16,26
4	PH 6.1	20,82
5	PH 6.2	7,19

4.2.2.1 Caudal de dimensionamento Bacia 1A

As bacias hidrográficas das linhas de água interceptadas pela via-férrea foram obtidas a partir de cartografia à escala 1:25 000. No Anexo II do presente documento estão representadas as bacias estudadas do Estudo Hidrológico (Volume 05 do Estudo Prévio) e a bacia 1A analisada neste subcapítulo.

A bacia 1A corresponde à passagem hidráulica situada ao km 4+070. Esta passagem só foi identificada em fase de Projecto de Execução (devido à densa vegetação a montante e à sua canalização a jusante) e corresponde a uma linha de água afluente do Rio Tinto, que em fase de Estudo Prévio se pensava ser um canal de apoio à actividade agrícola.

4.2.2.1.1 Caracterização da bacia hidrográfica

4.2.2.1.1.1 Morfologia, ocupação e tipo de solo

As características morfológicas da bacia hidrográfica da linha de água em estudo são apresentadas no **Quadro 4.2**.

Quadro 4.2 – Características morfológicas das bacias hidrográficas

Localização (km)	Bacia	A (km2)	L (m)	Z0% (m)	Z100% (m)	dm (m/m)
4+007	1A	0,537	1181,00	73,00	117,00	0,0373

Quanto à ocupação e ao tipo do solo, a caracterização foi feita através do parâmetro adimensional *número de escoamento* (CN), estabelecido em função não só dessas características, mas também das condições antecedentes de humidade do solo.

O valor de CN, para condições antecedentes de humidade médias (AMC II), encontra-se estabelecido pelo INAG para todo o país (disponível em **http://snirh.pt**). De acordo com CORREIA (1984), a ocorrência de cheias excepcionais em Portugal é geralmente antecedida por condições mais húmidas, pelo que os valores de CN foram determinados para as condições antecedentes mais adversas (AMC III), através da seguinte fórmula:

$$CN(\text{AMC III}) = \frac{23\,CN(\text{AMC II})}{10 + 0{,}13\,CN(\text{AMC II})}$$

Os valores encontrados para a bacia hidrográfica em análise são apresentados no **Quadro 4.3**.

Quadro 4.3 – Número de escoamento das bacias hidrográficas

Localização (km)	Bacia	CN II	CN III
4+007	1A	80,00	90,20

4.2.2.1.1.2 Tempo de concentração

Os tempos de concentração foram calculados com base nas características geomorfológicas da bacia hidrográfica, por aplicação das fórmulas de Kirpich, Temez, e SCS, a seguir apresentadas:

- **Kirpich**

$$t_c = 0{,}0663 \frac{L^{0,77}}{d_m^{\,0,385}}$$

onde

t_c – tempo de concentração (h);

L – comprimento do curso de água principal (km);

d_m – declive médio do curso de água principal (m/m).

- **Temez**

$$t_c = 0{,}3\left(\frac{L}{d_m^{\,0{,}25}}\right)^{0{,}76}$$

onde

t_c – tempo de concentração (h);

L – comprimento do curso de água principal (km);

d_m – declive médio do curso de água principal (m/m).

- **SCS**

$$t_c = \frac{100\left(\frac{1000L}{0{,}3048}\right)^{0{,}8}\left(\frac{1000}{CN}-9\right)^{0{,}7}}{1900\sqrt{100d_m}}\cdot\frac{1}{60}$$

onde

t_c – tempo de concentração (h);

L – comprimento do curso de água principal (km);

d_m – declive médio do curso de água principal (m/m);

CN – número de escoamento (AMC III).

Os tempos de concentração adoptados correspondem aos valores obtidos pela aplicação da fórmula de Temez. Os resultados constam do Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Tempo de concentração

Localização (km)	Bacia	Tempo de concentração (min)			
		Kirpich	Temez	SCS	Adoptado
4+007	1A	16	38	34	38

4.2.2.1.2 Precipitação

Considera-se como precipitação crítica, relativa a uma determinada bacia hidrográfica, o acontecimento pluvioso que, com a mais elevada intensidade, assegura toda a contribuição da bacia hidrográfica para o escoamento na sua secção de definição, e, consequentemente, provoca o mais elevado caudal de cheia. Assim, a duração da precipitação a considerar no dimensionamento das estruturas de drenagem transversal

deve igualar o tempo de concentração da bacia hidrográfica definida pela secção de implantação dessas mesmas estruturas.

A intensidade da precipitação foi obtida por aplicação das curvas de intensidade-duração-frequência (IDF) propostas por BRANDÃO et al. (2001 e 2004).

A expressão para as curvas IDF é

$$i = aD^b$$

podendo calcular-se a precipitação total ocorrida fazendo:

$$P = iD$$

com

i – intensidade da precipitação (mm/h);

D – duração da precipitação (min);

a e b – parâmetros dependentes do período de retorno;

P – precipitação (mm).

O posto udográfico utilizado foi o de Amarante (12G/01) cujos parâmetros *a* e *b*, para o período de retorno de 100 anos, se apresentam no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Parâmetros das curvas IDF para o posto udográfico de Amarante

Posto	T (anos)	Intervalo de validade dos parâmetros a e b					
		5min-30		30min-6h		48-6h	
		a	b	a	b	a	b
Amarante (06I/01)	100	411,78	-0,523	837,07	-0,728	368,61	-0,587

4.2.2.1.3 Caudal de ponta

Para determinar o caudal de ponta de cheia aplicaram-se as seguintes fórmulas cinemáticas: Racional, Soil Conservation Service (SCS) e Giandotti.

4.2.2.1.3.1 Fórmula racional

$$Q = \frac{CiA}{3,6}$$

sendo

Q – caudal de ponta de cheia (m^3/s);

C – coeficiente adimensional da fórmula racional;

i – intensidade da precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia (mm/h);

A – área da bacia hidrográfica (km^2).

Para o coeficiente da fórmula racional adoptou-se o valor 0,38, correspondente a bacias hidrográficas essencialmente urbanas, ocupadas por baldios, para um período de retorno de 100 anos.

4.2.2.1.3.2 Fórmula do SCS

$$Q = \frac{0{,}277\ k\ A\ P_e}{T_p}$$

sendo

Q – caudal de ponta de cheia (m^3/s);

k – factor de ponta (-);

A – área da bacia hidrográfica (km^2);

P_e – precipitação efectiva (mm);

T_p – tempo para a ponta ou de elevação da cheia (h).

O valor do factor de ponta, k, pode variar entre 1 e 0,5 caso se trate de uma bacia muito declivosa ou plana, respectivamente. Neste estudo utilizou-se k = 0,75.

A precipitação efectiva foi calculada por aplicação da expressão:

$$P_e = \frac{(P - P_0)^2}{(P - P_0) + S}$$

em que

P – precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia (mm);

P_0 – perdas de precipitação iniciais (mm);

S – retenção potencial máxima (mm).

As perdas de precipitação iniciais foram consideradas nulas.

O valor da retenção potencial máxima é obtido através da expressão:

$$S = \frac{25400 - 254\ CN}{CN}$$

sendo CN o número de escoamento (AMC III) da bacia hidrográfica em estudo.

O tempo para a ponta foi obtido a partir da duração da precipitação efectiva e do tempo de *lag* da bacia hidrográfica:

$$T_p = \frac{t_e}{2} + t_{lag}$$

sendo

t_e – duração da precipitação efectiva;

t_{lag} – tempo de *lag* da bacia hidrográfica.

O tempo de *lag* é definido como o intervalo de tempo que decorre entre o centro de gravidade do hietograma da precipitação efectiva e a ponta do hidrograma unitário, sendo usualmente adoptado $t_{lag} \approx 0{,}6 t_c$.

4.2.2.1.3.3 Fórmula de Giandotti

$$Q = \frac{\lambda A P}{t_c}$$

sendo

Q – caudal de ponta de cheia (m^3/s);

λ – parâmetro adimensional, função da área da bacia;

A – área da bacia hidrográfica (km^2);

P – precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia (mm);

t_c – tempo de concentração da bacia hidrográfica (h).

Para o parâmetro λ adoptou-se o valor 0,224, proposto por diversos autores para bacias hidrográficas com área inferior a 500 km^2.

Os valores encontrados são apresentados no Quadro 4.6, tendo-se adoptado como caudal de dimensionamento o resultado da aplicação da fórmula racional.

Quadro 4.6 – Caudal de ponta de cheia.

Localização (km)	Bacia	Caudal (m3/s)			
		Racional	SCS	Giandotti	Dimensionamento
4+007	1A	3,48	3,64	7,38	3,48

4.2.3 Passagens Hidráulicas

No âmbito deste projecto consideram-se Passagens Hidráulicas o conjunto das seguintes estruturas:

- Bocas de entrada em aterro ou recipiente;
- Aquedutos circulares ou rectangulares;
- Bocas de saída em aterro, incluindo a estrutura de dissipação de energia em betão e a protecção em enrocamento da linha de água a jusante.

Todas as situações de restabelecimento de linhas de água com passagens hidráulicas correspondem a estruturas existentes constituídas por aquedutos em alvenaria abobadados, aquedutos rectangulares e circulares.

As características das estruturas existentes são apresentadas no Quadro 4.7. Complementarmente devem ser consultados os elementos apresentados no Volume 02 – Cartografia e Topografia.

Quadro 4.7 – Características das passagens hidráulicas existentes

Localização (km)	Ponto	M	P	Cota de soleira	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Descrição
3+800	**montante**	-36212,458	167719,274	64,482	79,16	2,00	2,57	Aqueduto abobadado
	jusante	-36140,219	167689,423	62,755		2,00	2,00	Manilha
4+007	**montante**	-36043,156	167900,661	71,250	34,19	1,20	0,90	Aqueduto rectangular
	jusante	-36015,003	167881,260	70,680		1,00	1,00	Manilha
5+029	**montante**	-35494,860	168741,343	81,116	16,90	4,11	5,66	Aqueduto abobadado **RIO TINTO**
	jusante	-35483,580	168718,791	81,048		4,11	5,75	

5+528	**montante**	-35433,826	169220,150	90,312	25,11	2x1,00	1,30	Aqueduto rectangular de secção dupla
	jusante	-35410,570	269229,955	90,148		2x1,00	1,30	
6+056	**montante**	-35455,659	169756,853	94,336	9,29	2,00	3,00	Aqueduto abobadado **RIO TINTO**
	jusante	-35464,907	169755,989	94,117		2,00	3,17	
6+800	**montante**	-35563.014	170486,136	104,51	33,05	2x2,00	~ 1,00	Aqueduto rectangular de secção dupla
	jusante	-35487.575	170233,564	103,70		**-**	**-**	

As características da **PH ao km 3+800** sofreram alterações desde a fase de Estudo Prévio. A estrutura foi prolongada para jusante com uma manilha de 2,0 m de diâmetro, no seguimento de uma obra de iniciativa camarária que se encontra a decorrer na zona. A secção original abobadada (Fotografia 4.1) encontra-se assim estrangulada para jusante (Fotografia 4.2).



Fotografia 4.1 – PH ao km 3+800 vista de montante



Fotografia 4.2 – PH ao km 3+800 vista de jusante

A **PH ao km 4+007,** só identificada nesta fase do estudo, apresenta uma secção rectangular na entrada (Fotografia 4.3) e a sua saída ocorre numa caixa de visita através de uma secção circular, desconhecendo-se a totalidade da estrutura em causa. Esta linha de água encontra-se canalizada para jusante com uma secção circular de 1,0 m de diâmetro.



Fotografia 4.3 – PH ao km 4+007 vista de montante

Na **Ponte sobre o Rio Tinto – PH ao km 5+029 (**Fotografia 4.4), devido a razões estruturais, a secção existente será reforçada, diminuindo assim a secção útil, e prolongada com recurso a secções rectangulares prolongamento mantém a secção útil da estrutura existente, após o reforço.



Fotografia 4.4 – PH ao km 5+029 – Ponte sobre o Rio Tinto

A **PH ao km 5+528** é constituída actualmente por um aqueduto rectangular de secção dupla (Fotografia 4.5).



Fotografia 4.5 – PH ao km 5+528

A **PH ao km 6+056** é constituída actualmente por um aqueduto abobadado (Fotografia 4.6).



Fotografia 4.6 – PH ao km 6+056

A **PH ao km 6+800** apresenta uma secção rectangular dupla na entrada (Fotografia 4.7). Esta entrada corresponde ao início do entubamento desta linha de água, estando a caixa a jusante da via identificada, bem como a sua cota de soleira, desconhece-se, no entanto, a secção a jusante, bem como a totalidade da estrutura em causa.



Fotografia 4.7 – PH ao km 6+800

4.2.3.1 Dimensionamento hidráulico

As características geométricas e de implantação das passagens hidráulicas são definidas de modo a garantir o restabelecimento das linhas de água sem prejuízo para a plataforma da via-férrea, nomeadamente sem risco de inundação ou galgamento da mesma. Assim, a verificação do funcionamento destas estruturas faz-se calculando a altura de água a montante das mesmas, para o caudal de ponta de cheia das linhas de água a restabelecer. A passagem hidráulica deve ser dimensionada de modo a que a água a montante não ultrapasse um determinado nível a fixar em cada projecto. Neste caso, fixou-se como folga mínima entre o nível de água a montante das passagens hidráulicas e a superstrutura ferroviária o valor de 1,00 m.

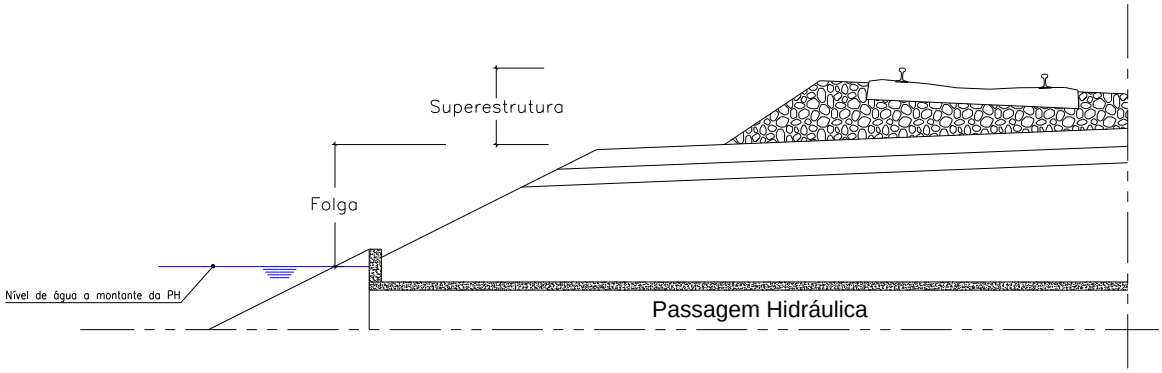


Figura 4.1 – Folga mínima entre o nível de água a montante das passagens hidráulicas e a superstrutura

Para as novas estruturas foram escolhidas secções tipificadas, de acordo com a sua capacidade de vazão.

Para os aquedutos existentes foi averiguado o seu funcionamento hidráulico com as dimensões actuais.

Sempre que a folga mínima estipulada não foi respeitada, optou-se por aumentar a secção dos aquedutos.

4.2.3.1.1 Definição da secção dos aquedutos

Na definição das secções a adoptar admitiu-se que:

- a secção mínima a considerar seria a de um aqueduto circular de diâmetro 1,0 m;

- acima desta dimensão, seriam utilizados diâmetros de 1,2 m e 1,5 m, e, sucessivamente, aquedutos quadrados de 2,0 x 2,0 m^2, 2,5 x 2,5 m^2 e de 3,0 x 3,0 m^2;
- a capacidade de vazão de cada uma das secções tipo foi determinada assumindo que o escoamento é controlado por montante, dando-se em regime crítico na secção de entrada;
- a altura máxima de água no interior do aqueduto é igual a 80% da altura do mesmo.

De acordo com o exposto, a capacidade de vazão dos aquedutos-tipo é apresentada no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Capacidade de vazão nos aquedutos (secções tipo)

Aqueduto Dimensões (m)	Altura de água máxima na secção de entrada (m)	Capacidade de vazão Caudal (m^3/s)
Ø 1,00	0,80	1,94
Ø 1,20	0,96	3,05
Ø 1,50	1,20	5,33
□ 2,00x2,00	1,60	12,68
□ 2,50x2,50	2,00	22,15
□ 3,00x3,00	2,40	34,94

Comparando os caudais de dimensionamento com a capacidade de vazão dos aquedutos-tipo fixou-se, para cada caso, a solução a utilizar.

4.2.3.1.2 Verificação das condições de funcionamento das passagens hidráulicas

O funcionamento das passagens hidráulicas foi verificado admitindo as hipóteses de controlo à entrada e à saída, o que permitiu estimar os níveis máximos a montante e as características do escoamento ao longo das passagens hidráulicas.

Para a verificação do funcionamento das passagens hidráulicas aplicou-se a metodologia proposta em Hydraulic Design of Highway Culverts (Hydraulic Design Séries n.º 5, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001).

4.2.3.1.2.1 Controlo à entrada (montante)

O controlo à entrada ocorre quando o caudal escoado através da passagem hidráulica é limitado pela capacidade de vazão da estrutura de entrada. Neste tipo de controlo, o

escoamento dá-se em regime crítico na secção de entrada, ou próximo desta, e em regime rápido ao longo da passagem hidráulica. A capacidade de vazão é função da altura de água a montante, da geometria da estrutura de entrada e do declive da conduta.

O controlo à entrada pode ser de três tipos:

- entrada livre, quando o escoamento ocorre em superfície livre à entrada da passagem hidráulica;
- entrada afogada, quando a entrada da passagem hidráulica funciona submersa, como um orifício;
- transição, quando o escoamento à entrada da passagem hidráulica está no limite da submersão, funcionando alternadamente como entrada livre e afogada.

O tipo de controlo à entrada é definido com base no parâmetro:

$$TLIM = 1{,}811\frac{Q}{A\,D^{0{,}5}}$$

em que

TLIM – intensidade de descarga (-);

Q – caudal (m^3/s);

A – área da secção transversal da passagem hidráulica (m^2);

D – altura da passagem hidráulica (m).

Se TLIM ≤ 3,5, a entrada é livre e a altura de água a montante da passagem hidráulica pode ser calculada por aplicação de uma das seguintes equações:

$$\frac{h_m}{D} = \frac{H_c}{D} + k\left(1{,}811\frac{Q}{A\,D^{0{,}5}}\right)^M - 0{,}5s^2 \qquad \text{(equação A)}$$

$$\frac{h_m}{D} = k\left(1{,}811\frac{Q}{A\,D^{0{,}5}}\right)^M \qquad \text{(equação B)}$$

onde

h_m – altura de água sobre a soleira de montante da passagem hidráulica (m);

H_c – energia específica crítica (m);

k e M – constantes empíricas (-);

s – declive longitudinal da passagem hidráulica (m/m).

Os valores das constantes empíricas *k* e *M*, bem como a equação a utilizar, dependem do tipo de estrutura de entrada da passagem hidráulica. No **Quadro 4.9** são apresentados os valores recomendados para esses parâmetros.

Se TLIM ≥ 4,0, a entrada é afogada e a altura de água a montante da passagem hidráulica pode ser calculada por aplicação da equação:

$$\frac{h_m}{D} = c\left(1{,}811\frac{Q}{A\,D^{0,5}}\right)^2 + Y - 0{,}5s^2$$

Em que *c* e *Y* são também constantes empíricas dependentes do tipo de estrutura de entrada da passagem hidráulica (**Quadro 4.9**) e as restantes variáveis têm o significado anteriormente referido.

Se 3,5 < TLIM < 4,0, a entrada é de transição e a altura de água a montante da passagem hidráulica deve ser calculada ajustando uma linha de regressão polinomial às equações para entrada livre e para entrada afogada.

4.2.3.1.2.2 Controlo à saída (jusante)

O controlo à saída ocorre quando a capacidade de vazão do aqueduto está condicionada por eventuais "obstáculos" da linha de água a jusante (níveis de água elevados, proximidade de outras linhas de água, obstruções). Assim, a secção de controlo está localizada na extremidade de jusante do aqueduto ou a jusante desta. O escoamento dá-se em regime lento, em pressão, ou ambas as situações, sendo as suas características dependentes da concepção e geometria do aqueduto.

Não sendo possível determinar a altura de água a jusante da passagem hidráulica, esta pode ser estimada com base no seguinte critério:

$$h_j = h_c \qquad (\text{se } h_c \geq D)$$

$$h_j = \frac{h_c + D}{2} \qquad (\text{se } h_c < D)$$

sendo

h_j – altura de água a jusante da passagem hidráulica (m);

h_c – altura de água crítica a jusante da passagem hidráulica (m);

D – altura da passagem hidráulica (m).

Quando o escoamento ocorre em regime lento, é calculada a curva de regolfo no interior da passagem hidráulica e estabelecida a energia específica do escoamento à sua entrada (H_e). A altura de água a montante (h_m) é obtida a partir dessa energia específica, tendo em conta a velocidade do escoamento (V_e) e a perda de carga (ΔH_e) à entrada da passagem hidráulica:

$$h_m = H_e - \frac{V_e^2}{2g} + \Delta H_e$$

A perda de carga na entrada da passagem hidráulica resulta da aplicação da expressão geral:

$$\Delta H = \mu \frac{V^2}{2g}$$

em que

ΔH – perda de carga (m);

Δ – coeficiente de perda de carga (-);

V – velocidade média do escoamento (m/s).

No

Quadro 4.10 são apresentados valores do coeficiente de perda de carga na entrada de passagens hidráulicas.

Quando o escoamento ocorre em pressão, a altura de água a montante da passagem hidráulica é calculada por aplicação do teorema de Bernoulli:

$$h_m + \frac{V_m^2}{2g} + \Delta z = h_j + \frac{V_j^2}{2g} + \Delta H_T$$

onde

h_m – altura de água sobre a soleira de montante da passagem hidráulica (m);

V_m – velocidade do escoamento a montante da passagem hidráulica (m/s);

h_j – altura de água a jusante da passagem hidráulica (m);

V_j – velocidade do escoamento a jusante da passagem hidráulica (m/s);

Δz – diferença entre as cotas das soleiras de montante e de jusante da passagem hidráulica (m);

ΔH_T – perda de carga total na passagem hidráulica (m).

Desprezando os termos cinéticos, geralmente reduzidos, resulta:

$$h_m + \Delta z = h_j + \Delta H_T$$

A perda de carga total na passagem hidráulica corresponde à soma das perdas de carga contínuas e singulares.

A perda de carga contínua pode ser avaliada pela fórmula de Manning-Strickler:

$$\Delta H_C = L \left(\frac{Q}{K\, A\, R^{2/3}} \right)^2$$

em que

ΔH_C – perda de carga contínua (m);

L – comprimento da passagem hidráulica (m);

Q – caudal (m^3/s);

K – coeficiente da fórmula de Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$);

A – área da secção transversal do escoamento (m^2);

R – raio hidráulico da secção transversal do escoamento (m).

As perdas de carga singulares resultam da aplicação da expressão geral anteriormente apresentada para a perda de carga na entrada da passagem hidráulica, considerando diferentes coeficientes de acordo com o apresentado em seguida:

- O coeficiente de perda de carga na entrada das passagens hidráulicas é determinado de acordo com as características da entrada, tal como apresentado no
- **Quadro 4.10.**
- O coeficiente de perda de carga para a saída é considerado igual a 1.

Quadro 4.9 – Dimensionamento de passagens hidráulicas: equações e constantes empíricas

Tipo de PH		Tipo de estrutura de entrada	Equação	k	M	c	Y
Circular	Betão	Muro de cabeceira / bordos verticais	A	0,0098	2,000	0,0398	0,67
		Muro de cabeceira / bordos arredondados	A	0,0078	2,000	0,0292	0,74
		Extremidade saliente / bordos arredondados	A	0,0045	2,000	0,0317	0,69
	Metal corrugado	Muro de cabeceira / bordos verticais	A	0,0340	1,500	0,0553	0,54
		Cortado de acordo com o talude	A	0,0018	2,500	0,0300	0,74
		Extremidade saliente	A	0,0018	2,500	0,0243	0,83
Rectangular	Betão	Muro de cabeceira e muros ala com ângulo de 30 a 70º / bordos verticais	A	0,0260	1,000	0,0385	0,81
		Muro de cabeceira com/sem muros de ala com ângulo de 30 a 70º / bordos verticais	A	0,0610	0,750	0,0400	0,80
		Muro de cabeceira e muros de ala sem inclinação / bordos verticais	A	0,0610	0,750	0,0423	0,82
		Muro de cabeceira com chanfros de 20 mm	B	0,5150	0,667	0,0375	0,79
		Muro de cabeceira / bordos em bisel a 45º	B	0,4950	0,667	0,0314	0,82
	Metal corrugado	Muro de cabeceira / bordos verticais	A	0,0083	2,000	0,0379	0,69
		Muro de cabeceira espesso e extremidade saliente	A	0,0145	1,750	0,0419	0,64
		Muro de cabeceira pouco espesso e extremidade saliente	A	0,0340	1,500	0,4960	0,57
Abobadado	Metal corrugado	Muro de cabeceira / bordos verticais	A	0,0083	2,000	0,0379	0,69
		Cortado de acordo com o talude	A	0,0300	2,000	0,0463	0,75
		Muro de cabeceira pouco espesso e extremidade saliente	A	0,0340	1,500	0,0496	0,57

Quadro 4.10 – Dimensionamento de passagens hidráulicas: coeficiente de perda de carga na entrada

Tipo de PH	Tipo de estrutura de entrada	μ_e
Tubo de betão	Extremidade saliente, chanfrada	0,2
	Extremidade saliente, em aresta viva (90º)	0,5
	Muro de cabeceira ou muro de cabeceira com muros ala: - extremidade chanfrada - extremidade em aresta viva (90º) - extremidade arredondada (raio = 1/12 D)	 0,2 0,5 0,2
	Chanfrado de acordo com o talude	0,7
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com o talude	0,5
	Chanfros a 33,7 ou 45º	0,2
	Entrada com afunilamento	0,2
Tubo ou arco de metal corrugado	Extremidade saliente (sem muro de cabeceira)	0,9
	Muro de cabeceira ou muro de cabeceira com muros ala, em aresta viva (90º)	0,5
	Chanfrado de acordo com o talude	0,7
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com o talude	0,5
	Chanfros a 33,7 ou 45º	0,2
	Entrada com afunilamento	0,2
Quadro de betão	Muro de cabeceira paralelo ao eixo do talude: - três arestas vivas (90º) - três arestas arredondadas (raio = 1/12 D)	 0,5 0,2
	Muros ala com ângulos de desvio entre 30 e 75º: - três arestas vivas (90º) - aresta superior arredondada (raio = 1/12 D) ou chanfrada	 0,4 0,2
	Muros ala com ângulos de desvio entre 10 e 25º, aresta viva (90º) no topo	0,5
	Muros ala paralelos, aresta viva (90º) no topo	0,7
	Entrada com afunilamento	0,2

4.2.3.1.3 Resultados

São apresentados no **Quadro 4.11** os resultados finais da aplicação da metodologia descrita, nomeadamente se o controlo é feito à entrada ou à saída, a altura de água a montante e a folga para a superstrutura.

Resumem-se em seguida as principais conclusões resultantes da análise ao funcionamento das passagens hidráulicas:

- Das 6 estruturas existentes 2 serão mantidas e prolongadas, enquanto que 4 serão substituídas.
- A **PH 3.1**, apesar de não ter capacidade de vazão, será prolongada unicamente para montante com uma secção equivalente à existente – Tomo 01 do Volume 09 – PH´s. Como referido anteriormente, esta secção foi prolongada para jusante com uma secção inferior à existente originando assim a falta de capacidade de vazão da secção conjugada para a cheia centenária. No entanto, devido às condicionantes da zona, nomeadamente a execução da obra camarária em curso, não será possível alterar a estrutura para jusante. A PH foi estudada tendo em conta o estrangulamento da secção existente.

  De acordo com o projecto do prolongamento da PH, a caixa de transição entre a secção existente e a de prolongamento terá uma queda de 0,46 m, enquanto que a secção de prolongamento está definida com uma inclinação de 1,3%. Tendo em conta os levantamentos topográficos efectuados anterior e posteriormente ao prolongamento realizado, se o desnível na caixa de ligação for de 0,46 m, a inclinação do prolongamento será de 3,96% e não de 1,3% como indicado. Se se considerar que a inclinação é de 1,3%, o desnível na caixa terá de ser 1,15 m. Para a presente análise considerou-se a primeira situação (desnível=0,46m e inclinação=3,96%) por ser a mais desfavorável.

  Na **secção original**, sem o prolongamento, para o caudal de dimensionamento, o controlo do escoamento era efectuado à entrada, com a entrada submersa e com uma altura de água a montante de 3,2 m, ou seja, 0,63 m acima do topo da PH.

  Analisou-se o comportamento da **secção de prolongamento isoladamente** e conclui-se que o regime é rápido, que o controlo do escoamento é efectuado na

entrada e que esta se encontra submersa, com uma altura de água a montante de 5,64 m.

Para a análise do comportamento da PH nas condições em que esta se encontra actualmente (**secção original + prolongamento**) foram tidos em conta os resultados da análise da secção de prolongamento isolada.

Concluiu-se que o controlo do escoamento é feito à saída da PH, que a entrada se encontra submersa e que a altura de água a montante é de 6,11 m, ou seja, 3,61 m acima do topo da PH.

Isto implica que a zona inundável para a cheia centenária a montante da PH se situa na cota 70,63 m. Foi assim prevista, no projecto de terraplenagem (subcapítulo 3.4.6), a protecção do talude de aterro com enrocamento até à cota 71,00 m.

- A **PH 4.1** será substituída por um aqueduto novo de 1,0 m de diâmetro. Esta nova secção não tem capacidade de vazão, no entanto, a linha de água encontra-se canalizada para jusante com um diâmetro de 1,0 m, não fazendo assim sentido adoptar um diâmetro superior.

  O facto de a PH se encontrar sob um aterro com uma altura aproximada de 7 metros, e a execução desta obra estar prevista com circulação ferroviária, condiciona a sua substituição peo método de vala aberta. Assim, está prevista a execução de uma nova PH ao lado da existente, recorrendo à tecnologia de perfuração horizontal (dimensionamento subcapítulo 4.4), e a posterior selagem da PH existente com betão.

  Concluiu-se que o controlo do escoamento é feito à entrada da PH, que a entrada se encontra submersa e que a altura de água a montante é de 3,23 m, ou seja, 2,23 m acima do topo da PH.

  Isto implica que a zona inundável para a cheia centenária a montante da PH se situa na cota 74,73 m. Foi assim prevista, no projecto de terraplenagem (subcapítulo 3.4.6), a protecção do talude de aterro com enrocamento até à cota 75,00 m.

  O perfil longitudinal da PH 4.1 é apresentado no desenho nº 48137.PE.04.TDR.00.069.

- A **PH 5.1 – Ponte sobre o Rio Tinto** será prolongada para montante e para jusante com uma secção equivalente à resultante do capeamento da secção existente – Tomo 05 do Volume 06 – Obras de Arte Correntes.

- A **PH 5.2** será substituída por uma secção de 2,5 m x 2,5 m na medida em que a secção existente não apresenta capacidade de vazão – Tomo 02 do Volume 09 - PH´s.
- A **PH 6.1** será substituída por uma secção de 3,0 m x 3,0 m (Tomo 03 do Volume 09 – PH´s), porque o prolongamento do aqueduto abobadado ao km 6+056, sem alteração do seu viés, não permitiria o restabelecimento da linha de água no seu leito actual, colocando a secção de saída do aqueduto muito próxima da margem esquerda do rio. De modo a evitar os problemas de erosão que daí adviriam optou-se por substituir este aqueduto. Será assim implantada uma estrutura de secção rectangular com um viés de aproximadamente 67 gr. Foram ainda consideradas duas valas de desvio de linha de água, vala 6.1 e vala 6.2 (subcapítulo 4.3.4.5), a montante e a jusante da PH respectivamente, para encaminhar a linha de água para a nova implantação da PH.
- A **PH 6.2** será substituída por uma secção de 1,5 m x 2,0 m (Tomo 04 do Volume 09 – PH´s), na medida em que não se conhece a totalidade da estrutura existente. A secção não é tipificada pois foi definida devido aos condicionamentos da canalização da linha de água a jusante.
- No total serão implantados:
    - 1 aqueduto circular com 1,0 m de diâmetro interno;
    - 1 prolongamento de um aqueduto rectangular de secção 2,0 m x 2,5 m (Tomo 01 – Volume 09);
    - 1 prolongamento de um aqueduto rectangular de secção 3,5 m x 4,9 m (Tomo 05 – Volume 06);
    - 1 aqueduto quadrado de secção 2,5 m x 2,5 m (Tomo 02 – Volume 09);
    - 1 aqueduto quadrado de secção 3,0 m x 3,0 m (Tomo 03 – Volume 09);
    - 1 aqueduto rectangular de secção 1,5 m x 2,0 m (Tomo 04 – Volume 09).
- Apenas 3 PHs funcionarão com controlo à saída (PH 3.1, PH 5.1 e PH 6.2). A PH5.1 funciona com um declive baixo, 0,75%, e a PH3.1 e PH6.2 serão implantadas a montante de estruturas já existentes, que condicionam o escoamento, sendo o controlo feito a jusante.
- Relativamente aos níveis de água expectáveis a montante das passagens hidráulicas:

- 4 PHs funcionarão com entrada não submersa. A folga mínima entre o nível de água e a superstrutura verifica-se para a PH 6.2, estimando-se o seu valor em cerca de 1,26 m, pelo que se considera não haver risco para o normal funcionamento da via férrea.
- 2 PHs funcionarão com entrada submersa. A folga mínima verifica-se para a PH 4.1, estimando-se o seu valor em cerca de 4,40 m, pelo que se considera não haver risco para o normal funcionamento da via-férrea. Nestas situações está previsto, como descrito anteriormente, a protecção dos taludes de aterro adjacentes com enrocamento.

Quadro 4.11 – Verificação das condições de funcionamento das passagens hidráulicas

PH	km	Secção				L	i	K	Q	Controlo à entrada			Controlo à saída					Velocidade à saída	Nº de Froude (na secção de saída)	Secção de controlo	Altura de água a montante	Folga para a super-estrutura
		Tipo	B (m)	H (m)	D (m)	(m)	(%)	($m^{1/3}/s$)	(m^3/s)	TLIM (-)	hm/D (-)	hm (m)	hj (m)	ΔHe (m)	(m)	ΔHc (m)	hm (m)	(m/s)	(-)		(m)	(m)
3.1	3+800	R	2,00	2,50	2,50	53	0,51%	75	18,03	4,13	1,47	6,11	5,18*	0,27	0,66	0,27	6,11	-	-	S	6,11	8,81
4.1	4+010	C			1,00	40	2,04%	75	3,48	8,02	3,23	3,23	0,98	0,20	1,00	0,89	2,25	3,91	1,26	E	3,23	4,40
5.1	5+029	R	3,50	4,90	4,90	40	0,75%	75	42,95	2,05	0,79	3,88	3,69	0,13	0,32	0,04	3,88	3,32	0,55	S	3,88	4,97
5.2	5+528	R	2,50	2,50	2,50	40	0,55%	75	16,26	2,98	1,00	2,51	2,06	0,14	0,34	0,09	2,42	4,32	0,96	E	2,51	3,80
6.1	6+056	R	3,00	3,00	3,00	28	0,55%	75	20,82	2,42	0,88	2,63	2,35	0,11	0,27	0,04	2,62	4,59	0,96	E	2,63	2,02
6.2	6+800	R	1,50	2,00	2,00	38	0,74%	75	7,19	3,07	1,02	2,04	2,00	0,12	0,29	0,12	2,25	-	-	S	2,25	1,26

- C – aqueduto circular; R – aqueduto rectangular; E – secção de entrada; S – Secção de saída; (*) valor determinado com base no actual prolongamento para jusante efectuado com um diâmetro de 2,0 m.

4.2.3.2 Dimensionamento estrutural de aquedutos

Neste subcapítulo é feito, exclusivamente, o dimensionamento estrutural dos aquedutos circulares. Os aquedutos rectangulares são alvo de projecto específico apresentado no Volume 06 – Obras de Arte Correntes (Tomo 05 – Ponte Rio Tinto) e no Volume 09 – Passagens Hidráulicas.

Os aquedutos circulares serão constituídos por tubagens em betão, pré-fabricadas, para as quais é necessário verificar a resistência à compressão diametral, de acordo com o Anexo XXIII do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

4.2.3.2.1 Cálculo da resistência à compressão – tubos rígidos

Tratando-se de tubagens rígidas em betão é necessário garantir que as cargas actuantes máximas não são superiores às cargas de rotura à compressão diametral, ou seja:

$$CE \leq RE = R_L K_a / K_s$$

em que:

CE – esforços devidos ao terreno e às sobrecargas rolantes [kN/m];
RE – resistência da tubagem [kN/m];
RL – carga de rotura à compressão diametral, em laboratório [kN/m];
Ka – factor de assentamento que depende do tipo de fundação (1,9 para fundações em solos compactados; 2,3 para fundações em betão simples; 3,4 para fundações em betão armado) [-];
Ks – coeficiente de segurança (1,5).

4.2.3.2.2 Cargas actuantes

As cargas actuantes nas tubagens devido ao peso do terreno foram calculadas considerando uma implantação sob aterro, recorrendo à seguinte expressão:

$$P_s = C_c \gamma H D_{ext}$$

em que:

P_s – carga vertical do solo [kN/m];
C_c – coeficiente de correcção da carga do solo [-].
γ - peso específico do material de aterro [kN/m^3];
H – recobrimento de aterro medida até à geratriz superior da tubagem [m];
D_{ext} – diâmetro exterior da tubagem [m].

No caso de instalação de tubagens sob aterro o valor C_c pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$C_c = \frac{e^{2K_1 tg(\delta) h_0 / D_{ext}} - 1}{2K_1 tg(\delta)(H / D_{ext})} + \frac{H - h_0}{H} e^{2K_1 tg(\delta) h_0 / D_{ext}}$$

sendo:

K_1 – relação entre os esforços horizontais e verticais existentes no material de aterro [-];
δ - ângulo de atrito interno do material do aterro [º];
h_0 – valor obtido pela resolução da equação [m],

$$e^{2K_1 tg(\delta) h_0 / D_{ext}} - 2K_1 tg(\delta) h_0 / D_{ext} = 2K_1 tg(\delta) \lambda \eta + 1$$

em que λ depende das características de fundação, podendo adoptar-se o valor de 0,5, e η é a percentagem do diâmetro da tubagem não embutida na fundação.

No que se refere às sobrecargas rolantes, resultantes do tráfego, estas produzem-se à superfície e são transmitidas à tubagem através de um bolbo de pressão criado no subsolo.

Os esforços actuantes no plano tangente à geratriz superior da tubagem podem ser determinadas assumindo que a distribuição de cargas sobre a via se faz de acordo com o apresentado na **Figura 4.2** e que o coeficiente dinâmico F_d é dado pela seguinte expressão:

$$F_d = 1{,}4 - 0{,}1H$$

em que:

H – recobrimento de aterro medida até à geratriz superior da tubagem [m].

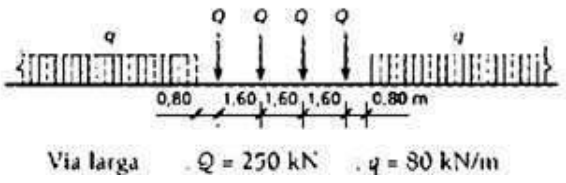


Figura 4.2 – Diagrama de sobrecargas devidas ao tráfego ferroviário.

4.2.3.2.3 Resultados

No **Quadro 4.12** são apresentados os resultados do cálculo descrito nos subcapítulos anteriores.

Quadro 4.12 – Classes de carga e classes de assentamento dos aquedutos

Desi-gnação	Diâmetro interior (m)	Diâmetro exterior (m)	Recobri-mento (m)	Cc	Peso do solo (kN/m)	Sobrecargas rolantes (kN/m) Rodoviária	Fc (Tipo de assenta-mento)	Carga actuante (kN/m)	Carga resis-tente (kN/m)	Classe de resis-tência
PH 4.1	1,00	1,22	2,00	1,35	60,44	34,40	2,3 (B)	95	147	IV

4.2.3.3 Estruturas de dissipação de energia a implantar a jusante dos aquedutos

O cálculo da velocidade à saída dos aquedutos (ver **Quadro 4.17**) permitiu determinar o tipo de dissipação de energia e protecção do canal natural a aplicar a jusante das mesmas.

Assim, para os aquedutos **circulares** foi preconizado um tipo de boca de saída:

- Tipo I – Boca de saída com muros-ala divergentes e tapete de enrocamento, a aplicar para velocidades de escoamento à saída do aqueduto (V) inferiores a 5 m/s.

No caso dos aquedutos de secção **rectangular** a dissipação de energia será feita por tapete de enrocamento a aplicar no seguimento da soleira em betão entre muros ala.

Os **tapetes de enrocamento** a colocar a jusante das bacias de dissipação em betão terão os comprimentos apresentados no **Quadro 4.15**, estimados de acordo com o apresentado no **Quadro 4.13**, no **Quadro 4.14** ou no **Quadro 4.17**.

Quadro 4.13 – Extensão de tapetes de enrocamento a jusante de aquedutos circulares (IT.GEO.004)

Ø do tubo (m)	Velocidade (m/s)		
	<2,5	2,5 a 3,5	3,5 a 4,5
	Extensão (m)		
0,80	2,5	3,0	3,5
1,00	3,0	3,5	4,0
1,20	3,5	4,0	4,5
1,25	3,5	4,0	4,5
1,50	4,0	4,5	5,0

Quadro 4.14 – Extensão de tapetes de enrocamento a jusante de aquedutos rectangulares (IT.GEO.004)

Secção (m^2)	Extensão (m)
2,0x2,0	15
2,5x2,5	20
3,0x3,0	25
3,5x3,5	30

As dimensões do enrocamento e a espessura dos tapetes foram determinadas em função da velocidade do escoamento de acordo com as seguintes expressões:

$$D_{50} = \frac{V^2}{35}$$

$$E = 2{,}4 D_{50}$$

$$\left(\frac{D_0}{D_{50}}\right)^3 \approx 0{,}25$$

$$\left(\frac{D_{100}}{D_{50}}\right)^3 \approx 4$$

sendo

D_{50} – diâmetro característico da pedra (m);

D_0 – diâmetro mínimo da pedra (m);

D_{100} – diâmetro máximo da pedra (m);

V – velocidade do escoamento (m/s);

E – espessura do tapete de enrocamento (m).

Apesar das velocidades encontradas variarem para as diferentes estruturas, optou-se por utilizar sempre o mesmo tipo de enrocamento. O material a utilizar terá dimensões compreendidas entre 200 e 500mm e D_{50} igual a 300mm.

Os pormenores dos tapetes de enrocamento a implantar a jusante dos aquedutos são apresentados no desenho 48137.PE.04.TDR.00.067. A montante dos aquedutos deverão ser implantados tapetes de enrocamento com uma extensão de 5,0 metros e com as características dos tapetes a jusante.

Quadro 4.15 – Extensão dos tapetes de enrocamento

Tapetes de enrocamento		Extensão (m)
PH 3.1	Montante	5
	Jusante	-
PH 4.1	Montante	5
	Jusante	-
PH 5.1	Montante	5
	Jusante	30
PH 5.2	Montante	5
	Jusante	20
PH 6.1	Montante	Vala 6.1
	Jusante	Vala 6.2
PH 6.2	Montante	5
	Jusante	-

Na PH6.1 não foram contemplados tapetes de enrocamento a montante e a jusante, pois estão previstas valas de desvio de linha de água na entrada e saída, com extensões superiores às necessárias para os tapetes de enrocamento.

Não foram consideradas estruturas de dissipação de energia a jusante de aquedutos quando estes se encontram canalizados (PH4.1 e PH6.2), ou no caso em que não existe intervenção (caso da PH3.1 que já se encontra prolongada para jusante).

4.2.3.4 Limpeza de linhas de água

Nas linhas de água em que existe intervenção foi considerada a sua limpeza nas extensões para montante e jusante das PH´s determinadas no **Quadro 4.16**. Na linha de água referente à PH 6.1 não foi contemplada a sua limpeza devido à execução das valas de desvio de linha de água 6.1 e 6.2, a montante e a jusante da PH, respectivamente.

Quadro 4.16 – Limpeza das linhas de água

Limpeza linhas de água		Extensão (m)
PH 3.1	Montante	20
	Jusante	-
PH 4.1	Montante	20
	Jusante	-
PH 5.1	Montante	20
	Jusante	20
PH 5.2	Montante	20
	Jusante	20
PH 6.1	Montante	Vala 6.1
	Jusante	Vala 6.2
PH 6.2	Montante	20
	Jusante	-

4.2.3.5 Quadro geral de passagens hidráulicas

Apresenta-se em seguida o quadro geral das passagens hidráulicas (**Quadro 4.17**) onde são sistematizadas as características das estruturas de drenagem transversal projectadas.

Quadro 4.17 – Quadro geral das Passagens Hidráulicas

Designação			PH 3.1	PH4.1	PH5.1	PH5.2	PH6.1	PH6.2
Bacia drenada nº			1	1A	2	3	4	5
Localização		(km PE)	3+800	4+015	5+029	5+528	6+056	6+800
Secção (m2)	Tipo	un	1	1	1	1	1	1
		forma	R	C	R	R	R	R
	ϕ ou BxH	(m ou m2)	2,0x2,5	1	3,5x4,9	2,5x2,5	3,0x3,0	1,5x2,0
Intervenção preconizada			prolongar a montante	nova/substituição	prolongar	nova/substituição	nova/substituição	nova/substituição
Elementos de implantação	L	(m)	79	37,6 / 4,25	40	40	28	38
	Viés	(gr)						
	I	(m/m)	0,01	0,019 / 0.024	0,01	0,01	0,01	0,01
	Cotas (m)	entrada	64,52	71,50	80,60	90,32	94,20	104,70
		saída	64,25	70,68	80,30	90,10	94,05	104,42
Tubagem	Classe resistente		-	Ver cap. esp. / IV	-	-	-	-
	Tipo assentamento		-	Ver cap. esp. / A	-	-	-	-
Bocas	Entrada	Tipo	Aterro*	Aterro*	Aterro*	Aterro*	Aterro*	Aterro*
		H(m)	-	-	-	-	-	-
	Saída	Tipo	-	-	ver projecto esp.	ver projecto esp.	ver projecto esp.	-
Tapete de enrocamento a jusante	Comprimento	(m)	-	-	30	20	25	-
	D50	(m)	-	-	0,3	0,3	0,3	-
	E	(m)	-	-	0,7	0,7	0,7	-

4.3 Drenagem longitudinal

4.3.1 Considerações gerais

A drenagem longitudinal permite, tal como enunciado no subcapítulo 4.2, a captação e o encaminhamento das águas que acedem à plataforma da via-férrea, provenientes quer das escorrências sobre os taludes e das encostas adjacentes, quer de níveis freáticos elevados.

Esta drenagem será constituída por valetas, canais, drenos e colectores que conduzirão as águas até às passagens hidráulicas enunciadas no subcapítulo 4.2 ou directamente às linhas de água existentes. Quando tal não for possível, e uma vez que se trata de um troço ferroviário inserido maioritariamente em zona urbana, prevê-se que as descargas sejam feitas na rede pública de águas pluviais.

Na concepção geral do sistema de drenagem longitudinal, e de acordo com os desenhos dos perfis transversais tipo apresentados no Volume 00 – Apresentação Geral (nº 48137.PE.00.APG.00.002 e nº 48137.PE.00.APG.00.003), foram adoptados os seguintes princípios gerais:

- Em zona de escavação serão colocadas, nas extremidades da plataforma de via, valetas tipo REFER pois o espaço é condicionado e não permite a utilização de valetas de plataforma triangulares assimétricas em betão. Nos locais em que tenha sido identificada a presença de nível freático elevado serão ainda colocados drenos laterais sob as valetas;
- Em zona de escavação, quando a pendente da via é inferior à pendente mínima admitida para os órgãos de drenagem (i_{min}=0,2%), utilizar-se-á um canal rectangular de altura variável;
- Em zonas de escavação e quando o terreno adjacente inclina para o interior da mesma, serão previstas valas de crista de talude que impedirão a erosão dos taludes e o acesso das águas superficiais à plataforma;
- Nos taludes mais altos, em que são previstas banquetas, serão implantadas valetas de banqueta;
- Na base dos aterros serão previstas, quando a superfície do terreno marginal inclinar para o aterro, valetas de pé de talude que serão revestidas para evitar a erosão da base dos aterros;

- Nos apeadeiros e estações, nas zonas de cais em que o chapéu de chinês é invertido, será implantado um dreno entre vias;
- No caso presente de via quádrupla, em que a plataforma é modelada em chapéu de chinês duplo, será colocado um dreno nos pontos baixos interiores.
- Valetas de plataforma em caminhos paralelos, que recolhem e conduzem a água até aos pontos de descarga;
- Todo o sistema de drenagem longitudinal foi concebido para funcionar por gravidade, evitando o recurso a bombagem e, consequentemente, o aumento de custos iniciais e de manutenção.

Estes princípios serão adaptados às situações particulares existentes em cada área.

4.3.2 Concepção do sistema de drenagem longitudinal

Obedecendo aos princípios enunciados no capítulo anterior, a rede de drenagem longitudinal será constituída pelos seguintes órgãos:

- Valetas de plataforma tipo REFER em betão que, na plataforma de via, recolhem e conduzem a água até aos pontos de descarga; a opção por este tipo de valetas prende-se com condicionamentos ao nível do espaço, que não possibilitam a utilização de valetas de plataforma triangulares assimétricas em betão;

- Canais rectangulares de altura variável, em betão e com tampa que, na plataforma de via recolhem e conduzem a água até ao ponto de descarga, permitindo criar pendentes superiores ou inversas às da plataforma;

- Valetas de pé de talude semicirculares em betão, que colocadas na base inferior dos taludes em aterro, interceptam e impedem a água de promover a erosão na base desses taludes;

- Valetas de crista semicirculares em betão, que colocadas na base superior dos taludes em escavação, interceptam e impedem as águas de escorrer sob o talude;

- Valetas de banqueta semicirculares em betão, utilizadas nas banquetas, que permitem impedir que as águas escorram sob os taludes de aterro ou escavação;

- Descidas de talude, semicirculares em betão, que permitem a descida das águas pelos taludes de escavação ou aterro;

- Drenos em PVC ou equivalente, que colocados sob a plataforma, recolhem a água infiltrada na via balastrada e proporcionam caminhos de escoamento eficazes para as águas subterrâneas;

- Colectores que permitem a recolha de água proveniente de outros órgãos de drenagem e o seu encaminhamento até ao ponto de descarga. Estes colectores serão em betão, com excepção dos longitudinais à via, situados sob valetas ou drenos, que serão em PVC ou PP;

- Caixas de visita e ligação e caixas de ligação, que permitem a junção de diferentes órgãos de drenagem;

- Bocas em aterro, que auxiliam a condução das águas à saída dos colectores que descarregam para o terreno;

- Órgãos de dissipação de energia e de protecção contra a erosão – bacias em betão armado ou em enrocamento – a aplicar sempre que a plataforma da via está em escavação, ou sempre que o valor do caudal e/ou desnível a vencer tem um valor elevado;

- Valetas de plataforma em caminhos paralelos triangulares assimétricas em betão.

Uma vez que se pretende uma uniformização dos materiais a aplicar, definiu-se que os órgãos de drenagem longitudinal teriam sempre a mesma secção ao longo de todo o traçado, sendo as excepções devidamente identificadas. De acordo com o exposto, preconiza-se:

- A execução de valetas de plataforma:
    - tipo REFER;
    - rectangulares (canais) de altura variável e 0,40 m de largura;
    - em caminhos paralelos triangulares assimétricas em betão com 0,60 m de largura e 0,20 m de altura.
- A execução de valetas de pé de talude, de crista e de banqueta, e de descidas de talude semicirculares em betão com 0,40 m de diâmetro;
- A implantação de drenos em PVC ou equivalente com diâmetro DN315. Excepcionalmente, quando os níveis freáticos o justificarem, poderão ser

utilizados diâmetros de DN400 e DN500 (estes casos de drenagem profunda são apresentados no subcapítulo 4.3.3);

- A implantação de colectores longitudinais em PVC ou PP com diâmetros DN400, DN500 e DN630;
- A implantação de colectores em betão com diâmetros de DN300, DN400, DN500 e DN600.

As características geométricas destes órgãos podem ser consultadas nos desenhos de pormenor de drenagem (nº 48137.PE.04.TDR.00.061 a nº 48137.PE.04.TDR.00.070).

Devido ao condicionamento de espaço em certas zonas do traçado, e com o objectivo de compatibilizar o projecto de terraplenagem e drenagem com o projecto de catenária e com as estruturas de contenção, foi necessário afastar os drenos que se localizam sob as valetas. Estes casos encontram-se representados nos perfis transversais (desenhos nº 48137.PE.04.TDR.00.011 a nº 48137.PE.04.TDR.00.058).

Na zona do perfil P043 foi identificada, nas visitas de campo, uma mina de água existente do lado esquerdo da via-férrea. Nesta zona está prevista uma estrutura de contenção que deverá prever a recolha das águas daí provenientes. Foi considerado um colector sob o dreno profundo desde esta zona até ao ponto de descarga.

4.3.3 Drenagem Profunda

No presente estudo, e avaliada a hidrogeologia da área em questão, houve a necessidade de recorrer a soluções de drenagem profunda em dois troços, entre os perfis P033 e P057 e entre os perfis P219 e P250, além das zonas onde será colocado dreno sob as valetas de plataforma para recolher as águas que se possam infiltrar nos taludes de escavação e nos terrenos adjacentes.

O dimensionamento dos drenos consiste, fundamentalmente, na definição da sua profundidade e na capacidade de vazão adequada. Para tal, existem várias formulações que nos permitem, admitindo certos condicionamentos de cálculo, determinar o nível freático na zona sob a plataforma de via, h, entre drenos profundos.

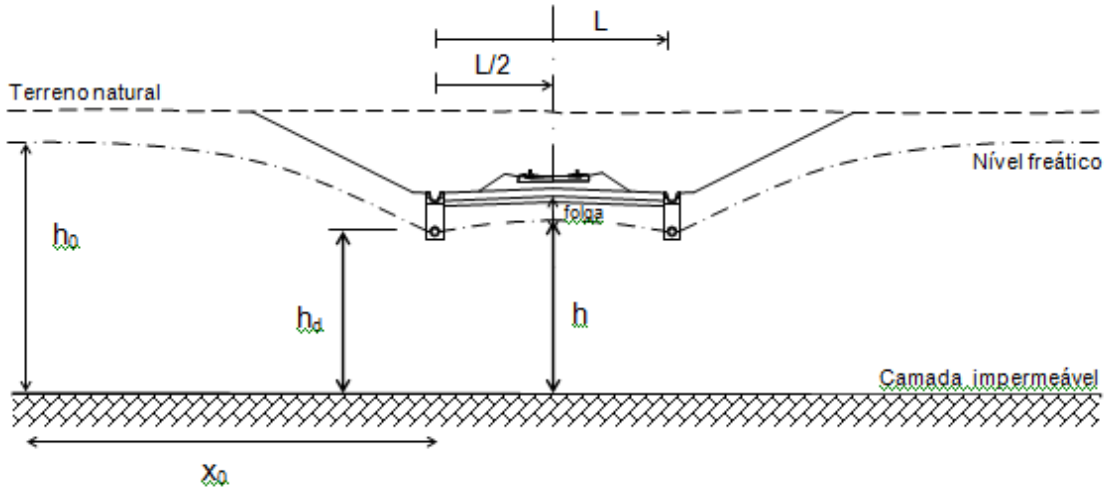


Figura 4.3 – Rebaixamento do nível freático

A partir do desenvolvimento da hipótese de Dupuit pode chegar-se à seguinte expressão, apresentada em LENCASTRE (1996):

$$L^2 = \frac{4K}{j}\left(h^2 - h_d{}^2\right) \Leftrightarrow h^2 = \frac{j}{K}\frac{L^2}{4} + h_d{}^2$$

onde:

h - altura desde a camada impermeável até o limite do nível freático sob a plataforma (m);

h_d - altura desde a camada impermeável até ao nível da água no interior do dreno (m);

L - distância entre drenos (m);

x_0 - distância ao ponto de cálculo em relação ao dreno mais à esquerda (m);

j - intensidade da precipitação (ms^{-1});

K - coeficiente de permeabilidade (ms^{-1}).

Tratando-se de uma via quádrupla foi preconizada a implantação de dois drenos laterais e dois drenos centrais, entre cada via. As cotas de implantação dos mesmos foram definidas de modo a garantir que entre o nível freático e a base do coroamento existe pelo menos uma folga de 0,25 m.

Para determinar os valores de h_0, x_0 e K foram usados os resultados das sondagens mecânicas. Uma vez que não foi encontrada uma camada impermeável, considerou-se que esta estaria situada à profundidade atingida pela sondagem. Quanto ao valor da permeabilidade, K, uma vez que as sondagens indicam a presença de camadas de areia fina a grosseira, foram usados os valores tabelados em QUINTELA (1998) para mistura de areia. Em relação ao valor de j, optou-se por considerar a intensidade da precipitação para um período de retorno de 20 anos, tal como para os restantes órgãos de drenagem longitudinal.

Os valores assumidos para as diferentes zonas de escavação e os resultados dos cálculos efectuados são apresentados no **Quadro 4.18**.

Quadro 4.18 – Valores rebaixamento nível freático nas diferentes zonas de escavação

Perfil e sondagem	Cota do nível freático	Cota do dreno	Diâmetro do dreno	x0	h0	hd	j	K	L	hp	Cota hp	Cota da base do coroamento	Folga
			m	m	m	m	m/s	m/s	m	m	m		m
P43 e S201	87,78	83,49	0,4	10	10	6,11	0,000014	0,00005	8	6,47	0,36	84,25	84,58
	87,78	83,49	0,4	10	10	6,11	0,000014	0,0001	8	6,29	0,18	84,07	84,58
P227 e S9	115,2	109,2	0,5	17	10,5	5	0,000014	0,00005	8	5,43	0,43	110,13	110,33
	115,2	109,2	0,5	17	10,5	5	0,000014	0,0001	8	5,22	0,22	109,92	110,33
P228 e S220	116,38	109,38	0,5	11	12	5,5	0,000014	0,00005	8	5,89	0,39	110,27	110,59
	116,38	109,38	0,5	11	12	5,5	0,000014	0,0001	8	5,70	0,20	110,08	110,59
P234 e S221	118,96	110,44	0,5	10,6	18	9,98	0,000014	0,00005	8	10,20	0,22	111,16	111,58
	118,96	110,44	0,5	10,6	18	9,98	0,000014	0,0001	8	10,09	0,11	111,05	111,58
P237 e S222	117,17	110,59	0,5	14	24	17,92	0,000014	0,00005	8	18,04	0,12	111,21	111,57
	117,17	110,59	0,5	14	24	17,92	0,000014	0,0001	8	17,98	0,06	111,15	111,57

Em relação ao caudal de dimensionamento dos drenos profundos a fórmula utilizada é a que se apresenta em seguida:

$$q = \frac{K}{2x_0}\left(h_0^{\,2} - h_d^{\,2}\right)$$

em que, tal como apresentado na :

h_0 - altura desde a camada impermeável até ao ponto em que se tem o nível freático sem alterações no terreno natural (m);

x_0 - distância entre o ponto em que se tem o nível freático sem alterações no terreno natural e o dreno (m);

K - coeficiente de permeabilidade (ms^{-1});

q - caudal drenado (m^3s^{-1}/m).

Optou-se por utilizar drenos de DN400 cuja capacidade de vazão, para uma inclinação de 1 %, é de 182 l/s, e drenos de DN500 cuja capacidade de vazão, para uma inclinação de 1 %, é de 330 l/s.

São apresentados no **Quadro 4.19** os valores do caudal a drenar e os comprimentos máximos de drenos a implantar sem que seja necessário efectuar quaquer descarga.

Quadro 4.19 – Caudal a drenar e comprimento máximo de drenos

Perfil e sondagem	j m/s	caudal drenado l/s/m	Capacidade de vazão do dreno l/s	Comprimento máximo do dreno m
P43 e S201	0.000018	0,16	182	1162
	0.000018	0,31	182	581
P227 e S9	0.000018	0,13	330	2632
	0.000018	0,25	330	1316
P228 e S220	0.000018	0,26	330	1276
	0.000018	0,52	330	638
P234 e S221	0.000018	0,53	330	624
	0.000018	1,06	330	312
P237 e S222	0.000018	0,46	330	725
	0.000018	0,91	330	363

A formulação de Dupuit tem as seguintes condições de aplicação:

- o escoamento realiza-se apenas na horizontal (isto é, linhas de corrente horizontais e linhas equipotênciais verticais);
- o gradiente hidráulico tem declive idêntico à linha limite do nível freático (este método de cálculo regista resultados bastante bons até um declive de i=10º) e não varia com a profundidade;
- a intensidade de infiltração no solo é uniforme no tempo e no espaço.

4.3.4 Dimensionamento dos órgãos de drenagem longitudinal

4.3.4.1 Drenos, valetas e canais

Para determinar a capacidade de vazão dos drenos, das valetas e dos canais usou-se a fórmula de Manning-Strickler:

$$Q = KSR_h^{2/3} i^{1/2}$$

onde

Q – caudal ($m^3 s^{-1}$);

K – coeficiente da fórmula de Manning-Strickler ($m^{1/3}s^{-1}$);

S – área de escoamento (m^2);

R_h – raio hidráulico (m);

i – inclinação do órgão de drenagem (m/m).

Estabeleceu-se que:

- As valetas de plataforma têm a inclinação da via, excepto quando esta é inferior a 0,2 %, caso em que se usa este valor como mínimo;
- Os drenos têm a inclinação da via, excepto quando esta é inferior a 0,3 %, caso em que terão de ser implantados em contrapendente, utilizando esta inclinação como valor mínimo;
- Os canais rectangulares, usados nos casos em que as valetas de plataforma não conseguem garantir a inclinação mínima ou nos casos em que a drenagem tem de ser colocada em contrapendente, têm uma altura variável de modo a garantirem a inclinação mínima de 0,2 %;
- A altura máxima admissível para o escoamento no interior do dreno é igual a 60 % do seu diâmetro,
- O coeficiente de rugosidade para o betão é 75 $m^{1/3}s^{-1}$;
- O coeficiente de rugosidade para o PVC é 100 $m^{1/3}s^{-1}$.

De acordo com o exposto, a capacidade de vazão máxima destes órgãos de drenagem, para a inclinação mínima, é:

- Valetas tipo REFER em betão……Cvazão ≅ 62,7 l/s
- Canal rectangular em betão de altura variável (para a $h_{mín}$ de 0,20 m)……...Cvazão ≅ 57,8 l/s
- Valetas em caminhos paralelos triangulares assimétricas em betão……Cvazão ≅ 38,0 l/s
- Dreno em PVC, DN315……...Cvazão ≅ 46,3 l/s
- Dreno em PVC, DN400……Cvazão ≅ 99,6 l/s
- Dreno em PVC, DN500……Cvazão ≅ 180,6 l/s
- Valetas semicirculares em betão, Ø 0,40 m……Cvazão ≅ 45,4 l/s

As descidas de talude são dimensionadas sabendo que, sendo estruturas com declive forte, a secção de controlo do escoamento é a montante. O escoamento dá-se em regime crítico na secção de entrada, ou próximo desta, e em regime rápido ao longo da descida de talude. Assim, a capacidade de vazão foi definida como sendo igual ao caudal transportado em regime crítico, obtido de acordo com a seguinte fórmula geral:

$$Q_c = \sqrt{g} A \sqrt{\frac{A}{b}}$$

em que

Q_c – caudal escoado para uma altura de água igual à de regime crítico (m^3/s);

A – área molhada (m^2);

b – largura superficial do escoamento (m).

A capacidade de vazão das valetas de descida de talude semicirculares de diâmetro 0,40 m estimou-se em 78 l/s.

Para determinar o caudal de dimensionamento de cada uma das estruturas atrás apresentadas recorreu-se à fórmula Racional:

$$Q = \frac{CiA}{3{,}6}$$

onde

Q – caudal de ponta (m^3s^{-1});

C – coeficiente de escoamento;

i – intensidade de precipitação (mmh^{-1});

A – área de influência do órgão de drenagem (km^2m^{-1}).

O coeficiente de escoamento considerado foi de 0,80.

A intensidade da precipitação foi calculada recorrendo à curva IDF definida por Brandão et al. (2004) para o posto udográfico de Amarante que, para um período de retorno de 20 anos, é traduzida pela expressão seguinte:

$$i = aD^b$$

onde

i – intensidade da precipitação (mm/h);

D – duração da precipitação considerada igual ao tempo de concentração tc (min);

a e b – parâmetros dependentes do período de retorno - **Quadro 4.20**.

Quadro 4.20 – Parâmetros das curvas IDF para o posto udográfico de Amarante

Posto	T (anos)	Intervalos de validade dos parâmetros a e b					
		5-30min		30min-6h		6-48h	
		a	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*
Amarante	20	317,65	-0,531	567,93	-0,700	301,29	-0,590

O tempo de concentração, t_c, é calculado através do somatório de duas parcelas:

- tempo de entrada, correspondente ao percurso da água pluvial no terreno até chegar ao órgão de drenagem;
- tempo de percurso, ao longo do órgão de drenagem.

Deste modo adoptaram-se os valores de 10 minutos para valetas e canais e 20 minutos para os drenos.

Da análise dos perfis transversais resulta que:

- A largura média a drenar por cada órgão de plataforma é de 10,0 m, pelo que a área de influência destas estruturas é de 10,0 m^2/m.

De acordo com o exposto, os comprimentos máximos dos diferentes órgãos de drenagem são:

- Valetas tipo REFER em betão…….Lmáx ≅ 310 m
- Canal rectangular em betão de altura variável……..Lmáx ≅ 278 m
- Valetas em Caminho Paralelos triangulares em betão…….Lmáx ≅ 183 m
- Dreno em PVC, DN300……Lmáx ≅ 322 m
- Dreno em PVC, DN400……Lmáx ≅ 693 m
- Dreno em PVC, DN500 ……..……...Lmáx ≅ 1256 m
- Valetas semicirculares em betão, Ø 0,40 m ..……...Lmáx ≅ 218 m

Os diferentes órgãos de drenagem foram implantados de acordo com as restrições de comprimento apresentadas.

As características geométricas destes órgãos podem ser consultadas nos desenhos de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.061 e nº 48137.PE.04.TDR.00.070.

4.3.4.2 Colectores

4.3.4.2.1 Dimensionamento hidráulico

Os colectores são dimensionados para o caudal que a eles chega, a partir dos órgãos de drenagem da plataforma, utilizando a fórmula de Manning-Strickler, já apresentada.

Para os colectores em betão e em PVC ou PP, o valor considerado para o coeficiente rugosidade de Manning foi $K=75m^{1/3}/s$ e $K=100m^{1/3}/s$, respectivamente.

Admite-se que a altura do escoamento corresponda a 80% do diâmetro do colector, permitindo a estabilidade do escoamento no seu interior.

Podem distinguir-se três tipos de colectores de acordo com a sua função e com o seu alinhamento em relação à directriz da via. Assim, encontram-se projectados:

- Colectores longitudinais em PVC ou PP, a implantar sob os órgãos de drenagem da plataforma, paralelamente à via;
- Colectores transversais em betão, a implantar sob a via férrea;
- Colectores de evacuação em betão, que conduzem a água desde a via até às linhas de água existentes.

Os colectores situados sob valetas ou drenos apresentam a inclinação destes órgãos, excepto quando esta é inferior a 0,5 %, caso em que se usa este valor como mínimo. Estes encontram-se representados nos perfis transversais de projecto onde é possível inferir as suas características geométricas e de implantação. São utilizados diâmetros de DN400, DN500 e DN630.

Os colectores transversais e de evacuação são implantados com inclinação constante em planta e perfil, de acordo com as cotas apresentadas no **Quadro 4.21**. São utilizados diâmetros de DN300, DN400, DN500, DN600 e DN800.

Os colectores col.2.01 a col.2.05 deverão ser em betão e são uma reposição de colectores existentes na zona das linhas de topo da Estação de Contumil, que irão ser demolidos devido ao alargamento da plataforma ferroviária. Como tal, e apesar de estarem contemplados neste projecto, estes colectores não fazem parte do sistema de drenagem do troço Contumil – Ermesinde, pelo que não são apresentados os caudais a eles afluentes. As cotas de implantação destes colectores e a localização das respectivas caixas de visita deverão ser confirmadas em fase de obra.

Ainda no **Quadro 4.21** podem ser consultadas as capacidades de vazão e a estimativa do caudal que aflui a estes colectores.

Quadro 4.21 – Características de implantação dos colectores transversais e de evacuação

Designação	Diâmetro (m)	Cota de entrada (m)	Cota de saída (m)	Comprim. (m)	Inclinação (%)	Capacidade de vazão (l/s)	Caudal afluente (l/s)
Col.2.01a	0,3	87,5	87,34	5	2,00%	86,89	7
Col.2.01	0,3	86,76	86,67	18	0,50%	86,89	-
Col.2.02	0,3	86,82	86,76	12	0,50%	86,89	-
Col.2.03	0,3	86,94	86,82	24	0,50%	86,89	-
Col.2.04	0,3	87,04	86,94	19	0,50%	86,89	-
Col.2.05	0,3	87,14	87,04	19	0,50%	86,89	-
Col.3.01	0,5	79,50	79,40	5	2,00%	508,92	211,2
Col.3.02	0,5	79,40	79,24	8	2,00%	508,92	425,4
Col.3.03	0,6	79,14	79,02	6	2,00%	827,56	639,6
Col.3.04	0,6	78,50	78,18	8	4,00%	1170,34	1020,6
Col.3.06	0,3	70,70	70,56	7	2,00%	130,33	112
Col.3.07	0,3	78,00	77,83	8,5	2,00%	130,33	10,4
Col.3.08	0,3	78,00	77,83	8,5	2,00%	130,33	10,4
Col.3.09	0,3	69,20	69,10	4	2,50%	130,33	24
Col.3.10	0,3	77,60	77,44	8	2,00%	130,33	3
Col.3.11	0,3	77,44	77,26	9	2,00%	130,33	6
Col.3.12	0,3	77,40	77,24	8	2,00%	130,33	12
Col.3.13	0,3	77,24	77,06	9	2,00%	130,33	24
Col.4.01	0,4	76,40	76,24	8	2,00%	280,69	136
Col.4.02	0,4	77,70	77,58	6	2,00%	280,69	113
Col.4.03	0,4	77,86	77,70	8	2,00%	280,69	39
Col.4.04	0,4	78,00	77,90	5	2,00%	280,69	14
Col.4.05	0,4	78,35	78,08	18	2,00%	280,69	23
Col.4.07	0,3	83,28	83,20	8	1,00%	92,16	32
Col.4.08	0,3	83,33	83,28	5	1,00%	92,16	14
Col.4.11	0,3	85,70	85,69	2	0,50%	65,17	43
Col.4.12	0,3	85,70	85,69	2	0,50%	65,17	43
Col.4.15	0,4	86,91	86,88	5	0,50%	140,34	10,4

Designação	Diâmetro (m)	Cota de entrada (m)	Cota de saída (m)	Comprim. (m)	Inclinação (%)	Capacidade de vazão (l/s)	Caudal afluente (l/s)
Col.4.16	0,4	86,88	86,82	12	0,50%	140,34	38,45
Col.4.17	0,4	86,82	86,79	6	0,50%	140,34	66,5
Col.4.18	0,4	86,63	86,43	10	2,00%	280,69	72,74
Col.4.19	0,4	86,40	86,32	4	2,00%	280,69	72,74
Col.5.01	0,4	82,40	81,68	24	3,00%	343,77	313,84
Col.5.02	0,4	87,30	87,20	10	1,00%	198,48	166,14
Col.5.03	0,4	87,48	87,40	8	1,00%	198,48	102,85
Col.5.04	0,4	87,64	87,60	4	1,00%	198,48	88,33
Col.5.05	0,4	87,60	87,25	35	1,00%	198,48	147,7
Col.5.06	0,4	88,00	87,85	15	1,00%	198,48	147,7
Col.5.07	0,4	90,20	90,16	4	1,00%	198,48	39,56
Col.5.08	0,4	95,50	95,41	9	1,00%	198,48	60,4
Col.5.09	0,4	95,80	95,71	9	1,00%	198,48	30,2
Col.5.10	0,4	96,80	96,69	11	1,00%	198,48	65,94
Col.6.01	0,4	97,20	97,13	7	1,00%	198,48	98,7
Col.6.02	0,4	97,05	97,00	5	1,00%	198,48	197,4
Col.6.03	0,6	96,90	96,65	50	0,50%	413,78	391,1
Col.6.04	0,4	97,40	97,28	6	2,00%	280,69	227,9
Col.6.05	0,3	106,05	106,00	5	1,00%	92,16	12
Col.6.06	0,3	105,88	105,75	13	1,00%	92,16	30,7
Col.6.07	0,3	105,65	105,58	7	1,00%	92,16	49,4
Col.6.09	0,8	105,17	104,92	25	1,00%	1260	1044
Col.6.10	0,6	105,29	105,17	6	2,00%	827,56	783
Col.6.11	0,6	105,38	105,29	9	1,00%	585	522
Col.6.12	0,6	107,12	107,00	6	2,00%	827,56	261
Col.7.01	0,6	106,00	105,90	5	2,00%	827,56	261
Col.7.02	0,6	105,90	105,74	8	2,00%	827,56	522
Col.7.03	0,6	105,74	105,62	6	2,00%	827,56	783
Col.7.04	0,6	105,60	104,55	35	3,00%	1014	1044
Col.7.05	0,6	104,55	103,65	30	3,00%	1014	1044
Col.7.06	0,6	103,65	103,35	10	3,00%	1014	1044
Col.7.07	0,3	103,50	103,44	6	1,00%	92,16	51,13
Col.7.08	0,3	103,40	103,33	7	1,00%	92,16	71,77
Col.7.09	0,3	103,40	103,34	6	1,00%	92,16	5,82
Col.7.10	0,3	100,55	100,40	10	1,50%	112,87	98,23

4.3.4.2.2 Dimensionamento estrutural

Foi verificada a resistência à compressão diametral dos colectores transversais e de evacuação tal como apresentado no subcapítulo 4.2.3.2, onde se fez o mesmo cálculo

para os aquedutos das passagens hidráulicas. Tratando-se de tubos em betão o procedimento é o apresentado em seguida.

4.3.4.2.2.1 Cálculo da resistência à compressão – tubos rígidos

Tratando-se de tubagens rígidas em betão é necessário garantir que as cargas actuantes máximas não são superiores às cargas de rotura à compressão diametral, ou seja:

$$CE \leq RE = R_L K_a / K_s$$

em que:

CE – esforços devidos ao terreno e às sobrecargas rolantes [kN/m];
RE – resistência da tubagem [kN/m];
RL – carga de rotura à compressão diametral, em laboratório [kN/m];
Ka – factor de assentamento que depende do tipo de fundação (1,9 para fundações em solos compactados; 2,3 para fundações em betão simples; 3,4 para fundações em betão armado) [-];
Ks – coeficiente de segurança (1,5).

4.3.4.2.2.1.1 Cargas actuantes

As cargas actuantes nas tubagens devido ao peso do terreno foram calculadas considerando uma implantação em vala, recorrendo à seguinte expressão:

$$P_s = C_d.\gamma.H.B$$

em que:

P_s – carga vertical do solo [kN/m];

C_d – coeficiente de correcção da carga do solo [-];

γ – peso específico do material de aterro [kN/m^3];

H – recobrimento de aterro medida até à geratriz superior da tubagem [m];

B – largura da vala de implantação da tubagem [m].

No caso de instalação de tubagens em vala o valor C_d pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$C_d = \frac{1 - e^{-2.K_1.tg(\delta').H/B}}{2.K_1.tg(\delta').(H/B)}$$

sendo:

K1 – relação entre os esforços horizontais e verticais existentes no material de aterro [-];

δ' – ângulo de atrito entre o solo e as paredes da vala [º].

No que se refere às sobrecargas rolantes, estas foram determinadas tal como apresentado no subcapítulo 4.2.3.2, no cálculo estrutural dos aquedutos circulares das passagens hidráulicas.

4.3.4.2.2.1.2 Resultados

Os resultados obtidos são apresentados no **Quadro 4.22**.

Quadro 4.22 – Classes de carga e classes de assentamento dos colectores transversais e de evacuação

Designação	Diâmetro interior (m)	Classe de assentamento	Classe de resistência
Col.2.01a	0,3	B	IV
Col.2.01	0,3	A	IV
Col.2.02	0,3	A	IV
Col.2.03	0,3	A	IV
Col.2.04	0,3	A	IV
Col.2.05	0,3	A	IV
Col.3.01	0,5	B	IV
Col.3.02	0,5	B	IV
Col.3.03	0,6	B	IV
Col.3.04	0,6	A	IV
Col.3.06	0,3	A	IV
Col.3.07	0,3	B	IV
Col.3.08	0,3	B	IV
Col.3.09	0,3	A	IV
Col.3.10	0,3	B	IV
Col.3.11	0,3	B	IV
Col.3.12	0,3	B	IV
Col.3.13	0,3	B	IV
Col.4.01	0,4	A	IV
Col.4.02	0,4	B	IV
Col.4.03	0,4	B	IV
Col.4.04	0,4	B	IV
Col.4.05	0,4	A	IV
Col.4.07	0,3	B	IV
Col.4.08	0,3	B	IV

Designação	Diâmetro interior (m)	Classe de assentamento	Classe de resistência
Col.4.11	0,3	A	IV
Col.4.12	0,3	A	IV
Col.4.15	0,4	B	IV
Col.4.16	0,4	B	IV
Col.4.17	0,4	B	IV
Col.4.18	0,4	A	IV
Col.4.19	0,4	A	IV
Col.5.01	0,4	B - Ref.	IV
Col.5.02	0,4	B	IV
Col.5.03	0,4	B	IV
Col.5.04	0,4	B	IV
Col.5.05	0,4	A	IV
Col.5.06	0,4	A	IV
Col.5.07	0,4	B	IV
Col.5.08	0,4	B	IV
Col.5.09	0,4	B	IV
Col.5.10	0,4	A	IV
Col.6.01	0,4	B	IV
Col.6.02	0,4	B	IV
Col.6.03	0,6	A	IV
Col.6.04	0,4	A	IV
Col.6.05	0,3	B	IV
Col.6.06	0,3	B	IV
Col.6.07	0,3	B	IV
Col.6.09	0,8	A	IV
Col.6.10	0,6	B	IV

Designação	Diâmetro interior (m)	Classe de assentamento	Classe de resistência
Col.6.11	0,6	B	IV
Col.6.12	0,6	B	IV
Col.7.01	0,6	B	IV
Col.7.02	0,6	B	IV
Col.7.03	0,6	B	IV
Col.7.04	0,6	A	IV
Col.7.05	0,6	A	IV
Col.7.06	0,6	A	IV
Col.7.07	0,3	B	IV
Col.7.08	0,3	B	IV
Col.7.09	0,3	B	IV
Col.7.10	0,3	B	IV

4.3.4.3 Caixas de visita ou de ligação

Neste projecto podem distinguir-se seis tipos de caixas de visita ou de ligação:

- **Caixas de ligação entre valetas de banqueta, crista, descidas de talude e pé de talude** – caixas rectangulares que permitem a transição das águas entre órgãos superficiais de secções do mesmo tipo, por exemplo entre valetas semicirculares - desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.061.
- **Caixas de ligação entre valetas de plataforma e valetas de crista e/ou valetas de pé de talude** – caixas rectangulares que permitem a transição das águas entre órgãos superficiais de diferentes secções - desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.070.
- **Caixas de visita e ligação para diâmetros menores ou iguais a 0,60m** – caixas de betão circulares, com tampa circular fechada em ferro fundido dúctil, que além de mudanças de direcção e ligação entre drenos e colectores com diâmetros iguais ou inferiores a 0,60m, permitem ainda o acesso para manutenção às estruturas enterradas. Estas caixas devem ser colocadas com um afastamento máximo de 60 m - desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.065.
- **Caixas de visita e ligação para diâmetros menores ou iguais a 0,60m, com tampa sumidoura** – caixas de betão circulares, com tampa circular aberta em ferro fundido dúctil, que permitem a transição das águas entre valetas e colectores com diâmetros inferiores ou iguais a 0,60 m - desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.065.
- **Caixas de visita e ligação para diâmetros superiores a 0,60m** – caixas de betão rectangulares, com tampa circular fechada em ferro fundido dúctil, que além de mudanças de direcção e ligação entre drenos e colectores com diâmetros superiores a 0,60m, permitem ainda o acesso para manutenção às estruturas enterradas. Estas caixas devem ser colocadas com um afastamento máximo de 60 m - desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.066.
- **Caixas de recepção, ligação entre valetas e colectores** – caixas de betão rectangulares, com tampa sumidoura constituída por vigas de betão, que permitem a ligação entre valetas de diferentes tipos, canais e colectores. Estas caixas devem ser colocadas com um afastamento máximo de 60 m - desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.065.

4.3.4.4 Dissipadores de energia

Foram projetadas estruturas de dissipação de energia, em betão e em enrocamento, a colocar a jusante de alguns órgãos de drenagem longitudinal, nomeadamente:

- valetas de descida de talude que entregam a valetas de plataforma e de banqueta;
- valetas de crista;
- valetas de pé de talude.

As características dos dissipadores de energia devem ser consultadas no desenho de pormenor nº 48137.PE.04.TDR.00.062.

4.3.4.5 Valas

As valas foram dimensionadas recorrendo à fórmula de Manning-Strickler:

$$Q = KSR_h^{2/3} i^{1/2}$$

onde

Q – caudal (m^3s^{-1});

K – coeficiente da fórmula de Manning-Strickler ($m^{1/3}s^{-1}$);

S – área de escoamento (m^2);

R_h – raio hidráulico (m);

i – inclinação da vala (m/m).

Estabeleceu-se que:

- As valas a implantar são em enrocamento;
- Para velocidades de escoamento superiores a 3,5 m/s o revestimento é feito com colchão Reno;
- Os taludes das valas têm uma inclinação de 1/1,5 (V/H);
- O coeficiente de rugosidade para o enrocamento e o colchão Reno é 50 $m^{1/3}s^{-1}$.

No **Quadro 4.23** são apresentadas as características das valas. As valas 6.1 e 6.2 são valas de desvio de linhas de água pois correspondem ao encaminhamento da linha de água da bacia 4 para a nova localização e viés da passagem hidráulica respectiva (PH6.1).

Os pormenores das valas são apresentados no desenho 40670.PE.04.TDR.00.069.

Quadro 4.23 – Dimensionamento e características das valas

Vala nº			3.1	6.1	6.2
Bacia nº			-	4	4
Caudal a drenar		**(m3/s)**	1,02	20,82	20,82
Rasto	**R**	**(m)**	0,5	3	3
Altura mínima	**Hm**	**(m)**	0,3	1,5	1,5
Inclinação dos taludes	**(V/H)**		1/1,5	1/1,5	1/1,5
Declive mínimo	**i_{min}**	**(%)**	7,7	0,5	0,5
Capacidade de vazão	**(para i_{min})**	**(m^3/s)**	1,55	33,92	33,92
Velocidade		**(m/s)**	5,5	4,31	4,59*
Material de revestimento			colchão RENO	colchão RENO	colchão RENO
	D50	**(m)**	0,11	0,11	0,11
	D0-D100	**(mm)**	70-150	70-150	70-150
	Espessura	**(m)**	0,17	0,17	0,17

(*) velocidade à saída da PH6.1

4.3.4.6 Charco para anfíbios

Na fase de Estudo Prévio foi detectada, no Estudo de Impacte Ambiental, a existência de um charco com presença de sapos parteiros na zona do perfil P148 (km 5+435) do lado esquerdo da via. Este charco (**Fotografia 4.8**) situa-se actualmente numa derivação para rega de uma linha de água que se encontra desactivada. No entanto, para compensar a destruição do actual charco pelo alargamento do aterro existente, foi necessário prever um novo. Como tal, foi dimensionado um charco para anfíbios em enrocamento, junto da linha de água mais próxima (PH5.2), com dimensões semelhantes às actuais e do mesmo lado da via.

Os pormenores e características do charco são apresentados no desenho 48137.PE.04.TDR.00.070. O material a utilizar terá dimensões compreendidas entre 150 e 400mm e D_{50} igual a 250mm.



Fotografia 4.8 – Charco de anfíbios existente

4.4 Execução da PH ao km 4+010

4.4.1 Condicionamentos

4.4.1.1 Condicionamento de exploração ferroviária

Na conceção e dimensionamento da solução para execução da nova PH ao km 4+015, face à necessidade de se manter a circulação ferroviária sem grandes perturbações, procurou-se minimizar o risco de aparecimento de defeitos de nivelamento na superestrutura de via. Assim, procurou-se limitar a deflexão expectável em serviço da tubagem metálica, tendo por base as tolerâncias de alerta estabelecidas na GR.IT.VIA.018 para decisão sobre ações de manutenção, em particular os limites para "nivelamento longitudinal D1".

A velocidade de projeto máxima considerada para este troço é de 120 km/h. Assim, limitou-se o assentamento diferencial (entre a PH e o aterro de aproximação) a 15 mm.

4.4.1.2 Condicionamentos geológico-geotécnicos

Tendo por base a caracterização geotécnica definida no subcapítulo 3.4.2.1.3, para a zona de implantação da PH, adotaram-se os seguintes parâmetros para os cálculos de dimensionamento efetuados.

Quadro 4.24 – Parâmetros de cálculo adotados para o dimensionamento estrutural da tubagem da nova PH

PH	Ø'k	E'k (MPa)
4+015	30	20

4.4.2 Conceção da solução para execução da PH ao km 4+015

4.4.2.1 Generalidades

Para a materialização da nova Passagem Hidráulica ao km 4+015, tendo em consideração os condicionalismos apresentados no capítulo anterior, propõe-se a execução de um atravessamento sob a linha férrea, recorrendo à tecnologia de perfuração horizontal "TAB – Thrust Auger Boring", para posterior instalação de uma conduta em PEAD DN 1100 mm.

Este tipo de tecnologia de perfuração, semelhante à execução de uma estaca horizontal de trado contínuo, recorre a trados mecânicos do tipo sem-fim para cravação de tubos de aço soldados topo a topo, com auxílio de uma reação hidráulica. A perfuração é feita por ação de rotação da cabeça de corte acoplada a um sistema de trados contínuos (sem-fins) que transportam o material até ao exterior. À medida que o terreno é desmontado por rotação, verifica-se a progressão do conjunto, através da ação dos macacos hidráulicos que impulsionam os tubos à medida que vão sendo cravados no terreno. Com ação de rotação, o terreno desmontado na frente de escavação é transportado até ao poço de ataque e retirado através de ação da máquina escavadora. No final do curso do bastidor, é acoplado novo troço de tubagem e realizada a respetiva soldadura topo-a-topo. No interior dessa tubagem é previamente colocado e acoplado ao troço contíguo de sem-fins.

Na figura seguinte apresenta-se um esquema ilustrativo deste método, o qual é descrito de forma sucinta no subcapítulo seguinte.



Figura 4.4 - Esquema ilustrativo do método de perfuração horizontal TAB (Thrust Auger Boring)

4.4.2.2 Faseamento

Para a materialização da nova PH ao km 4+015 propõe-se o seguinte encadeamento de tarefas:

1. Sinalização temporária dos trabalhos, execução das instalações fixas dos equipamentos de segurança, de acordo com o estipulado na IET77 e proteção da via-férrea;

2. Abertura de poço de ataque junto à boca de entrada, com dimensões em planta aproximadas de 11 x 3 m2, e colocação da perfuradora dentro do mesmo, devidamente apoiada numa estrutura de reação dimensionada para o efeito (p.ex. painel em chapa metálica de duas faces);

3. Posicionamento do tubo de encamisamento em aço à frente do equipamento de perfuração, dentro do qual trabalharão os trados e nos quais está acoplada ferramenta de corte que, por rotação, promoverá o corte e desagregação do maciço a atravessar;

4. Remoção da frente de escavação e do interior do tubo de encamisamento dos terrenos provenientes da perfuração, por rotação dos trados;

5. Remoção dos produtos de escavação do interior do poço de ataque com recurso a uma escavadora, e encaminhamento a destino final;

6. Acionamento do equipamento de perfuração por uma unidade hidráulica, que lhe fornecerá a rotação e força necessários, sendo controlada do interior do poço por um operador através dos respetivos comandos. Com este mecanismo, os tubos de encamisamento estarão sempre em carga, provocando o avanço sucessivo destes em simultâneo com a perfuração, mantendo-se assim a perfuração segura contra um eventual colapso;

7. Quando da colocação de um novo tubo de encamisamento, este será solidarizado ao anterior por soldadura topo-a-topo;

8. Repetição deste procedimento até ao final do atravessamento do aterro ferroviário;

9. Execução do troço inicial do tubo de encamisamento, no interior do poço de ataque;

10. Concluída a cravação, será colocada pelo interior do tubo de encamisamento a tubagem de serviço em PEAD, procedendo-se posteriormente ao preenchimento do espaço interanelar com calda de cimento ou microbetão;

11. Desativação e reaterro do poço de ataque, execução das bocas de entrada e saída da PH e respetivos tapetes de enrocamento;

12. Desativação do aqueduto existente, por selagem da sua secção transversal;

13. Execução dos trabalhos de terraplenagem para alargamento do aterro ferroviário.

4.4.2.3 Materiais

No âmbito da execução da nova Passagem Hidráulica ao km 4+015, prevê-se a adoção dos seguintes materiais:

- Tubos de encamisamento:
  - Aço ST37-2 (S235 JR) com diâmetro Ø1200 e espessura de parede mínima de 12 mm;
  - As soldaduras deverão ser executadas e inspecionadas de acordo com o exposto na NP EN 1090-2:2018. Todas as soldaduras em obra e em oficina deverão ser objeto de inspeção visual para deteção de eventuais imperfeições de superfície de acordo com as recomendações da EN 970. Os

limites para as imperfeições das soldaduras testadas deverão satisfazer o nível de qualidade D indicado na EN ISO 5817;

- Tubagem definitiva (relining):
  - Tubos de PEAD PE-100 (MRS 10) PN7.7 DN 1100;
- Boca de entrada:
  - NP EN 206-1; C25/30; XC2(P); Cl0.4; Dmáx20; S3
  - Aço A500 NR (fyk > 500 MPa)
- Tapete de Enrocamento a Montante;
- Calda de cimento:
  - Razão A/C máxima: 0.45
  - Resistência à compressão simples (7 dias): 15 MPa
  - Resistência à compressão simples (28 dias): 25 MPa
  - Cimento: CEM I 42.5 R
  - Dmáx areia (se necessário): 1.2 mm
- Microbetão:
  - Granulometria: 0 – 4 mm;
  - Fluidez (NP EN 206-1): S4 ou S5;
  - Resistência à compressão simples (7 dias): 15 MPa
  - Resistência à compressão simples (28 dias): 25 MPa

4.4.3 Verificações de segurança para execução da PH ao km 4+015

4.4.3.1 Considerações gerais

No presente capítulo pretende-se apresentar o dimensionamento estrutural da tubagem de encamisamento da nova PH ao km 4+015 referindo, nomeadamente, a metodologia de cálculo adotada, as simplificações assumidas e os resultados das verificações de segurança realizadas. Importa destacar que será a tubagem em aço a suportar as cargas dos terrenos envolventes e da própria sobrecarga ferroviária, servindo a tubagem definitiva em PEAD como proteção contra a corrosão e como forma de assegurar uma maior rugosidade na superfície final ao atravessamento.

As verificações de segurança estrutural da tubagem em aço foram efetuadas de acordo com as recomendações da American Lifelines Alliance (“Guideline for the Design of Buried Steel Pipe”), tendo sido assumidas as seguintes simplificações de dimensionamento:

- Admitida uma sobrecarga ferroviária assimilada a uma carga uniformemente distribuída com o valor de 50 kN/m2 ao longo de uma faixa com 3 m de largura (modelo de carga SW/2);
- No âmbito do presente estudo, procedeu-se à majoração das sobrecargas permanentes (peso próprio do aterro) em 35% e das sobrecargas variáveis (sobrecarga ferroviária) em 50%;
- Limitada a deflexão vertical em serviço na tubagem a 2% do seu diâmetro externo. Cumulativamente, procurou-se garantir que o assentamento expectável ao nível da superestrutura de via-férrea não excede os 15 mm (tolerância de alerta estabelecida na GR.IT.VIA.018 para “nivelamento longitudinal D1”).

4.4.3.2 Ações

Os elementos dimensionados irão estar submetidos aos impulsos provocados pelo peso do aterro que recobre a tubagem e aos acréscimos de tensão resultantes da sobrecarga ferroviária.

No que se refere à quantificação do peso de terras, considerou-se uma altura de recobrimento máxima de 7,5 m e admitiu-se um peso volúmico de 19 kN/m3.

Relativamente aos acréscimos de tensão resultantes da ação da sobrecarga ferroviária, os mesmos foram estimados recorrendo à solução da teoria da elasticidade correspondente a um meio semi-indefinido, elástico e homogéneo, carregado à superfície por uma pressão uniforme sobre uma faixa de 3,0 m de largura e de comprimento infinito.

4.4.3.3 Modelo estrutural

A metodologia de cálculo adotada para o dimensionamento estrutural dos tubos de aço baseia-se no princípio de que, sob ação de cargas externas, as tubagens (flexíveis) se deformam, adquirindo uma geometria aproximadamente elíptica, isto é, ovalizam – ver figura seguinte. A secção adotada deverá, assim, possuir uma rigidez à flexão tal que: i) não ocorra flambagem; ii) não seja excedida a tensão limite do aço; iii) a deflexão máxima esteja dentro dos limites fixados para o projeto.

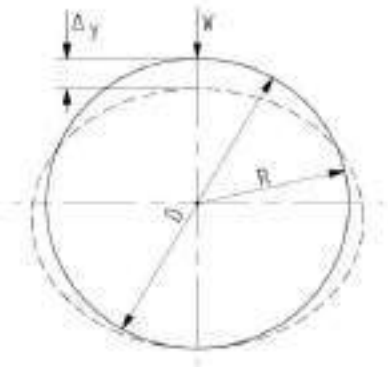


Figura 4.5 - Esquema ilustrativo do princípio de ovalização de tubagens flexíveis.

A deflexão expectável associada a uma determinada secção poderá ser estimada pela fórmula de Iowa modificada – expressão [1], na qual D (m) representa o diâmetro externo da tubagem, Δy (mm) a deflexão vertical expectável, Dl um fator adimensional associado ao "atraso" entre a aplicação das cargas e a ocorrência da deflexão (adotado 1.5), K uma constante relacionada com o assentamento dos tubos (adotado 0.1), P (kN/m2) a sobrecarga atuante na tubagem, R (m) o raio dos tubos, E' (kPa) o módulo de reação do solo envolvente e Eleq (kN.m2/m) a rigidez equivalente da tubagem, por metro de desenvolvimento. Esta rigidez equivalente depende da rigidez do tubo de aço (P) e da rigidez do betão de preenchimento entre tubagens (L), podendo ser avaliada recorrendo à expressão [2].

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{D_l K P}{\left(\frac{(EI)_{eq}}{R^3} + 0.061E'\right)} \quad [1]$$

$$(EI)_{eq} = E_p I_p + E_L I_L \quad [2]$$

No quadro seguinte resumem-se os valores de deflexão obtidos quer para estado limite último quer para estado limite de serviço. Estes valores serviram de base para as verificações de segurança apresentadas nos pontos seguintes.

Quadro 4.25 – Resumo dos valores de deflexão máxima estimados

Secção adotada	Sobrecarga sobre a PH (Pp + Ps – kN/m2)	Eleq (kN.m2/m)	Δy (mm) ELS	Δy (mm) ELU
Tubo de aço DN1200 com 12 mm de espessura + tubo de PEAD DN1100 com 50 mm de espessura + 50 mm de preenchimento do espaço interanelar com calda de cimento ou microbetão	154,90 (142,5 + 12,4)	332.32	10,65	14,51

4.4.3.4 Flexão da tubagem

Sob o efeito das cargas externas, a tubagem de aço vai ser submetida a esforços de flexão a que corresponderão tensões que podem ser estimadas recorrendo à expressão [3], onde t (m) representa a espessura da tubagem – ver figura seguinte. Para esta análise, desprezou-se, de forma conservativa, a contribuição do preenchimento em betão, obtendo-se assim uma tensão máxima na ordem dos 97,6 MPa, valor este inferior à tensão de cedência do aço, pelo que se considera verificada a segurança da secção à flexão.

$$\sigma_{bw} = 4E\left(\frac{\Delta y}{D}\right)\left(\frac{t}{D}\right) \quad [3]$$

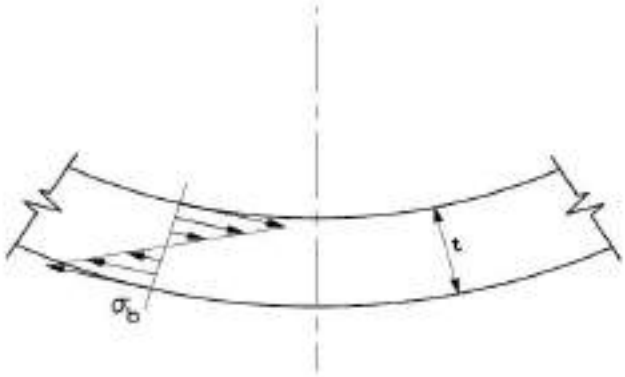


Figura 4.6 - Esquema ilustrativo das tensões de flexão na tubagem.

4.4.3.5 Compressão lateral nas paredes

À tensão de flexão avaliada no ponto anterior, há que adicionar as tensões de compressão resultantes da ação das sobrecargas sobre a tubagem – ver figura seguinte. Estas tensões de compressão terão o seu valor máximo nas paredes laterais da secção e poderão ser avaliadas recorrendo à expressão [4]. Verifica-se que a tubagem estará sujeita a uma tensão de compressão na ordem dos 102,7 MPa, valor este inferior à tensão de cedência do aço, pelo que se considera verificada a segurança da secção à compressão lateral nas paredes. Importa ainda destacar que a soma desta tensão com a tensão de flexão avaliada no ponto anterior continua a ser inferior à tensão de cedência do aço (verificação à flexão composta).

$$\sigma_{cw} = \frac{P \times D \times (1+\Delta y)}{2 \times t} \quad [4]$$

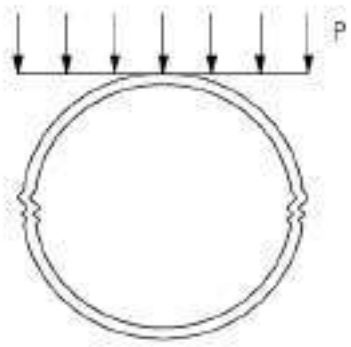


Figura 4.7 - Esquema ilustrativo de compressão nas paredes laterais da tubagem.

4.4.3.6 Carga crítica de flambagem

Caso as sobrecargas atuantes sobre a tubagem excedam um determinado valor, poderá ocorrer flambagem da secção – ver **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**. Esta carga crítica poderá ser avaliada recorrendo à expressão [5], na qual B' representa um coeficiente empírico de suporte elástico traduzido pela expressão [6]. Recomenda-se que a carga vertical máxima não exceda 1/3 desta carga crítica; para a situação em análise, a carga crítica estimada é de 5610 kN/m2, pelo que se considera assegurada esta condição.

$$P_{crit} = \sqrt{32B'E'\frac{(EI)_{eq}}{D^3}} \quad [5]$$

$$B' = \frac{1}{1+4e^{\left(-0.065\frac{C}{D}\right)}} \quad [6]$$

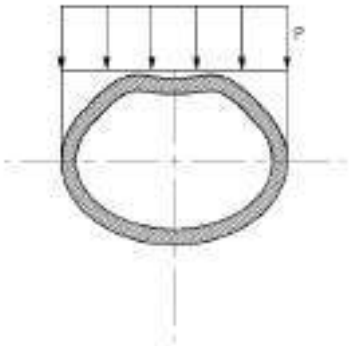


Figura 4.8 - Esquema ilustrativo de flambagem na secção tubular.

4.4.3.7 Limitação da deflexão máxima na tubagem

Tendo por base os valores de deflexão apresentados no Quadro 4.25, verifica-se que a mesma rondará (em serviço) os 0,9% do diâmetro externo da tubagem, valor este que se considera aceitável para tubagens revestidas com cimento.

Por outro lado, em termos absolutos, este assentamento estimado por ovalização da tubagem é de cerca de 10,6 mm; admitindo que, no limite, este assentamento se propagará na íntegra até à superfície, considera-se que este valor se enquadra nos limites de alerta estabelecidos na GR.IT.VIA.018. Importa ainda destacar que cerca de 80% deste assentamento resulta do peso próprio do aterro pelo que o mesmo deverá ser corrigido durante a execução das camadas da plataforma de via (coroamento e sub-balastro). Assim, estima-se que os assentamentos em fase de exploração (apenas devidos à sobrecarga ferroviária) rondarão os 2 mm, valor este que se considera aceitável.

5 MEDIÇÕES

5.1 Considerações gerais

As medições foram efetuadas com base na quilometragem de projeto apresentada nas plantas de Terraplenagem e Drenagem e de acordo com o definido nos perfis transversais de projeto. São exceção as demolições, que são referenciadas à quilometragem existente.

Faz parte das peças escritas um documento específico com os valores medidos (Medições detalhadas). As quantidades reais de trabalhos de Terraplenagem e Drenagem deverão ser aferidas em obra tendo em atenção os critérios indicados neste capítulo.

Foram efetuadas as seguintes medições:

- Demolições (vedações, drenagem existente, muros, muretes guarda-balastro, pavimentos, tanques, ruinas / barracões)
- Limpeza e desmatação;
- Decapagem;
- Saneamento;
- Movimentação de terras - Escavação de caixa para depósito definitivo licenciado;
- Movimentação de terras - Escavação para depósito definitivo licenciado;
- Movimentação de terras - Escavação para reutilização com depósito intermédio;
- Camada drenante na fundação de aterro;
- Movimentação de terras – Aterro com materiais provenientes de escavação;
- Movimento de terras - Aterro para envolvimento da geogrelha;
- Geogrelha de reforço da fundação;
- Camada de reforço / drenante da fundação da plataforma;
- Camada de Coroamento;
- Camada de Sub-balastro;
- Blocos técnicos para Obras de Arte (Tipo I);
- Revestimento vegetal com solos provenientes de reutilização e hidrossementeira;
- Enrocamento de proteção de taludes de aterro;

- Enrocamento argamassado;
- Reposição de Caminho paralelo.

5.2 Critérios de medição

1. As unidades e critérios de medição utilizados neste projeto foram os associados aos trabalhos definidos no Dicionário de Rúbricas 1 – Infraestrutura e Plataforma de Via-Férrea do SGR da IP (versão 02 de Outubro de 2017). Apenas nos casos em que os trabalhos não se enquadravam no definido para os trabalhos previstos foram enquadrados como “Outros trabalhos”, sendo especificadas as unidades e critérios de medição considerados.
2. A medição dos diferentes artigos contemplados no presente projeto de Terraplenagem e Drenagem encontra-se limitada pelas zonas em que as intervenções previstas fazem parte de outros projetos, como são os casos da estrutura de contenção ou de estruturas nas Estações e apeadeiros (muros, cais, edificações, etc).

   São exceção a este critério as medições de demolições, que em algumas situações se desenvolvem para fora dos referidos limites.

3. As quantidades relativas às demolições foram medidas em planta (em metro linear, metro quadrado ou à unidade), sendo estas demolições identificadas nas plantas de projeto (desenhos 48137.PE.04.TDR.00.001 e 48137.PE.04.TDR.00.002). Não se englobam no presente projeto as seguintes demolições:

   - Na zona da Estação de Rio Tinto (entre os kms de Projecto 4+566 e 4+934, com exceção do pavimento do parque de estacionamento do lado direito);

   - Na zona do Apeadeiro de Águas Santas (entre os kms de Projecto 6+435 e 6+912, com a exceção da zona dos Muros dos quintais das habitações do lado esquerdo da via entre os kms de Projecto 6+705 e 6+775);

   - Passagens Hidráulicas (PH´s) existentes, que têm previsto um projeto específico para a nova PH;

   - Associadas à reposição de Serviços Afectados;

   - De edificações que necessitem de um projeto específico de demolição.

   As demolições adjacentes ao restabelecimento do Caminho Paralelo entre os perfis transversais 188 e 204 do lado direito, encontram-se englobadas na definição de Preços Unitários do Artigo F.01.01.99.04 – Restabelecimento de caminho paralelo.

4. A medição dos restantes trabalhos de Terraplenagem contemplados neste projeto foi efetuada a partir dos perfis transversais de projeto (limpeza e desmatação, decapagem, saneamento, camada drenante, escavação, aterro, proteção de talude com enrocamento, camada de reforço da plaraforma, geogrelhas, coroamento e sub-balastro) ou é feita pela contabilização das unidades (caso dos blocos técnicos)
5. Nos trabalhos de limpeza e desmatação e de decapagem não se considerou a medição em estruturas existentes como a plataforma de via, muros, cais, caminhos ou edificações.

   Ou seja, a limpeza e desmatação foi apenas considerada sobre os taludes a intervencionar e no terreno natural para alargamento das escavações e aterros. O trabalho de Limpeza e desmatação foi definido como um artigo F.01.01.99 (outros trabalhos) devido ao critério de medição que foi considerado neste projeto. Isto porque enquanto no Dicionário de Rubricas a Limpeza e Desmatação é medida em m^2 a partir da planta, no presente caso, embora em m^2, as medições foram obtidas a partir dos perfis transversais de projeto.

   Relativamente à decapagem apenas foi considerada a medição de decapagem nos taludes de escavação resultantes do alargamento da plataforma e no terreno natural para alargamento das escavações e aterros. Sobre os taludes de aterro existentes, apesar de se verificar que existe alguma “terra vegetal” a remoção dessa espessura foi contabilizada no processo de escavação para o endentamento, de acordo com o definido no capítulo 3.2.2.

   As medições detalhadas da decapagem foram feitas tendo em consideração a medição em duas situações diferentes por forma a fazer a sua articulação com os restantes trabalhos. Assim sendo, foi considerada decapagem em situação de escavação e decapagem em situação de aterro.

6. Tendo em atenção o referido no capítulo 3.3.3 sobre a reutilização dos materiais escavados, a escavação para reutilização em aterro foi medida apenas nos alargamentos laterais da plataforma em situação de escavação que são indicados no Quadro 3.2. O artigo de medição para a escavação com reutilização foi definido como um artigo F.01.01.99, uma vez que, por definição do projeto, o material deverá sempre passar por stock intermédio (para caracterização / verificação do mesmo) antes de ser reutilizado em aterro.
   O restante volume de escavação corresponde na totalidade a escavação para depósito definitivo devidamente licenciado. Esta escavação foi no entanto dividida em dois artigos

(artigo F.01.01.06 – Escavação para depósito definitivo e F.01.01.99.02 – Escavação de caixa para depósito definitivo), tendo em atenção as condições muito especificas e condicionadas em que terá de ser feita a escavação da abertura de caixa da plataforma ferroviária.

A escavação para depósito definitivo (artigo F.01.01.06) inclui as situações da execução dos endentamentos dos aterros existentes.

7. As escavações de saneamento associadas à execução da camada drenante na fundação de aterros, encontram-se contabilizadas no respetivo artigo, de acordo com o definido no SGR. De igual modo, as escavações para execução da camada de reforço da plataforma e para execução dos blocos técnicos também se encontram contabilizadas no respetivo artigo.
8. As medições da camada drenante na fundação de aterros e da camada de reforço da fundação da Plataforma incluem os geotexteis de envolvimento das mesmas, de acordo com o definido nos respetivos artigos do SGR.
9. O trabalho / medição relativo à execução do aterro para envolvimento das geogrelhas inclui a escavação de abertura de Caixa na espessura correspondente.
10. Em Estações e Apeadeiros só foram considerados os movimentos de terras até à base dos cais de passageiros a demolir ou construir.
11. A medição do revestimento dos taludes com terra vegetal e hidrossementeira é feita de acordo com o definido no Quadro 3.3 e representado nas peças desenhadas 48137.PE.04.TDR.00.071 e 48137.PE.04.TDR.00.072.
12. Os movimentos de terras e o revestimento de taludes do restabelecimento do caminho paralelo foram medidos nos respetivos perfis transversais, e encontram-se contabilizados nos volumes de escavação e aterro. O artigo Restabelecimento de caminho paralelo (Artigo F.01.01.99.04) engloba apenas a demolição das infra-estruturas existentes (como muros e vedações) e a colocação e compactação do agregado britado de granulometria extensa, que servirá como pavimento do futuro caminho.
13. Os artigos que constam do projeto de Drenagem foram medidos em planta (em unidade ou metro linear), de acordo com o indicado no ponto 2. A excepção a esta regra aplica-se à drenagem a executar no tardoz dos novos Muros (1/2 cana Ø 300) em perfil de aterro.
14. A remoção do balastro existente é um trabalho que se encontra medido no Projeto de Via-Férrea pelo que a área correspondente foi descontada nas medições de escavação para abertura de caixa.

De acordo com o definido no SGR a escavação necessária para construção dos diferentes órgãos de drenagem encontra-se sempre incluída no referido trabalho, pelo que a mesma não foi quantificada para a determinação do volume de escavação (artigo do SGR F.01.01.06 – Escavação para depósito definitivo).

Para uma melhor compreensão e visualização dos critérios referidos são apresentados complementarmente os desenhos 48137.PE.04.TDR.00.071 e 48137.PE.04.TDR.00.072 – Critérios de Medição de Terraplenagem.

ANEXO I – Listagem das situações de demolições a executar no Projeto de TDR

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
1	2+770		P014 a P015	LD	Armário de Sinalização a retirar / mover.	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 19 - Infra-estruturas de Suporte à Sinalização).	2.1 e 2.2
2	2+780		P015	LD	Demolição / translação do maciço e da torre de iluminação.	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 18 - Identificação e Reposição de Serviços Afectados).	2.1 e 2.2
3	2+800		P016	LD	Posto Transformador a retirar / mover.	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 19 - Infra-estruturas de Suporte à Sinalização).	2.1 e 2.2
4	2+830	3+148	P018 a P033	LE	Retirar a vedação existente, entre o corredor ferroviário principal e a Linha do Pórtico de Lavagem.	Vedação com rede plastificada, com prumos metálicos e com lintel em betão. Tem uma altura de cerca de 2.5 m (sendo os últimos 0.50 m em arame farpado).	2.3; 2.4; 3.1 e 3.3
5	2+835	2+842	P018	LE	Demolição de maciço em betão (com perfis metálicos cortados; pertencente a um antigo grande maciço de catenária), com passeio para o Pórtico de Lavagem. Demolição de Ruína.	Dimensões aproximadas: comprimento = 7.0 m e largura = 3.5 m.	2.3; 2.4 e 2.5
6	2+950	2+990	P024 a P025	LD	Demolição de passeio pedonal betonado, que vem da Garagem dos comboios pendulares.	Dimensões aproximadas: comprimento = 40.0 m e largura = 2.5 m.	2.8
7	2+955	2+965	P024	LE	Demolição de maciço em betão (com perfis metálicos cortados; pertencente a um antigo grande maciço de catenária). Demolição de Ruína.	Dimensões aproximadas: comprimento = 10.0 m e largura = 2.5 m.	2.6
8	3+020	3+140	P027 a P032	LE	Demolição da drenagem profunda (que anda junto à vedação referida em 4, do lado de dentro do corredor ferroviário principal).		3.1; 3.2 e 3.3
9	3+075		P029 a P030	LE	Demolição / translação do maciço e da torre de iluminação.	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. A princípio, não haverá necessidade de transladar esta torre de iluminação, pelos dados recolhidos em Projecto. Caso em obra não se verifiquem os pressupostos de Projecto, terá que se executar um Projecto Específico.	3.3 e 3.4
10	3+140		P032 a P033	LE	Demolição / translação do maciço e da torre de iluminação.	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 18 - Identificação e Reposição de Serviços Afectados).	3.7
11	3+145	3+200	P033 a P035	LE	Demolição de Muro em betão, genericamente com vedação metálica na sua crista.	Altura variável do Muro, sensivelmente entre os 3.0 e os 5.0 m.	3.8; 3.9; 3.11; 3.12; 3.13; 3.15 e 3.16
11a	3+145	3+155	P033	LE	Demolição pavimento	Pavimento betuminoso.	3.8
12	3+155	3+700	P034 a P060	LD	Demolição de drenagem longitudinal existente (valeta tipo REFER com ou sem tampa).		3.9; 3.10; 3.14; 3.33; 3.39; 3.42 e 3.43
13	3+160; 3+180 e 3+190		P033 a P035	LE	Demolição de 3 edificações habitáveis (km 3+160 → garagem com terraço por de cima; km 3+180 → edificação de piso térreo, com telhado em telha; km 3+190 → edificação de piso térreo, anexo à Vivenda).	Edificação km 3+160 → Fotos 3.8; 3.11 e 3.12; Edificação km 3+180 → Fotos 3.12 e 3.13; Edificação km 3+190 → Foto 3.15. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	3.8; 3.11; 3.12; 3.13 e 3.15
13a	3+165	3+190	P034 a P035	LE	Demolição pavimento	Pavimento em cimento.	
14	3+160	3+220	P034 a P036	LD	Demolição de Muro em betão, com perfil metálicos cortados.	Muro com cerca de 0.60 m de altura e com cerca de 0.30 m de espessura.	3.9; 3.10 e 3.14
15	3+190	3+369	P036 a P044	LD	Demolição / retiragem de vedação metálica existente, com lintel em betão.	Esta vedação tem um lintel em betão, prumos metálicos e uma altura de cerca de 2.50 m.	3.5; 3.6; 3.9; 3.14; 3.20; 3.22; 3.23 e 3.27

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
16	3+215	3+275	P037 a P039	LE	Demolição de Muro em betão e de pedra.	Altura variável do Muro, sensivelmente entre os 5.0 e os 6.0 m.	3.18 e 3.21
17	3+225	3+650	P038 a P058	LE	Demolição de drenagem longitudinal existente (valeta tipo REFER com ou sem tampa e vala canal).		3.25; 3.28; 3.31; 3.32; 3.35 e 3.40
18	3+255	3+260	P038 a P039	LD	Demolição de Muro em betão.	Muro com cerca de 1.50 m de altura e com cerca de 0.30 m de espessura.	3.20
19	3+285		P040	LE	Demolição de edificação habitável com 2 pisos.	Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	3.21
20	3+520		P051 a P052	LE	Demolição de descida de talude em betão, junto ao encontro da actual Passagem Superior Rodoviária da Circunvalação.	Esta descida de talude em 1/2 cana de betão tem um diâmetro de aproximadamente de 0.60 m e um comprimento de sensivelmente de 10 m.	3.34
21	3+525		P052	LE	Demolição de Ruína, que se encontra por debaixo da actual Passagem Superior Rodoviária da Circunvalação.	Esta ruína em pedra tem uma área aproximada de 15 m x 10 m (inclui resto de Muro em ruína → ver Foto 3.36).	3.32; 3.34; 3.35 e 3.36
22	3+660	3+695	P059 a P060	LD	Demolição / retiragem de vedação existente, junto a edificações habitáveis.	Esta vedação com cerca de 2.5 m de altura, encontra-se bastante arborizada, não permitindo visualizar bem a constituição da vedação.	3.41
23	3+750		P063	LE	Demolição de ruínas (edificações em ruína, junto ao pé do talude de aterro existente da actual plataforma ferroviária).		3.44
24	3+760		P064	LD	Demolição de boca de coletor	O coletor liga ao saneamento público.	3.45 e 3.46
25	3+875	4+050	P070 a P078	LD	Demolição de pequeno Muro em blocos de betão, junto à base do talude de aterro existente.	Este Muro tem genericamente cerca de 0.50 m de altura.	3.47 e 4.1
27	4+050	4+075	P079	LD	Demolição de Muro (em betão e gradiamento metálico), junto à zona da PN pedonal existente.	O Muro de betão tem cerca de 1.5 m de altura e 0.30 m de espessura.	4.2 e 4.3
28	4+065	4+090	P079 a P080	LE	Demolição de Muro (em betão e gradiamento metálico), junto à zona da PN pedonal existente.	O Muro de betão tem cerca de 1.5 m de altura e 0.30 m de espessura.	4.2; 4.4; 4.5 e 4.6
28a	4+075		P079	LD	Demolição pavimento	Pavimento em cimento.	
28b	4+080		P080	LE	Demolição de ruina de antiga casa de PN.		4.6a e 4.6b
29	4+075	4+225	P080 a P087	LD	Demolição de Muro em pedra.	Este Muro tem cerca de 3.0 m de altura.	4.7 e 4.8
30	4+090	4+200	P081 a P085	LE	Demolição de Muro em pedra, com vedação arborizada na sua crista.	Este Muro tem cerca de 2.0 m de altura e a vedação arborizada tem igualmente cerca de 2.0 m de altura.	4.7 e 4.9
31	4+250	4+365	P089 a P093	LE	Demolição de Muro em pedra, com vedação na sua crista (na maioria da sua extensão).	A altura do Muro e da vedação (na sua crista) são variáveis (dos cerca dos 0.50 m aos 1.50 m), sendo a natureza da vedação também variável.	4.10; 4.11; 4.12 e 4.13
32	4+280		P089 a P090	LE	Demolição de edificação tipo anexo (1 piso), com telhado de chapa.		4.11
33	4+295		P090 a P091	LE	Demolição de edificação habitável rudimentar, com 1 piso térreo.	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	4.12
34	4+350	4+561	P094 a P104	LD	Diversos Muros em pedra ou em betão, com ou sem vedações nas suas cristas.	Alturas bastante variáveis dos Muros e vedações.	4.14; 4.15; 4.16; 4.21; 4.23; 4.27; 4.30; 4.31 e 4.32

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
35	4+561	4+600	P105	LD	Diversos Muros em pedra ou em betão, com ou sem vedações nas suas cristas.	Alturas bastante variáveis dos Muros e vedações. Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.30; 4.31 e 4.32
36	4+390	4+425	P096	LD	Demolição de um "agregado" de edificações, do tipo armazéns / oficinas.	Construção com diversos tipos de materiais (alvenaria, betão, chapa, telhas, etc), com alturas correspondentes a 2 pisos. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	4,14; 4.18 e 4.20
37	4+430	4+495	P098 a P100	LD	Demolição de um "agregado" de edificações, do tipo armazéns / escritórios.	Construção com diversos tipos de materiais (alvenaria, pedra, betão, telhas, etc), com alturas correspondentes a 2 pisos. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	4.19; 4.22; 4.24 e 4,25
38	4+510	4+540	P101 a P102	LD	Demolição de um "agregado" de edificações não habitável, que se encontra bastante degradado.	Edificação com 2 pisos, com telhado em telhas. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	4.26 e 4.27
39	4+590	4+705	P106 a P110	LE	Demolição de Muro em betão ou em pedra, com vedação.	Estes Muros com vedação têm uma altura total (Muro + vedação) da ordem dos 2.0 m a 2.50 m. Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.28; 4.29 e 4.36
40	4+600	4+680	P106 a P109	LD	Demolição / retiragem de vedação metálica existente, com lintel em betão.	Esta vedação urbana tem cerca de 1.50 m de altura. Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.29; 4.34 e 4.35
40a	4+600	4+700	P106 a P111	LD	Demolição pavimentos.	Pavimento de calcada em cimento e pavimento betuminoso do parque de estacionamento.	4.34; 4.35 e 4.37
41	4+680	4+860	P110 a P118	LD	Demolição do cais de passageiros da Estação de Rio Tinto.	Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.35; 4.36; 4.38; 4.39; 4.40 e 4.42
42	4+700	4+870	P111 a P119	LD	Demolição de Muro em pedra com vedação metálica de Estação.	As alturas totais (Muro + vedação) são bastante variáveis, podendo ir dos cerca dos 2.0 m até aos cerca de 6.0 m de altura. Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.37; 4.39; 4.40 e 4.44
43	4+705	4+860	P111 a P118	LE	Demolição do cais de passageiros da Estação de Rio Tinto.	Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.35; 4.36; 4.38 e 4.42
44	4+840		P117 a P118	LD	Demolição de infra-estrutura hexagonal existente ("quiosque" dos jornais).	Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.41
45	4+855		P118	LD	Demolição de fontanário.	Ver Projecto Específico. Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.44
46	4+875	4+930	P120 a P122	LD	Demolição de Muros de betão e em pedra com alturas bastante variáveis.	Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.45 e 4.46
47	4+930	4+965	P123 a P124	LD	Demolição de Muros de betão e em pedra com alturas bastante variáveis.		4.55

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
48	4+875	4+930	P120 a P122	LE	Demolição de Muro em pedra com altura variável (aproximadamente entre 1.0 m e os 2.50 m).	Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto da Estação de Rio Tinto (Vol. 10).	4.48 e 4.50
49	4+930	5+030	P120 a P127	LE	Demolição de Muro em pedra com altura variável (aproximadamente entre 1.0 m e os 2.50 m).		4.48
49a	4+875	4+900	P120 a P121	LE	Demolição pavimento	Pavimento betuminoso de arruamento.	
49b	4+875	4+945	P120 a P123	LD	Demolição pavimentos.	Pavimento betuminoso de arruamento.	4.46 e 4.47
50	4+895	4+980	P121 a P124	LD	Demolição de um "agregado" de edificações antigas habitáveis, à excepção de 1 edificação de 2 pisos não habitável (ver Foto 4.49).	As edificações habitáveis são antigas, de forma geral com 1 piso térreo (a excepção é na Foto 4.51 → edificação com 2 pisos). A Foto 4.52 regista a existência de uma garagem e as Fotos 4.53 e 4.54 correspondem a anexos. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	4.46; 4.47; 4.49; 4.51; 4.52; 4.53; 4.54 e 4.55
51	4+965	5+000	P125	LD	Demolição / retiragem de vedação existente.	Vedação rural arborizada com uma altura de cerca de 1.50 m.	4.55
52	5+020	5+095	P127 a P130	LD	Demolição de Muros em betão, alguns com vedação, de alturas bastante variáveis.	No muro de contenção dos aterros da via, entre os km 5+020 a 5+035, apenas será executada a demolição de 0,5m do topo do muro.	4.56; 5.1; 5.2 e 5.5
53	5+030	5+095	P128 a P130	LE	Demolição de murete guarda-balastro.	Este murete é constituído por perfis metálicos cravados e por travessas de madeiras encastradas entre perfis.	5.4
54	5+040		P127 a P128	LD	Demolição de ruína (pequeno telheiro de arrecadação).		5.1
55	5+055	5+075	P129	LE	Demolição de Muro em pedra existente.	Este Muro tem uma altura variável, sensivelmente entre os 2.0 m e os 4.0 m.	5.7 e 5.8
56	5+070	5+095	P130	LE	Demolição de um "agregado" de edificações habitáveis.	Edificações rudimentares de apenas um piso térreo, com telhados em telha e anexos com telhado em chapa. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	5.3; 5.10 e 5.12
57	5+070	5+150	P130 a P133	LE	Demolição de drenagem superficial longitudinal (valeta tipo REFER com e sem tampa).		5.15
58	5+080		P130	LE	Demolição de Ruínas.	Blocos de pedra soltos.	5.3
58a	5+095		P131	LE	Demolição pavimento.	Pavimento betuminoso e de paralelos de arruamento.	5.10 e 5.11
59	5+100	5+150	P131 a P133	LE	Demolição de um "agregado" de edificações.	Edificações rudimentares de apenas um piso térreo, com telhados em telha e anexos com telhado em chapa. Os anexos poderão ser visualizados nas Fotos 5.14 e 5.18. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	5.6; 5.1; 5.13; 5.14; 5.17 e 5.18
60	5+100	5+150	P131 a P133	LE	Demolição de Muro em pedra existente.	Este Muro tem uma altura aproximadamente de 1.50 m.	5.6 e 5.17
61	5+100	5+180	P131 a P134	LD	Demolição de Muros em betão e de alvenaria de pequena altura (± 1.0 m).		5.6; 5.9 e 5.16

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
64	5+150	5+195	P134 a P135	LE	Demolição / retiragem de vedação rural existente na crista do talude de escavação.		5.19
65	5+175		P134 a P135	LE	Demolição de um tanque.		5.19
66	5+235		P137 a P138	LE	Demolição de 2 edificações muito rudimentares (barracões de madeira).		5.20
67	5+260		P139	LE	Demolição de um tanque.	Não se conseguiu tirar Fotos. Confiou-se na Cartografia existente.	
68	5+420	5+460	P147 a P149	LE	Demolição de Muro em tijolos de betão executados pela REFER, para "tamponar" a PN pedonal existente.	Este Muro tem uma altura aproximada de 2.0 m e uma espessura de cerca de 0.20 m.	5.24 e 5.26
69	5+420	5+460	P147 a P149	LD	Demolição de Muro em tijolos de betão executados pela REFER, para "tamponar" a PN pedonal existente.	Este Muro tem uma altura aproximada de 2.0 m e uma espessura de cerca de 0.20 m.	5.25
70	5+528		P152 a P153		Demolição de PH existente ao km 5+528 (secção 2 x (1 x 1.3)).	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 09 - Passagens Hidráulicas).	5.27 e 5.28
71	5+545	5+700	P154 a P161	LD	Demolição de drenagem longitudinal existente (valeta tipo REFER sem tampa, vala canal e caleira de PN).		5.29; 5.31; 5.32 e 5.34
73	5+630	5+690	P158 a P160	LE	Demolição de Muro em tijolos de betão executados pela REFER, para "tamponar" a PN pedonal existente. Houve um prolongamento deste Muro para "Sul" (sentido decrescente da km da via) da PN.	Este Muro tem uma altura aproximada de 2.0 m e uma espessura de cerca de 0.20 m.	5.30
74	5+675	5+685	P160 a P161	LE	Demolição da drenagem longitudinal existente (colector betonado), na zona da antiga PN pedonal.		5.33 e 5.35
75	5+690	5+700	P161	LD	Demolição de Muro em tijolos de betão executados pela REFER, para "tamponar" a PN pedonal existente.	Este Muro tem uma altura aproximada de 2.0 m e uma espessura de cerca de 0.20 m.	5.32 e 5.34
76	6+056		P179 a P180		Demolição de PH existente ao km 6+056 (secção 2 x 3 abobadada).	Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 09 - Passagens Hidráulicas).	6.1 e 6.2
77	6+215	6+715	P188 a P212	LD	Ripagem do caminho paralelo em terra batida (que entra em conflito com os Projectos existentes no Apeadeiro de Águas Santas).	Este caminho tem cerca de 3.0 m de largura. Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (Vol. 12).	6.6; 6.13, 6.14; 6.15; 6.16 e 6.20
78	6+285	6+290	P190 a P191	LD	Demolição de Muro pequeno em betão.	Este Muro tem aproximadamente as seguintes dimensões (c = 5.0 m; l = 1.50 m e esp. = 0.30 m).	6.3
79	6+360	6+440	P195 a P198	LE	Demolição de Muro em pedra, parcialmente com vedação (embora bastante danificada).	Este Muro tem uma altura máxima de cerca de 0.70 m e uma espessura de sensivelmente 0.30 m.	6.4 e 6.5
80	6+420	6+440	P198	LD	Demolição / retiragem de vedação rural.	Esta vedação tem uma altura aproximada de 1.20 m.	6.6
80a	6+430		P198	LE	Demolição pavimento.	Pavimento de paralelos de arruamento.	6.9 e 6.10
81	6+440	6+460	P199	LD	Demolição / retiragem de vedação rural.	Esta vedação tem uma altura aproximada de 1.20 m. Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (Vol. 12).	6.6

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
82	6+440	6+485	P199 a P200	LE	Demolição de um "agregado" de edificações pertencente a uma oficina de automóveis.	Estas edificações são constituídas por contentores metálicos de grandes dimensões, pavilhão tipo armazém, muros em betão pertencentes às estruturas das edificações, etc. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições).	6.5; 6.6; 6.7; 6.8; 6.9; 6.10; 6.11 e 6.12
82a	6+485		P201	LE	Demolição pavimento.	Pavimento de paralelos de arruamento.	6.12
83	6+440	6+655	P199 a P209	LE	Demolição do cais de passageiros do Apeadeiro de Águas Santas.	Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (Vol. 12).	6.7; 6.8; 6.11; 6.12; 6.13; 6.14; 6.17 e 6.19
84	6+505	6+650	P202 a P208	LD	Demolição / retiragem de vedação rural.	Esta vedação tem uma altura aproximada de 1.20 m. Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (Vol. 12).	6.13; 6.14; 6.15 e 6.16
85	6+650	6+920	P209 a P222	LD	Demolição do cais de passageiros do Apeadeiro de Águas Santas.	Estas demolições não fazem parte do Projecto TDR, mas sim, encontram-se incluídas no Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (Vol. 12).	6.16; 6.19; 6.20; 6.22; 6.24; 6.28 e 6.29
86	6+655	6+715	P210 a P211	LE	Demolição de passeio pedonal pavimentado (lajetas) de acesso ao Apeadeiro de Águas Santas.	Este passeio tem cerca de 3.0 m de largura. Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (Vol.12).	6.18 e 6.21
86a	6+700		P212	LE	Demolição pavimento.	Pavimento de paralelos em cimento do arruamento.	6.21
87	6+715		P212 a P213	LD	Demolição de pequeno Muro com gradiamento metálico na sua crista.	Este Muro tem uma altura total (Muro + gradiamento metálico) da ordem dos 1.20 m. Esta demolição não faz parte do Projecto TDR, mas sim, encontra-se incluída no Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (Vol. 12).	6.20 e 6.22
88	6+715	6+780	P212 a P215	LE	Demolição dos Muros em betão (por vezes com vedação na sua crista) dos quintais das propriedades das vivendas, junto ao Apeadeiro de Águas Santas.	Estes Muros com vedação têm uma altura total (Muro + vedação) da ordem dos 1.50 m a 4.00 m.	6.21 e 6.23
89	6+800		P215 a P216		Demolição de PH existente ao km 6+800 (secção 2 x (2 x 1)).	Do LD, esta PH liga a um colector longitudinal enterrado (na zona da caixa de visita do LD - ver Foto 6.24). Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 09 - Passagens Hidráulicas).	6.24; 6.25 e 6.26
90	6+800		P216 a P217	LE	Demolição dos Muros que confinam a linha de água, antes da boca de entrada da PH existente ao km 6+800.	Estes Muros são em betão ou em pedra argamassada, com uma altura na ordem dos 1.50 m. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 09 - Passagens Hidráulicas).	6.26 e 6.27
91	6+900	7+020	P222 a P227	LD	Demolição de passeio pedonal pavimentado ou empedrado, de acesso ao Apeadeiro de Águas Santas e das vedações e respectivo lintel de betão que o ladeiam.	Este passeio tem cerca de 4.0 m de largura.	6.29; 7.1 e 7.2
92	6+930	7+280	P223 a P240	LE	Demolição de Muro em pedra no talude de escavação existente.	Este Muro poderá ter uma altura máxima de cerca de 4.0 m.	6.33; 7.2; 7.3 e 7.6
93	6+950	7+305	P224 a P241	LD	Demolição de Muro em pedra no talude de escavação existente.	Este Muro poderá ter uma altura máxima de cerca de 4.0 m.	6.31; 6.32; 7.2; 7.3; 7.7; 7.8 e 7.10
94	6+950	7+350	P224 a P243	LD	Demolição da drenagem longitudinal existente (vala canal).	Órgão de drenagem longitudinal com variações nas suas dimensões (c, l e h).	6.31; 6.32; 7.2; 7.3; 7.7; 7.10 e 7.11

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
95	6+965		P224 a P225	LE	Demolição de um tanque.		6.33
96	7+030	7+110	P228 a P231	LD	Demolição / retiragem de vedação na crista do talude de escavação.	Não foi possível no terreno visualizar bem esta situação (terreno particular e zona com muita vegetação). Apenas na Foto 7.5 é que se consegue visualizar que existe realmente algum tipo de vedação. Os limites aqui desta vedação são um pouco incertos.	7.3; 7.4 e 7.5
97	7+230	7+285	P238 a P240	LD	Demolição de murete guarda-balastro em lajetas de betão.		7.7
98	7+360	7+415	P245 a P247	LE	Demolição / retiragem de vedação simples.	Vedação com rede plastificada, com cerca de 1.0 m de altura.	7.14
99	7+360	7+565	P245 a P254	LD	Demolição de Muros em betão (com e sem vedação na sua crista) e de gradiamento metálico na zona da PN pedonal ao km 7+560.	Estes Muros com e sem vedação têm uma altura total (Muro + vedação) da ordem dos 1.50 m a 2.50 m.	7.12; 7.13; 7.16; 7.21; 7.23 e 7.25
100	7+415	7+565	P248 a P254	LE	Demolição de Muros em betão (com e sem vedação na sua crista), Muros em pedra e gradiamento metálico na zona da PN pedonal ao km 7+560.	Estes Muros com e sem vedação têm uma altura total (Muro + vedação) da ordem dos 1.50 m a 2.50 m.	7.15; 7.16; 7.17; 7.18; 7.20; 7.22 e 7.25
101	7+490	7+560	P251 a P254	LE	Demolição de um "agregado" de edificações habitáveis.	Casa habitável com 2 pisos e com garagem, junto à PN pedonal ao km 7+560 (Fotos 7.22 e 7.24) . Existem ainda anexos habitáveis a sul desta casa (no sentido decrescente da km da via) - Foto 7.19. Esta situação não é quantificada no Projecto TDR. Ver Projecto Específico (Vol. 21 - Demolições). No entanto, houve um acordo com o proprietário, de se fazer obras na casa principal (mudando os acessos de entrada da casa), de modo a se conseguir "safar" esta casa principal (junto à PN pedonal) da sua demolição.	7.16; 7.17; 7.18; 7.19; 7.22 e 7.24
102	7+490	7+560	P251 a P254	LD	Demolição de drenagem longitudinal existente (valeta tipo REFER com tampa).		7.16 e 7.21
102a	7+555		P254	LE	Demolição pavimento.	Pavimento de paralelos de arruamento.	7.25
102b	7+556		P254	LD	Demolição pavimento.	Pavimento de paralelos de arruamento.	
103	7+680	7+700	P261	LE	Demolição / retiragem do Muro de "labirinto" metálico da PN pedonal existente ao km 7+695.		7.28 e 7.29
104	7+690	7+700	P261 a P262	LD	Demolição / retiragem do Muro de "labirinto" metálico da PN pedonal existente ao km 7+695.		7.27; 7.30 e 7.32
104a	7+690		P261	LE	Demolição pavimento.	Pavimento de paralelos de arruamento.	7.28
104b	7+695		P261	LD	Demolição pavimento.	Pavimento de paralelos de arruamento.	7.27
105	7+695	7+715	P261 a P262	LE	Demolição / retiragem de vedação metálica (gradiamento metálico existente por de cima da actual PIR da Rodrigo de Freitas).	Vedação com cerca de 2.0 m de altura.	7.26; 7.28; 7.29; 7.31; 7.34 e 7.35
106	7+695	7+715	P261 a P262	LD	Demolição / retiragem de vedação metálica (gradiamento metálico existente por de cima da actual PIR da Rodrigo de Freitas).	Vedação com cerca de 2.0 m de altura.	7.26; 7.27; 7.30; 7.32; 7.33; 7.34 e 7.35

Listagem das situações de demolições a executar, no Projecto TDR

Nº da situação	kms existentes		Perfis Transversais abrangentes	Lado da Via	Descrição da demolição a verificar	Observações gerais	Nºs das Fotos
	km inicial	km final					
107	7+710	7+715	P262	LD	Demolição / retiragem do Muro de "labirinto" metálico da PN pedonal.	Comprimento de aproximadamente 6.0 m.	7.32 e 7.33
108	7+710	7+745	P262 a P263	LE	Demolição de drenagem longitudinal existente (1/2 cana Ø 400 de crista de aterro e de descida de talude).	Comprimento total (crista + descida de talude) de aproximadamente 35.0 m.	7.35

LEGENDA: LE - Lado esquerdo da via LD - Lado direito da via Projecto TDR - Projecto de Terraplenagem e Drenagem

→ Situações de demolições / translações de infra-estruturas existentes, que merecem um Projecto Específico (não fazem parte do Projecto TDR).

→ Situações de demolições de edificações, que necessitam de Projecto Específico (não fazem parte do Projecto TDR).

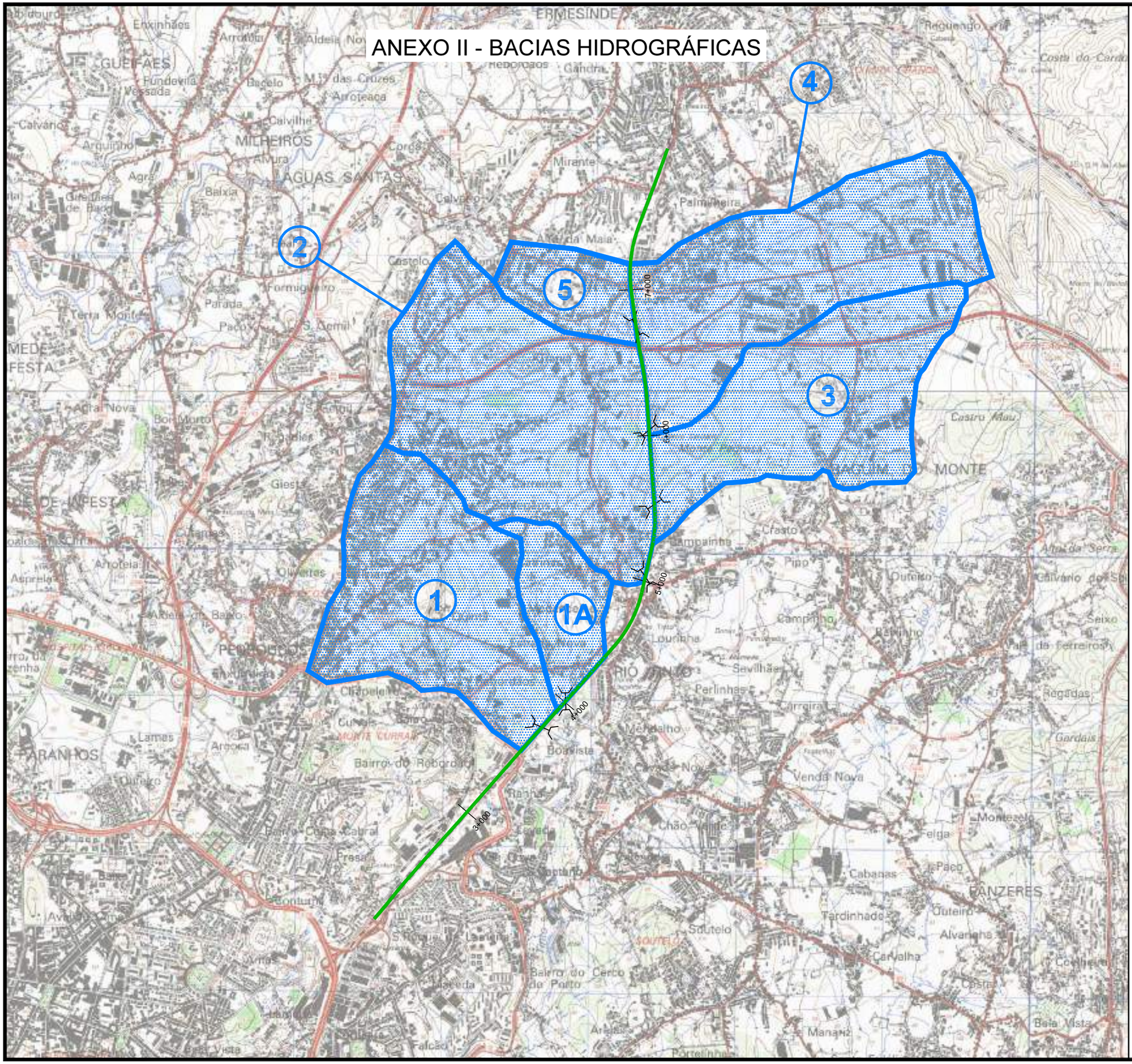
→ Situações de demolições, que fazem parte do Projecto da Estação de Rio Tinto (não fazem parte do Projecto TDR).

→ Situações de demolições, que fazem parte do Projecto do Apeadeiro de Águas Santas (não fazem parte do Projecto TDR).

→ Situações de demolições, que fazem parte do Projecto das Passagens Hidráulicas (não fazem parte do Projecto TDR).

ANEXO II – Bacias hidrográficas

ANEXO II - BACIAS HIDROGRÁFICAS



LEGENDA:

- Eixo de Projecto
- Contorno das Bacias Hidrográficas

ESCALA: 1/25 000

NOTA:
- Bacia 4 inclui a bacia 5
- Bacia 2 inclui as bacias 3, 4 e 5

LINHA DO MINHO

QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO CONTUMIL–ERMESINDE

PROJECTO DE EXECUÇÃO

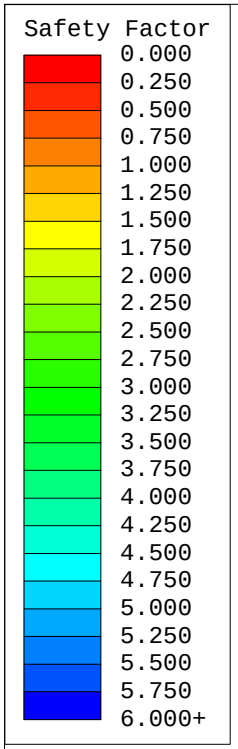
VOLUME 04 – TERRAPLENAGEM E DRENAGEM

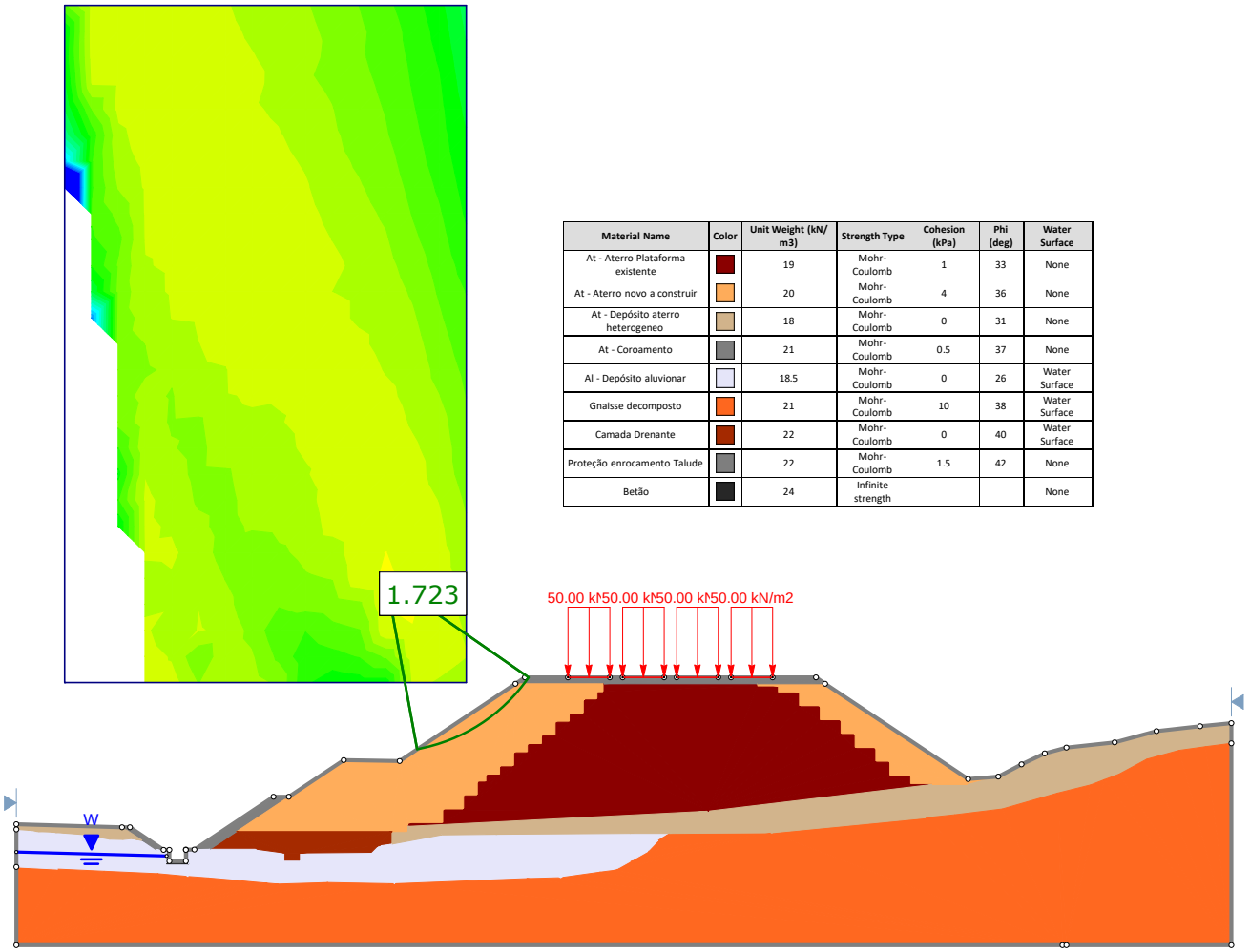
MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ANEXO II – BACIAS HIDROGRÁFICAS

DEZEMBRO 2010

ANEXO IV – Saídas gráficas das análises de estabilidade de taludes de aterro





Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface
At - Aterro Plataforma existente		19	Mohr-Coulomb	1	33	None
At - Aterro novo a construir		20	Mohr-Coulomb	4	36	None
At - Depósito aterro heterogeneo		18	Mohr-Coulomb	0	31	None
At - Coroamento		21	Mohr-Coulomb	0.5	37	None
Al - Depósito aluvionar		18.5	Mohr-Coulomb	0	26	Water Surface
Gnaisse decomposto		21	Mohr-Coulomb	10	38	Water Surface
Camada Drenante		22	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface
Proteção enrocamento Talude		22	Mohr-Coulomb	1.5	42	None
Betão		24	Infinite strength			None

rocscience

SLIDEINTERPRET 9.002

48137 - Linha do Minho - Quadruplicacao do troco Contumil/ Ermesinde
Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem

Perfil 064 - Analise geometria de aterro de 1/1.5 (V/H), banqueta ao 6m e tratamento fundacao. Talude esquerdo com 12m de altura.

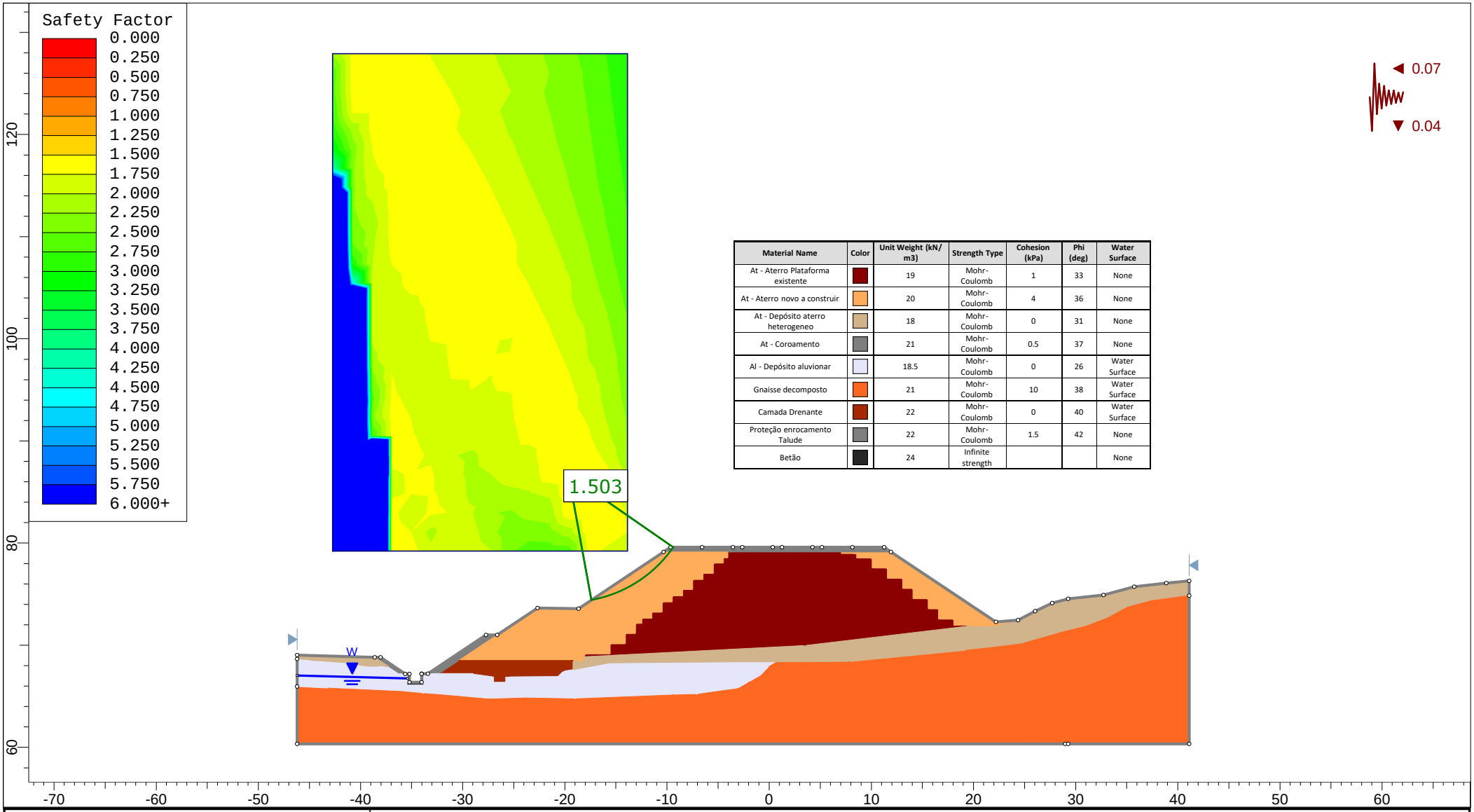
Drawn By: Tiago Midoes

Scenario Situacao Estatica

Company: IP Engenharia

Date 21/06/2021, 15:44:32

File Name P064_Geologia_PE_Aterro_TE_FINAL.slmd



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface
At - Aterro Plataforma existente		19	Mohr-Coulomb	1	33	None
At - Aterro novo a construir		20	Mohr-Coulomb	4	36	None
At - Depósito aterro heterogeneo		18	Mohr-Coulomb	0	31	None
At - Coroamento		21	Mohr-Coulomb	0.5	37	None
Al - Depósito aluvionar		18.5	Mohr-Coulomb	0	26	Water Surface
Gnaisse decomposto		21	Mohr-Coulomb	10	38	Water Surface
Camada Drenante		22	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface
Proteção enrocamento Talude		22	Mohr-Coulomb	1.5	42	None
Betão		24	Infinite strength			None

rocscience

SLIDEINTERPRET 9.002

48137 - Linha do Minho - Quadruplicacao do troco Contumil/ Ermesinde
Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem

Perfil 064 - Analise geometria de aterro de 1/1.5 (V/H), banqueta ao 6m e tratamento fundacao. Talude esquerdo com 12m de altura.

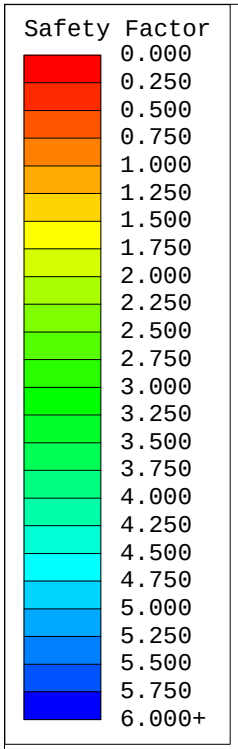
Drawn By: Tiago Midoes

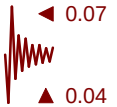
Date 21/06/2021, 15:44:32

Scenario Situacao Pseudo-Estatica Kv+

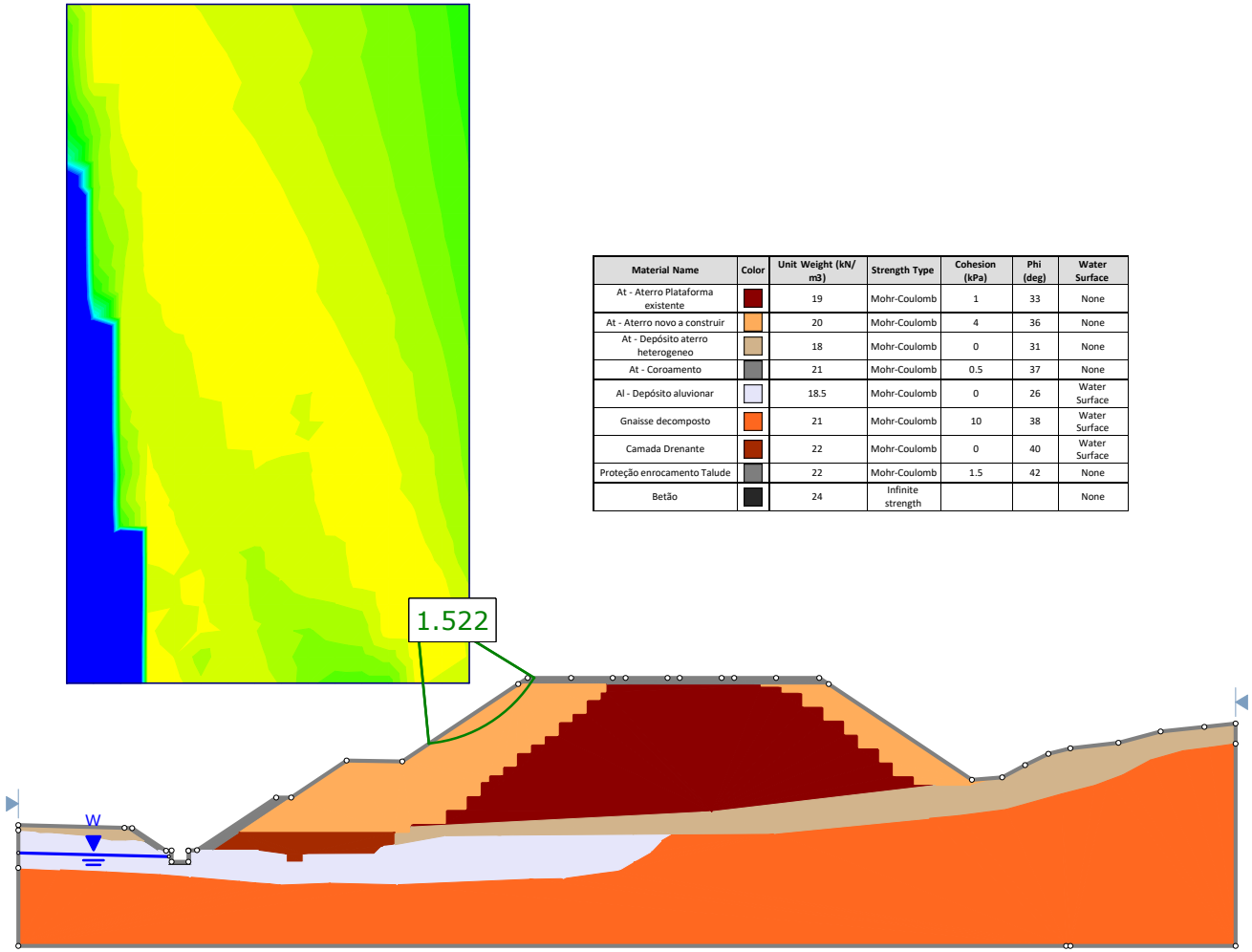
Company: IP Engenharia

File Name P064_Geologia_PE_Aterro_TE_Pseudo_Estático Kv+_FINAL.slmd





Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface
At - Aterro Plataforma existente		19	Mohr-Coulomb	1	33	None
At - Aterro novo a construir		20	Mohr-Coulomb	4	36	None
At - Depósito aterro heterogeneo		18	Mohr-Coulomb	0	31	None
At - Coroamento		21	Mohr-Coulomb	0.5	37	None
Al - Depósito aluvionar		18.5	Mohr-Coulomb	0	26	Water Surface
Gnaisse decomposto		21	Mohr-Coulomb	10	38	Water Surface
Camada Drenante		22	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface
Proteção enrocamento Talude		22	Mohr-Coulomb	1.5	42	None
Betão		24	Infinite strength			None



rocscience

SLIDEINTERPRET 9.002

48137 - Linha do Minho - Quadruplicacao do troco Contumil/ Ermesinde
Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem

Perfil 064 - Analise geometria de aterro de 1/1.5 (V/H), banqueta ao 6m e tratamento fundacao. Talude esquerdo com 12m de altura.

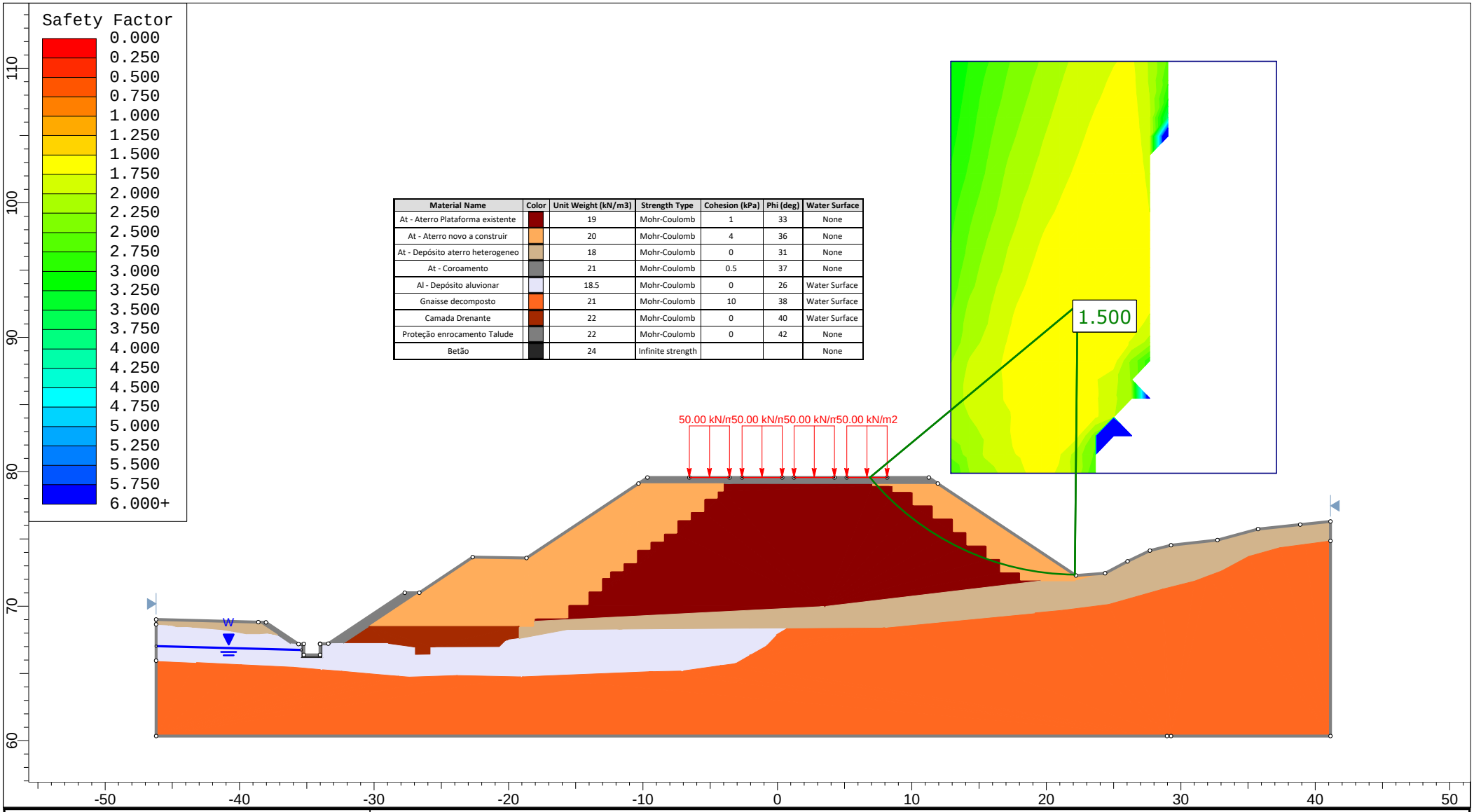
Drawn By: Tiago Midoes

Scenario Situacao Pseudo-Estatica Kv-

Company: IP Engenharia

Date 21/06/2021, 15:44:32

File Name P064_Geologia_PE_Aterro_TE_Pseudo_Estõtico Kv-_FINAL.slmd



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface
At - Aterro Plataforma existente		19	Mohr-Coulomb	1	33	None
At - Aterro novo a construir		20	Mohr-Coulomb	4	36	None
At - Depósito aterro heterogeneo		18	Mohr-Coulomb	0	31	None
At - Coroamento		21	Mohr-Coulomb	0.5	37	None
Al - Depósito aluvionar		18.5	Mohr-Coulomb	0	26	Water Surface
Gnaisse decomposto		21	Mohr-Coulomb	10	38	Water Surface
Camada Drenante		22	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface
Proteção enrocamento Talude		22	Mohr-Coulomb	0	42	None
Betão		24	Infinite strength			None

rocscience

SLIDEINTERPRET 9.002

48137 - Linha do Minho - Quadruplicacao do troco Contumil/ Ermesinde
Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem

Perfil 064 - Analise geometria de aterro de 1/1.5 (V/H). Talude direito com 7,5m de altura.

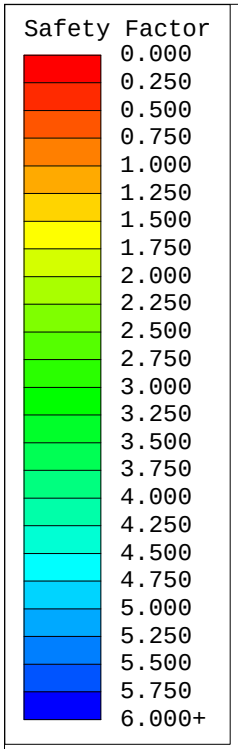
Scenario Situacao Estatica

Drawn By: Tiago Midoes

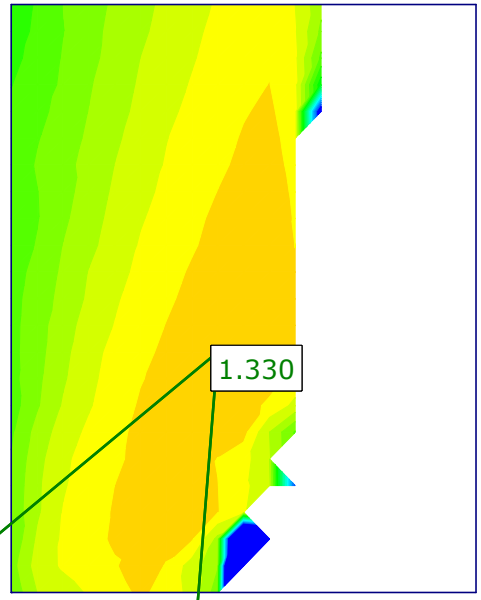
Company: IP Engenharia

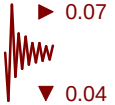
Date 21/06/2021, 15:44:32

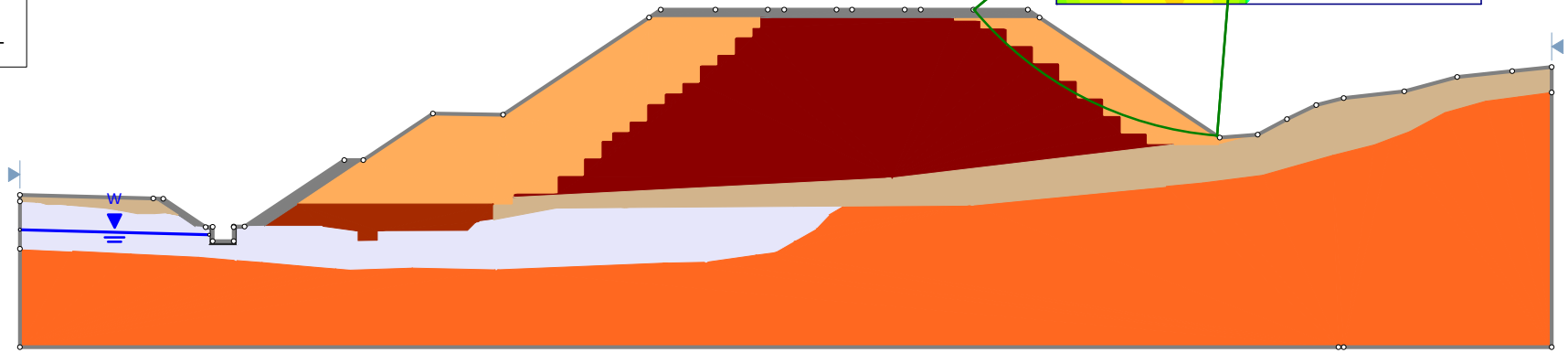
File Name P064_Geologia_PE_Aterro_TD_FINAL.slmd



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface
At - Aterro Plataforma existente		19	Mohr-Coulomb	1	33	None
At - Aterro novo a construir		20	Mohr-Coulomb	4	36	None
At - Depósito aterro heterogeneo		18	Mohr-Coulomb	0	31	None
At - Coroamento		21	Mohr-Coulomb	0.5	37	None
Al - Depósito aluvionar		18.5	Mohr-Coulomb	0	26	Water Surface
Gnaisse decomposto		21	Mohr-Coulomb	10	38	Water Surface
Camada Drenante		22	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface
Proteção enrocamento Talude		22	Mohr-Coulomb	0	42	None





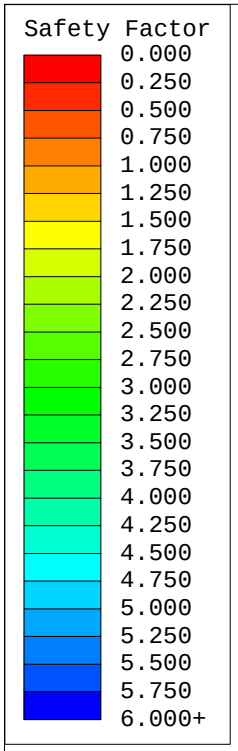


rocscience

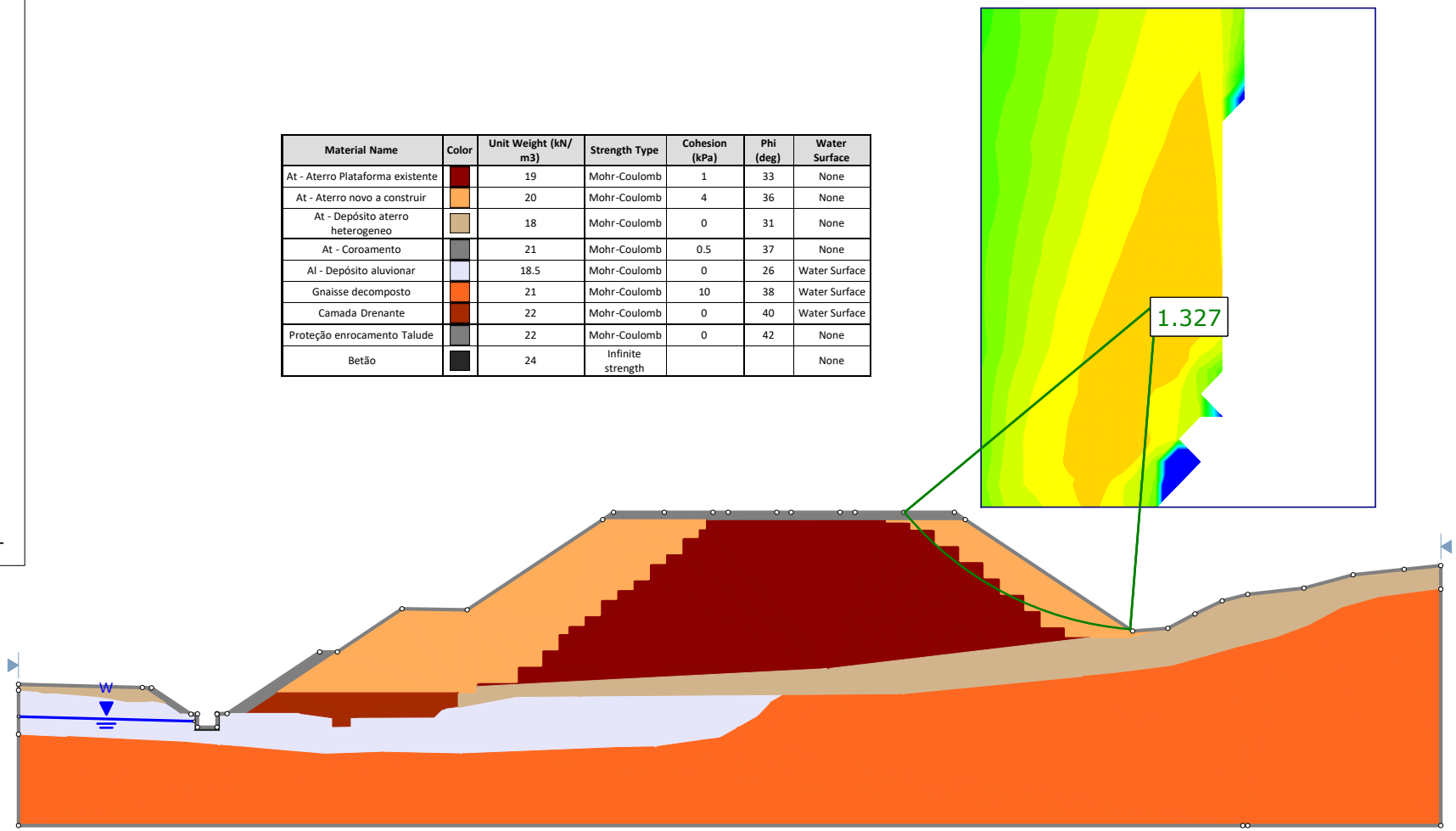
SLIDEINTERPRET 9.002

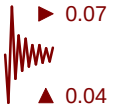
48137 - Linha do Minho - Quadruplicacao do troco Contumil/ Ermesinde
Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem

Perfil 064 - Analise geometria de aterro de 1/1.5 (V/H). Talude direito com 7,5m de altura.	*Scenario* Situacao Pseudo-Estatica Kv+
Drawn By: Tiago Midoes	*Company:* IP Engenharia
Date 21/06/2021, 15:44:32	*File Name* P064_Geologia_PE_Aterro_TD_Pseudo_Estatico Kv+_FINAL.slmd



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface
At - Aterro Plataforma existente		19	Mohr-Coulomb	1	33	None
At - Aterro novo a construir		20	Mohr-Coulomb	4	36	None
At - Depósito aterro heterogeneo		18	Mohr-Coulomb	0	31	None
At - Coroamento		21	Mohr-Coulomb	0.5	37	None
Al - Depósito aluvionar		18.5	Mohr-Coulomb	0	26	Water Surface
Gnaisse decomposto		21	Mohr-Coulomb	10	38	Water Surface
Camada Drenante		22	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface
Proteção enrocamento Talude		22	Mohr-Coulomb	0	42	None
Betão		24	Infinite strength			None





rocscience

SLIDEINTERPRET 9.002

48137 - Linha do Minho - Quadruplicacao do troco Contumil/ Ermesinde
Volume 04 - Terraplenagem e Drenagem

Perfil 064 - Analise geometria de aterro de 1/1.5 (V/H). Talude direito com 7,5m de altura.

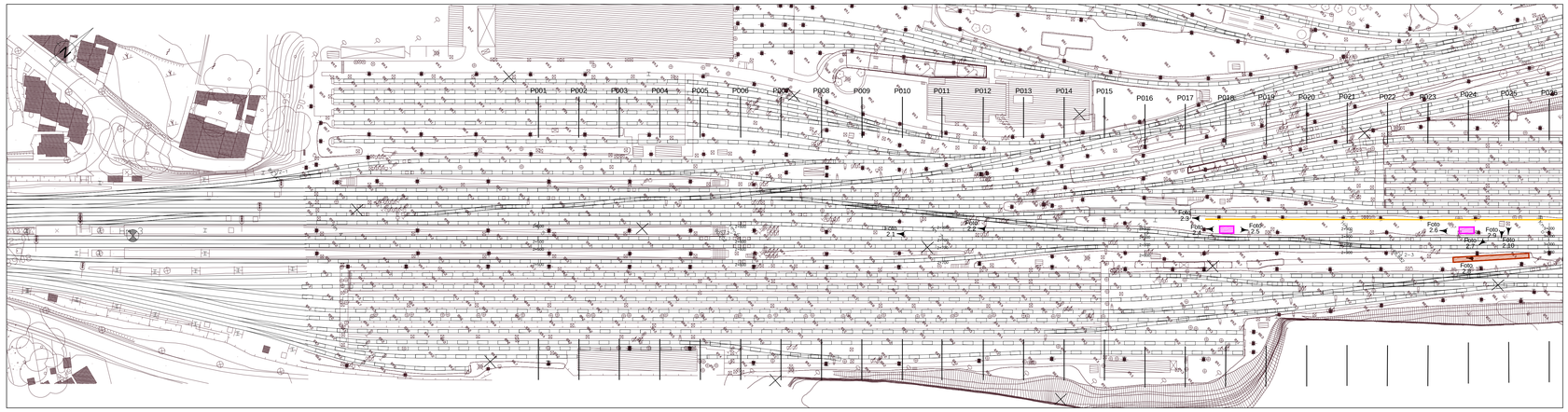
Scenario Situacao Pseudo-Estatica Kv-

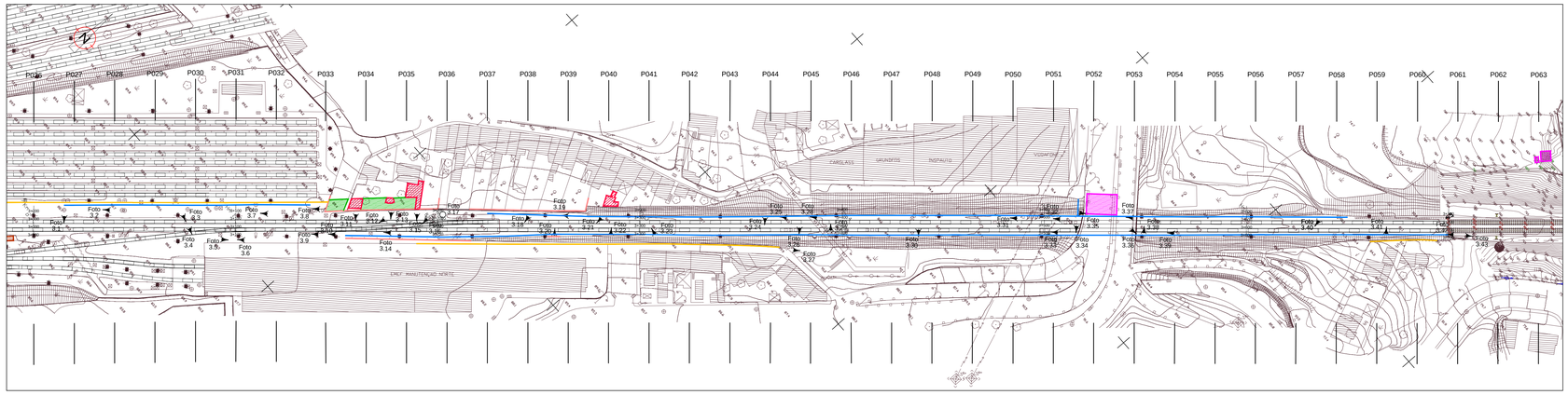
Drawn By: Tiago Midoes

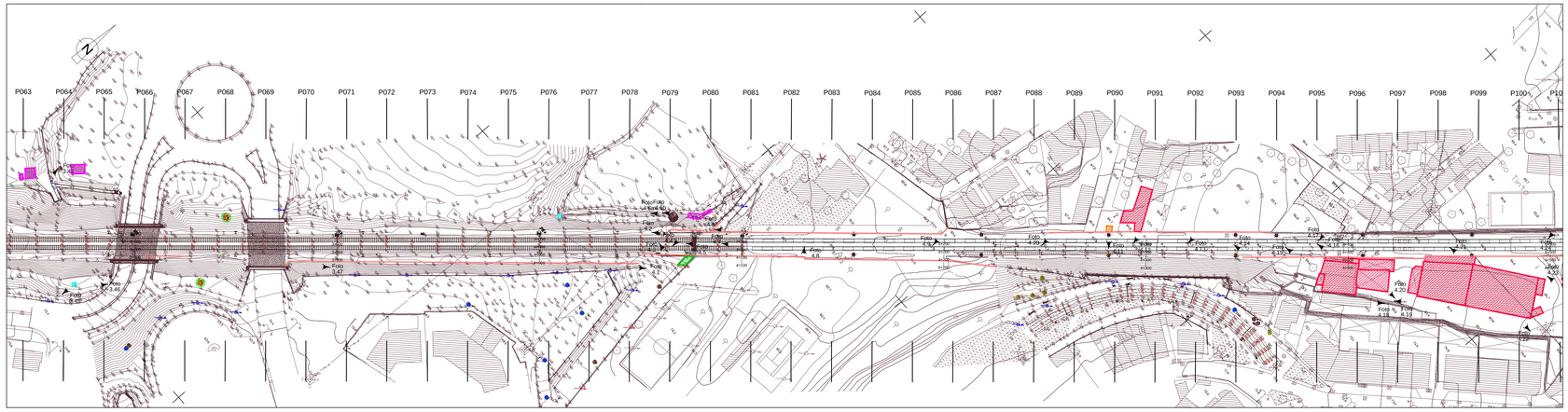
Company: IP Engenharia

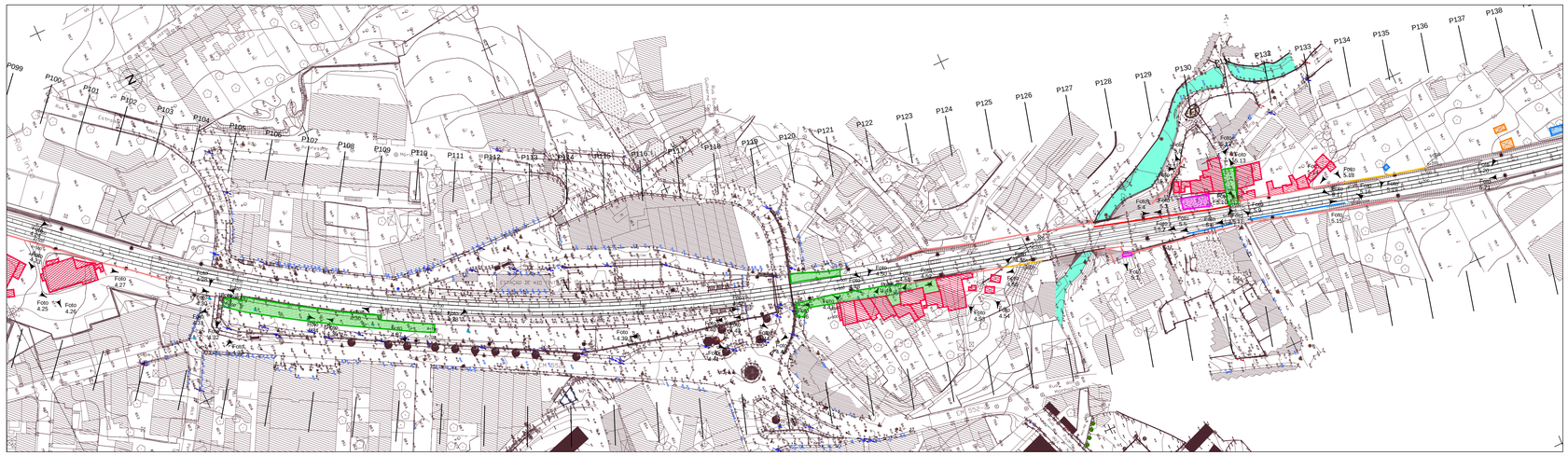
Date 21/06/2021, 15:44:32

File Name P064_Geologia_PE_Aterro_TD_Pseudo_Estatico Kv-_FINAL.slmd









LEGENDA

- Poligonal de Apoio
- Linha Existente (bifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- P001 — Localização de Perfis Transversais
- Foto 2.2 — Fotografias das Demolições
- 3+300 — Quilometros de Projeto

- Vedações a retirar
- Demolição de muros
- Demolição de drenagem longitudinal
- Demolição de murete guarda-balastro
- Demolição de passagens hidráulicas existentes
- Demolição de Edificação
- Demolição de Ruínas
- Demolição de Tanques
- Demolição de Caminho Pedonal
- Demolição de Pavimentos
- Demolição de Edificações, sujeitas a Projecto Específico

Notas e historial de Alterações

A	Revisão Geral	Tiago Midões / Sónia Cruz	Dez/2020

Logótipos e informação complementar

IP Engenharia

Data: 31.12.2010

Ficheiro: 48137.PE.04.TDR.00.001-002_A.dwg

Layout: 48137.PE.04.TDR.00.001 A

Nº Projectista: 48137.PE.04.TDR.00.001 A

COD Nº PF 44/45

Levantou: ---

Desenhou: Carlos Alberto / João Pereira

Projetou: Pedro Lima / Emanuela Mruć/Sónia Cruz

Verificou: Armando Martins

Infraestruturas de Portugal

GEA DIREÇÃO DE ENGENHARIA E AMBIENTE

Linha: LINHA DO MINHO

Local: TROÇO CONTUMIL - ERMESINDE

Fase do Projeto: PROJETO DE EXECUÇÃO

Especialidade Técnica: TERRAPLENAGEM E DRENAGEM

Nome do Empreendimento: QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO CONTUMIL - ERMESINDE

Título do Desenho: Planta de Demolições - Km 2+250 ao Km 5+250

ESTE DESENHO APENAS SE CONSIDERA VÁLIDO DESDE QUE ESTEJAM PREENCHIDOS OS CAMPOS DE APROVAÇÃO E HAJAM O RESPETIVO NUMERO SAP

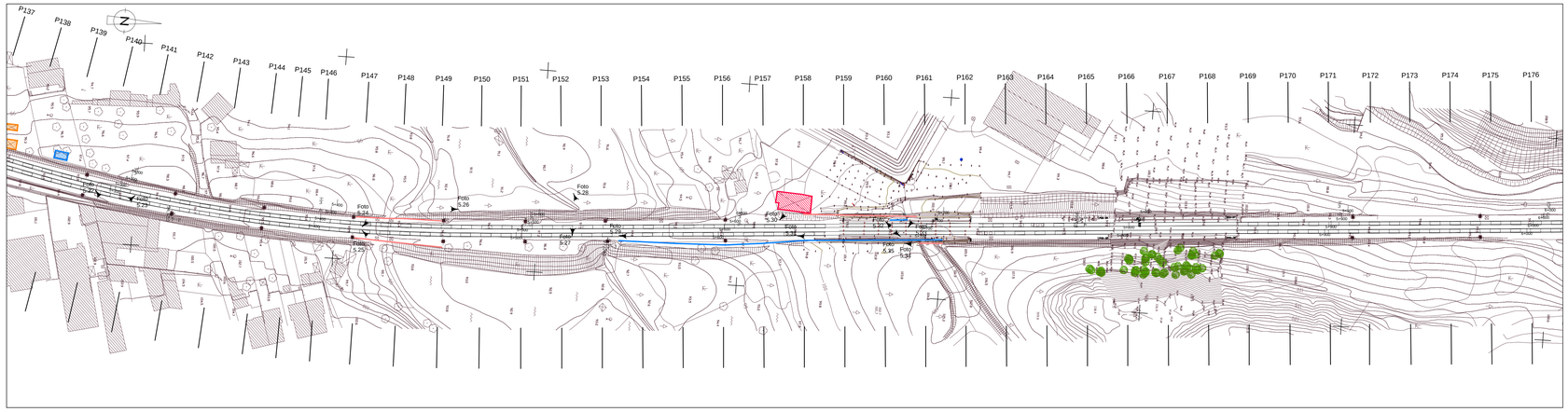
Escalas: 1:1000

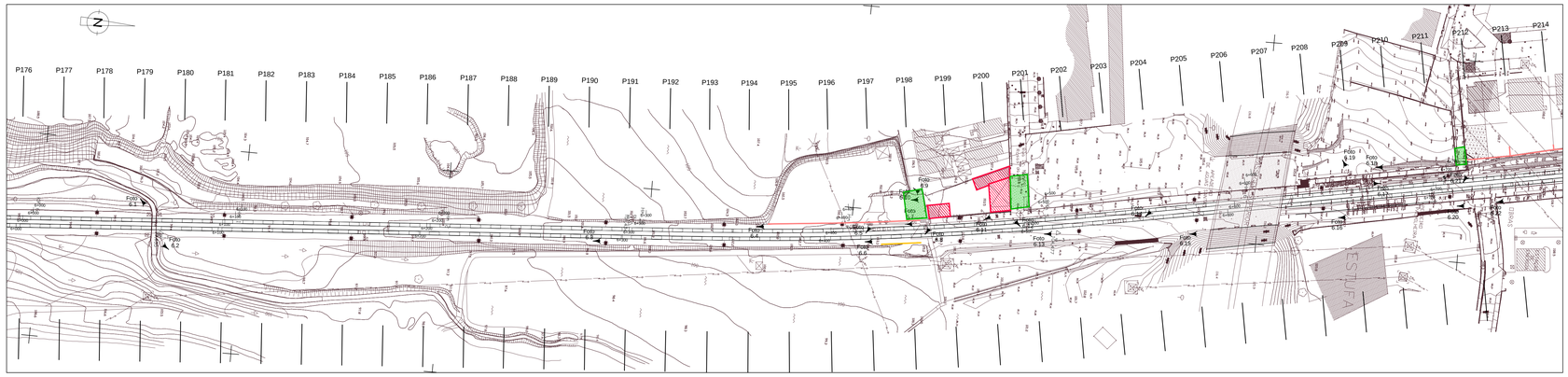
Tipo	Nº SAP	Nº de Ordem no Projeto	Versão
317 -	---	- 001 -	01

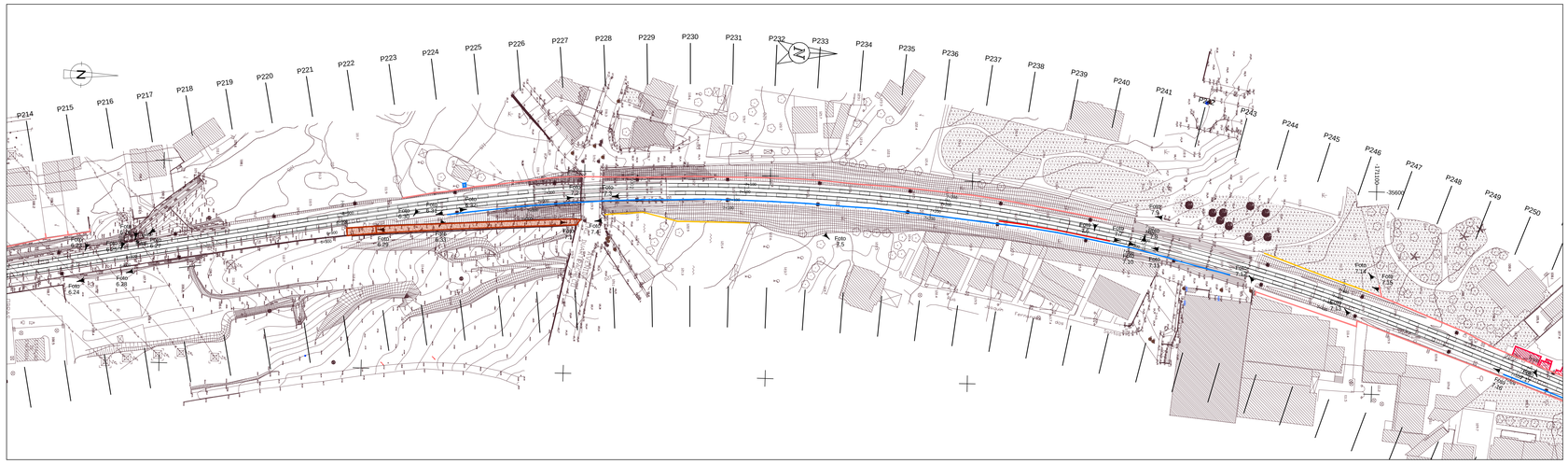
O Responsável por EA-GEO: Ana Cardoso

O Diretor da GEA: José Barbosa Falaca

Data: ---


P137 P138 P139 P140 P141 P142 P143 P144 P145 P146 P147 P148 P149 P150 P151 P152 P153 P154 P155 P156 P157 P158 P159 P160 P161 P162 P163 P164 P165 P166 P167 P168 P169 P170 P171 P172 P173 P174 P175 P176
Foto 5.21
Foto 5.22
Foto 5.23
Foto 5.24
Foto 5.25
Foto 5.26
Foto 5.27
Foto 5.28
Foto 5.29
Foto 5.30
Foto 5.31
Foto 5.32
Foto 5.33
Foto 5.34
Foto 5.35
Foto 5.36
Foto 5.37
Foto 5.38

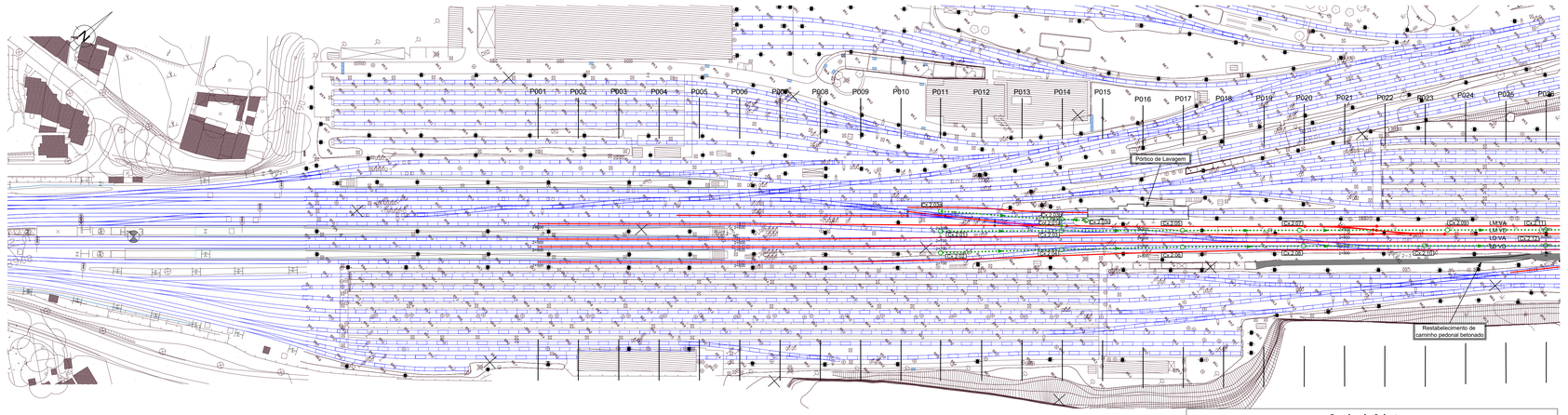

P176 P177 P178 P179 P180 P181 P182 P183 P184 P185 P186 P187 P188 P189 P190 P191 P192 P193 P194 P195 P196 P197 P198 P199 P200 P201 P202 P203 P204 P205 P206 P207 P208 P209 P210 P211 P212 P213 P214
Foto 6.1
Foto 6.2
Foto 6.3
Foto 6.4
Foto 6.5
Foto 6.6
Foto 6.7
Foto 6.8
Foto 6.9
Foto 6.10
Foto 6.11
Foto 6.12
Foto 6.13
Foto 6.14
Foto 6.15
Foto 6.16
Foto 6.17
Foto 6.18
Foto 6.19
Foto 6.20
Foto 6.21
ESTUFA


P214 P215 P216 P217 P218 P219 P220 P221 P222 P223 P224 P225 P226 P227 P228 P229 P230 P231 P232 P233 P234 P235 P236 P237 P238 P239 P240 P241 P242 P243 P244 P245 P246 P247 P248 P249 P250
Foto 6.22
Foto 6.23
Foto 6.24
Foto 6.25
Foto 6.26
Foto 6.27
Foto 6.28
Foto 6.29
Foto 6.30
Foto 6.31
Foto 7.1
Foto 7.2
Foto 7.3
Foto 7.4
Foto 7.5
Foto 7.6
Foto 7.7
Foto 7.8
Foto 7.9
Foto 7.10
Foto 7.11
Foto 7.12
Foto 7.13
Foto 7.14
Foto 7.15
Foto 7.16
Foto 7.17
Foto 7.18
Foto 7.19
Foto 7.20
Foto 7.21
Foto 7.22
Foto 7.23
Foto 7.24
Foto 7.25
Foto 7.26
Foto 7.27
Foto 7.28
Foto 7.29
Foto

Poligonal de Apoio			
Vértice	M	P	Cota Geométrica
2-1	-36 140.468	166 682.516	89.308
2-2	-36 972.258	166 828.921	90.168
2-3	-36 743.559	167 074.305	88.882
3-1	-36 572.247	167 284.451	87.201
3-2	-36 362.010	167 509.476	83.387
3-3	-36 179.546	167 732.503	79.738
4-1	-35 937.627	167 992.832	81.672
4-2	-35 780.541	168 185.134	85.573
4-3	-35 638.622	168 337.496	88.226
4-4	-35 522.696	168 585.789	88.515
5-1	-35 462.670	168 851.049	91.828
5-2	-35 416.946	169 019.302	94.650
5-3	-35 418.111	169 235.603	97.043
5-4	-35 444.250	169 467.788	99.708
6-1	-35 456.294	169 760.195	99.655
6-2	-35 482.404	169 990.738	101.434
6-3	-35 496.706	170 202.035	104.477
6-4	-35 559.163	170 481.391	108.831
7-1	-35 596.482	170 733.608	112.002
7-2	-35 576.760	170 987.501	111.575
7-3	-35 495.995	171 231.549	107.739
7-4	-35 399.160	171 455.191	103.457
8-1	-35 321.723	171 667.933	101.539
8-2	-35 304.310	171 895.546	99.053

DATUM 73 - Julho 2006

Coordenadas das Caixas			
Caixa	M	P	Cota
CX.2.01	-36901.5354	166910.9006	87.140
CX.2.02	-36893.5767	166903.9280	87.140
CX.2.03	-36862.2112	166956.2182	86.958
CX.2.03a	-36909.0112	166917.4500	87.533
CX.2.03b	-36866.4981	166950.9985	87.300
CX.2.03c	-36857.9990	166968.7186	87.391
CX.2.04	-36855.1808	166950.0589	86.958
CX.2.05	-36822.7726	167001.4356	86.778
CX.2.06	-36816.6030	166996.0304	86.778
CX.2.07	-36784.5623	167045.1629	86.598
CX.2.08	-36777.4174	167041.4695	86.598
CX.2.09	-36736.3427	167100.3919	86.390
CX.2.10	-36737.9645	167086.6744	86.418
CX.2.11	-36704.3706	167137.0123	86.138
CX.2.12	-36698.5037	167131.8723	86.138



Quadro de Colectores

Colector	Material	Diâmetro (m)	Classe Resistência	Inclinação (%)	C. Entrada (m)	C. Saída (m)	Comprimento (m)	Classe Assentamento
Col.2.01a	B.A.	0.30	IV	3.0%	87.50	87.34	5	B

LEGENDA

PLANTA

VIA FÉRREA

- Poligonal de Apoio (LS37)
- Linha Existente (bifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente (KM 17 / 7)
- Eixo de Projecto (unifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto (KM 17 / 7)
- LM.VA Linha Projectada
- Plataformas de Passageiros projectadas
- P001 Localização de Perfis Transversais

TERRAPLENAGEM

- Protecção do talude de aterro com enrocamento
- Estabilização de talude de escavação
- Escavação
- Aterro
- Estrutura de contenção

DRENAGEM

- Caixa de ligação entre valetas de banqueta, crista, descidas de talude e pé de talude semicirculares
- Caixa de ligação entre valetas de plataforma e valetas de crista e/ou de valetas de pé de talude
- Caixa de recepção, ligação entre valetas e colectores
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m, com tampa sumidoura
- Caixa de visita e ligação para diâmetros > 0.60m
- Dissipador de energia em betão
- Dissipador de energia em enrocamento
- Caixa de visita existente ou a executar no âmbito de outro volume
- Canal rectangular em betão
- Canal rectangular em betão e dreno
- Colector
- Dreno
- Dreno e colector
- Passagem hidráulica existente
- Passagem hidráulica com bocas em aterro
- Passagem hidráulica com bocas em aterro e escavação
- Valeta em banqueta semicircular
- Valeta de crista semicircular
- Valeta de descida de talude semicircular
- Valeta de pé de talude semicircular
- Valeta de plataforma de caminho paralelo
- Valeta de plataforma tipo REFER
- Valeta de plataforma tipo REFER e dreno
- Valeta de plataforma tipo REFER e colector
- Valeta de plataforma tipo REFER, dreno e colector

PERFIL LONGITUDINAL

VIA FÉRREA

- Rasante de projecto
- Rasante da via existente
- Terreno existente
- M9 (+460) 902.957 Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- KM14 (+70) Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto
- P01 Perfil Transversal
- Plataformas de Passageiros projectadas
- PS km 17+290 PS, PI, PIP, PSP

PLATAFORMA DE VIA

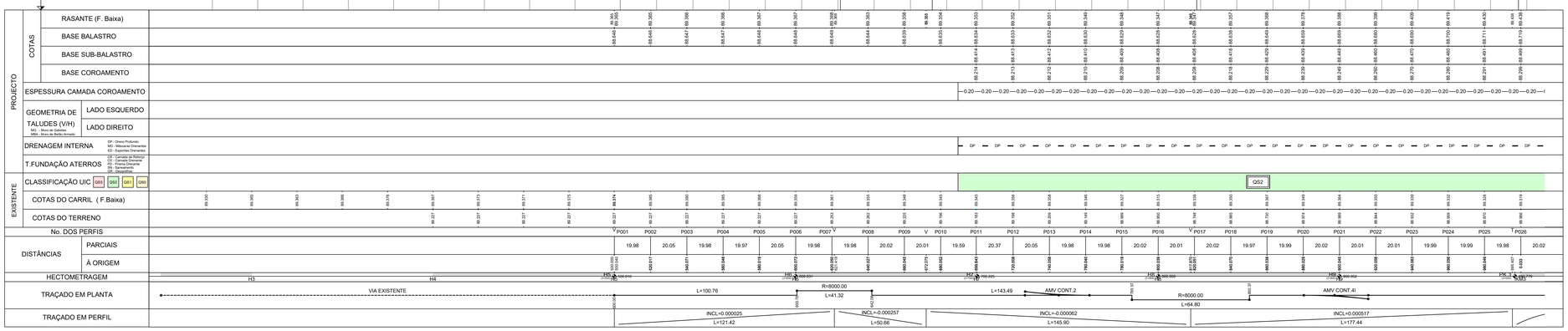
- Balastro
- Sub-balastro
- Coroamento
- Camada de reforço da fundação
- Aterro de projecto
- Bloco Técnico Tipo 1

NOTA: OS PERFIS LONGITUDINAIS APRESENTADOS CORRESPONDEM ÀS VIAS EXTERIORES (LM.VA E LD.VD), SENDO QUE O PAR DE VIAS DA LINHA DO MINHO E DO DOURO SÃO PARALELAS ENTRE SI. CONSTITUEM EXCEPÇÃO AS LIGAÇÕES À VIA EXISTENTE EM CONTUMIL (entre o km 2+500 a 3+000,) E EM ERMESINDE (entre o km 7+500 e o final do troço) ONDE AS RASANTES ABANDONAM O PARALELISMO DE FORMA A SE COMPATIBILIZAM COM AS COTAS DA VIA EXISTENTE.

ESTAÇÃO DE CONTUMIL

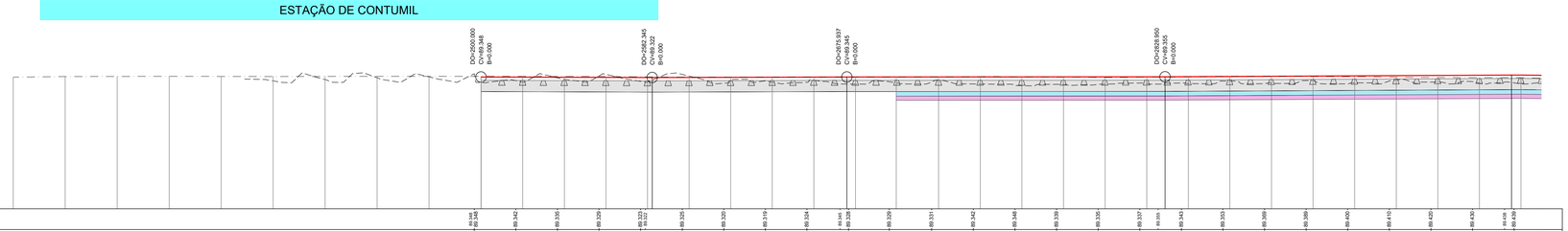
LINHA DO MINHO - VA (Lado esquerdo)

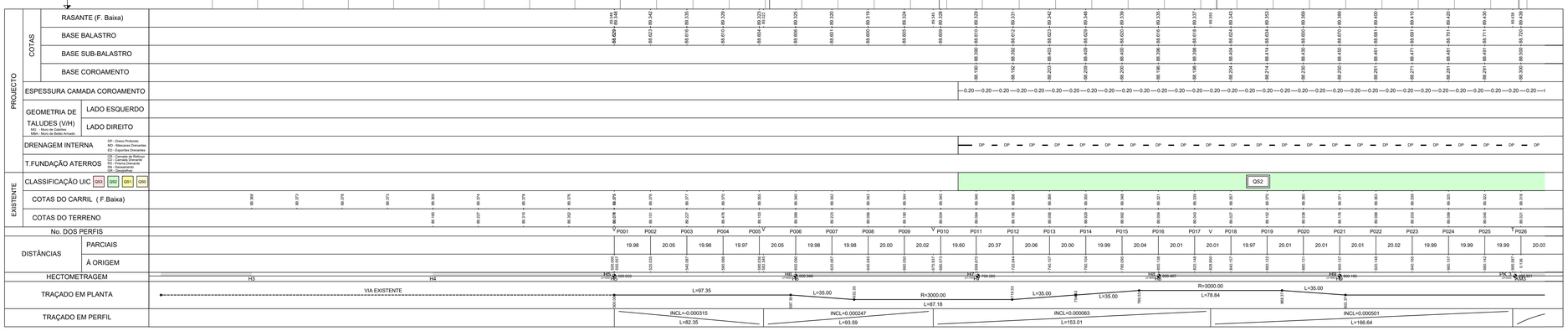


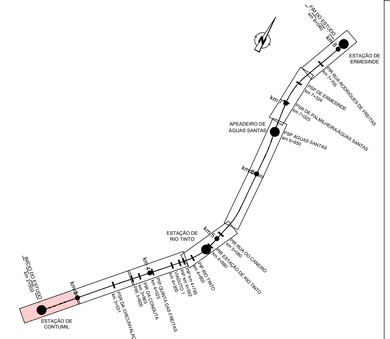


ESTAÇÃO DE CONTUMIL

LINHA DO DOURO - VD (Lado direito)







Notas e historial de Alterações

A	Revisão Geral	Tiago Mottes / Sónia Cruz — Dez/2020

Logótipos e informação complementar

Data: 31.12.2010

IP Engenharia

Ficheiro: 48137.PE.04.TDR.00.003_A.dwg
Layout: 48137.PE.04.TDR.00.003 A
Nº Projectista: 48137.PE.04.TDR.00.003 A
COD IP: PF 44/45

Infraestruturas de Portugal
DEA
DIREÇÃO DE ENGENHARIA E AMBIENTE

Linha: LINHA DO MINHO
Local: TROÇO CONTUMIL - ERMESINDE
Fase do Projeto: PROJETO DE EXECUÇÃO
Especialidade Técnica: TERRAPLENAGEM E DRENAGEM
Nome do Empreendimento: QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO CONTUMIL - ERMESINDE
Título do Desenho: Planta de Perfil Longitudinal - Km 2+250 a Km 3+000

Escalas: 1:1000 (H) / 1:100 (V)

Tipo: 317 - N.º SAP: --- - N.º de Ordem no Projeto: 003 - Versão: 01

Este desenho apenas se considera válido desde que estejam preenchidos todos os campos e o invólucro respetivo mandado ser

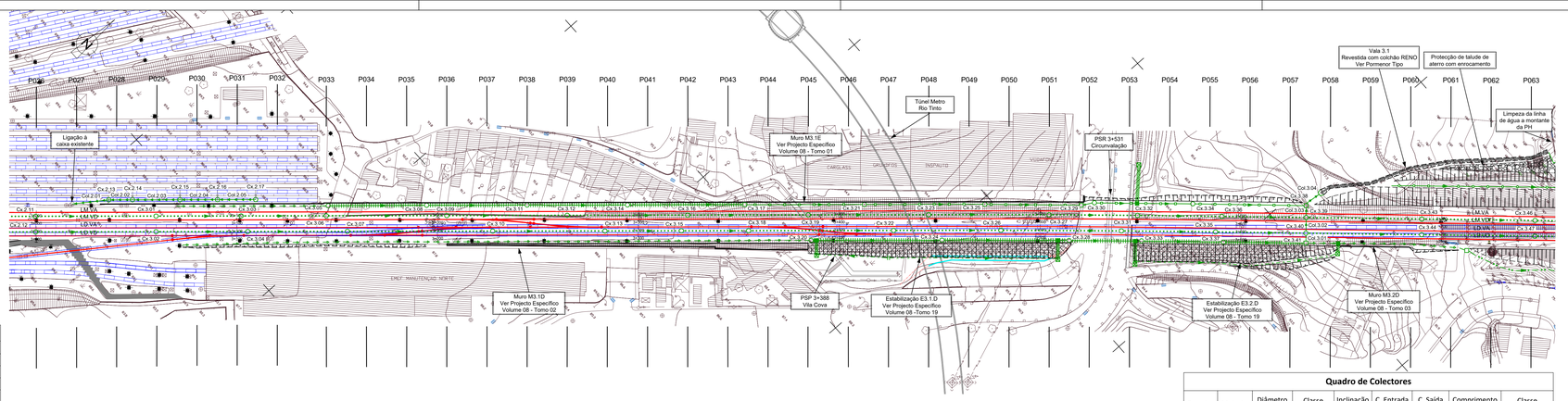
O Diretor de DEA
José Santinho Falaca
Data: ---

Levantou: ---
Desenhou: Carlos Alberto; João Pereira
Projetou: Pedro Lima; Emanuela Mina/Sónia Cruz
Verificou: Armando Martins

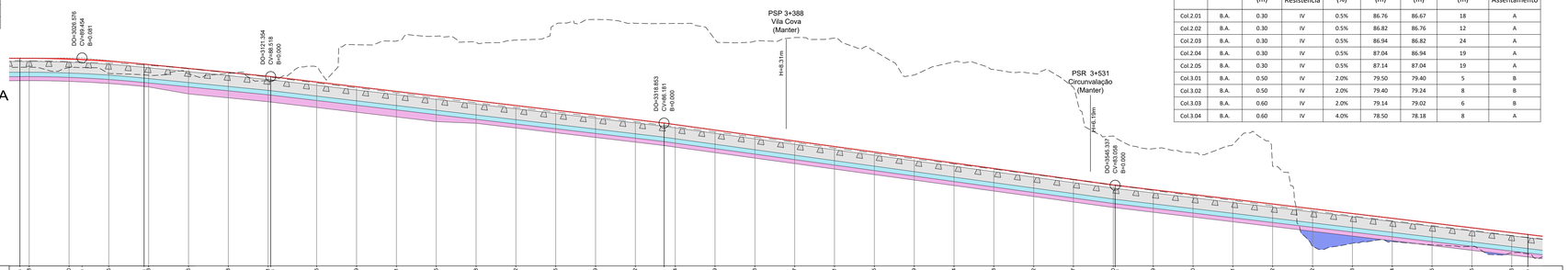
Vértice	Poligonal de Apoio M	P	Cota Geométrica
2-1	-36 140.468	166 682.516	89.308
2-2	-36 972.258	166 828.921	90.168
2-3	-36 743.559	167 074.305	88.882
3-1	-36 572.247	167 284.451	87.201
3-2	-36 362.010	167 509.476	83.387
3-3	-36 179.546	167 732.503	79.738
4-1	-35 937.627	167 992.832	81.672
4-2	-35 780.541	168 185.134	85.573
4-3	-35 638.622	168 337.496	88.226
4-4	-35 522.696	168 585.789	88.515
5-1	-35 462.670	168 851.049	91.828
5-2	-35 416.946	169 019.302	94.650
5-3	-35 418.111	169 235.603	97.043
5-4	-35 444.250	169 467.788	99.708
6-1	-35 456.294	169 760.195	99.655
6-2	-35 482.404	169 990.738	101.434
6-3	-35 496.706	170 202.035	104.477
6-4	-35 559.163	170 481.391	108.831
7-1	-35 596.482	170 733.608	112.002
7-2	-35 576.760	170 987.501	111.575
7-3	-35 495.995	171 231.549	107.739
7-4	-35 399.160	171 455.191	103.457
8-1	-35 321.723	171 667.933	101.539
8-2	-35 304.310	171 895.546	99.053

DATUM 73 - Julho 2006

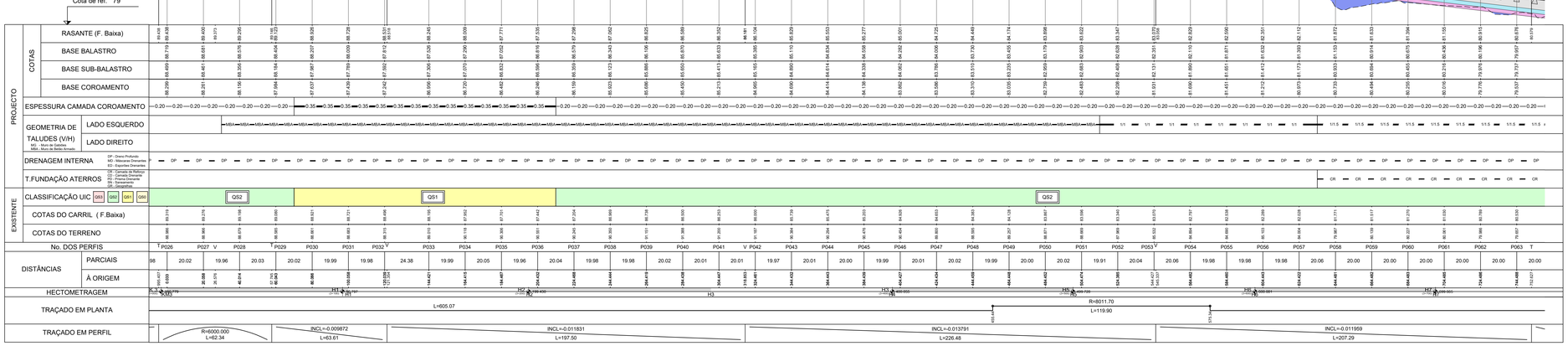
Coordenadas das Caixas			
Caixa	M	P	Cota
CX.2.11	-36704.3706	167137.0123	86.138
CX.2.12	-36698.5037	167131.8723	86.138
CX.2.13	-36686.5004	167169.8538	86.560
CX.2.14	-36678.7485	167178.7440	86.620
CX.2.15	-36663.1899	167196.5642	86.740
CX.2.16	-36650.9098	167210.6283	86.840
CX.2.17	-36638.3878	167224.9745	86.940



LINHA DO MINHO - VA (Lado esquerdo)



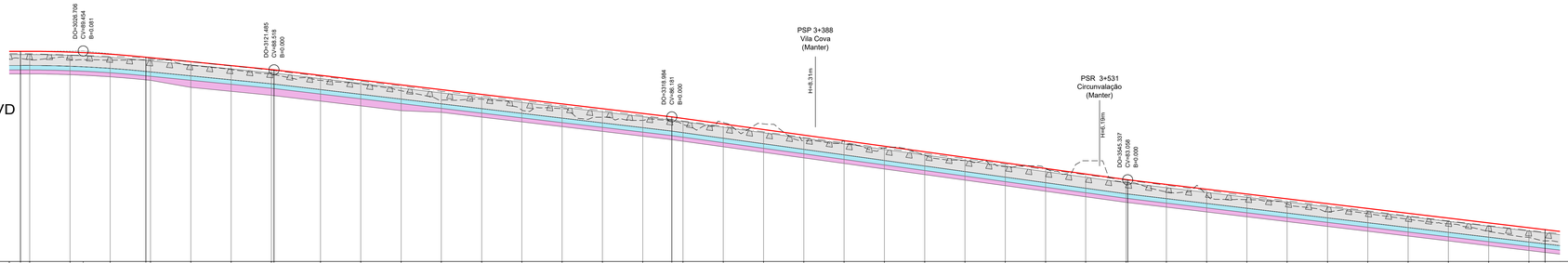
Cota de ref. 79



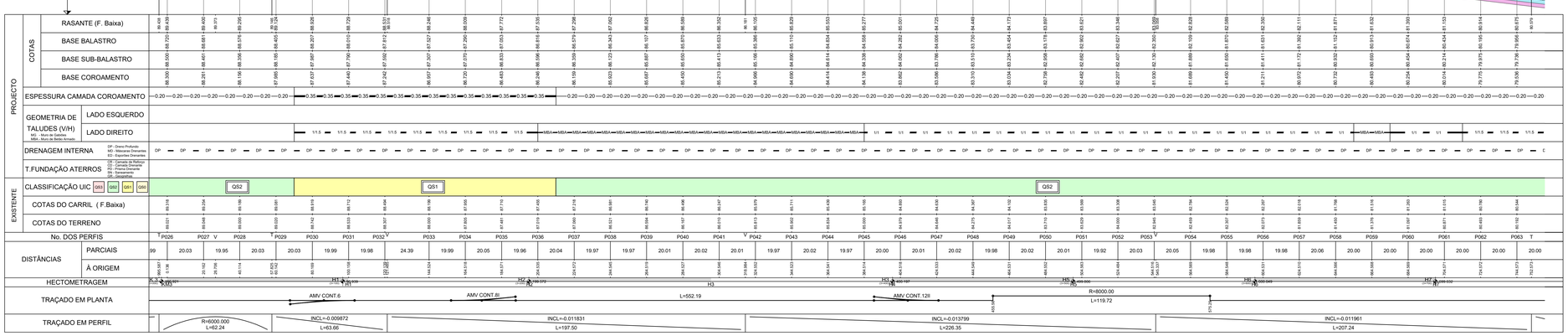
Quadro de Colectores

Colector	Material	Diâmetro (m)	Classe Resistência	Inclinação (%)	C. Entrada (m)	C. Saída (m)	Comprimento (m)	Classe Assentamento
Col.2.01	B.A.	0.30	IV	0.5%	86.76	86.67	18	A
Col.2.02	B.A.	0.30	IV	0.5%	86.82	86.76	12	A
Col.2.03	B.A.	0.30	IV	0.5%	86.94	86.82	24	A
Col.2.04	B.A.	0.30	IV	0.5%	87.04	86.94	19	A
Col.2.05	B.A.	0.30	IV	0.5%	87.14	87.04	19	A
Col.3.01	B.A.	0.50	IV	2.0%	79.50	79.40	5	B
Col.3.02	B.A.	0.50	IV	2.0%	79.40	79.24	8	B
Col.3.03	B.A.	0.60	IV	2.0%	79.14	79.02	6	B
Col.3.04	B.A.	0.60	IV	4.0%	78.50	78.18	8	A

LINHA DO DOURO - VD (Lado direito)



Cota de ref. 79



LEGENDA

PLANTA

VIA FÉRREA

- Poligonal de Apoio
- Linha Existente (bifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- Eixo de Projecto (unifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto
- LM.VA — Linha Projectada
- Plataformas de Passageiros projectadas
- P001 — Localização de Perfis Transversais

TERRAPLENAGEM

- Protecção do talude de aterro com enrocamento
- Estabilização de talude de escavação
- Escavação
- Aterro
- Estrutura de contenção

PERFIL LONGITUDINAL

VIA FÉRREA

- Rasante de projecto
- Rasante da via existente
- Terreno existente
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto
- P01 — Perfil Transversal
- Plataformas de Passageiros projectadas
- PS km 17+290 — PS, PI, PIP, PSP

PLATAFORMA DE VIA

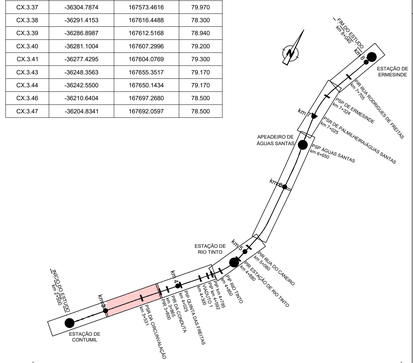
- Balastro
- Sub-balastro
- Coroamento
- Camada de reforço da fundação
- Aterro de projecto
- Bloco Técnico Tipo 1

DRENAGEM

- Caixa de ligação entre valetas de banqueta, crista, descidas de talude e pé de talude semicirculares
- Caixa de ligação entre valetas de plataforma e valetas de crista e/ou de valetas de pé de talude
- Caixa de recepção, ligação entre valetas e coletores
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m, com tampa sumidoura
- Caixa de visita e ligação para diâmetros > 0.60m
- Dissipador de energia em betão
- Dissipador de energia em enrocamento
- Caixa de visita existente ou a executar no âmbito de outro volume
- Canal rectangular em betão
- Canal rectangular em betão e dreno
- Colector
- Dreno
- Dreno e colector
- Passagem hidráulica existente
- Passagem hidráulica com bocas em aterro
- Passagem hidráulica com bocas em aterro e escavação
- Valeta em banqueta semicircular
- Valeta de crista semicircular
- Valeta de descida de talude semicircular
- Valeta de pé de talude semicircular
- Valeta de plataforma de caminho paralelo
- Valeta de plataforma tipo REFER
- Valeta de plataforma tipo REFER e dreno
- Valeta de plataforma tipo REFER e colector
- Valeta de plataforma tipo REFER, dreno e colector

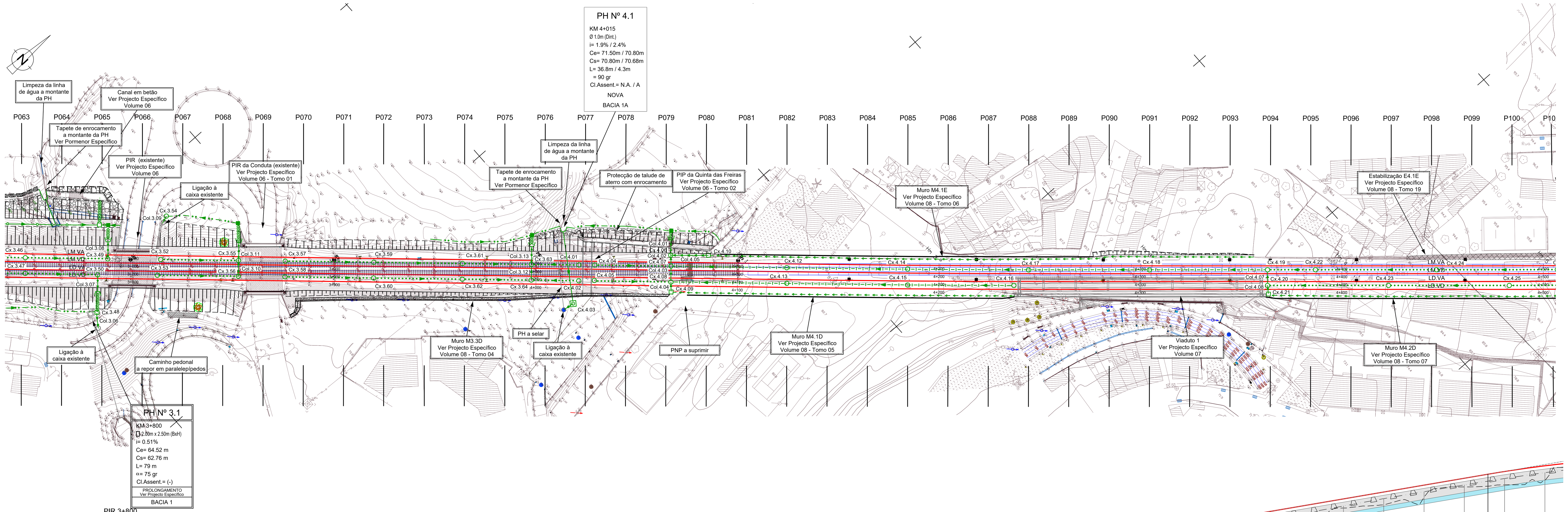
NOTA: OS PERFIS LONGITUDINAIS APRESENTADOS CORRESPONDEM ÀS VIAS EXTERIORES (LM.VA E LD.VD), SENDO QUE O PAR DE VIAS DA LINHA DO MINHO E DO DOURO SÃO PARALELAS ENTRE SI. CONSTITUEM EXCEPÇÃO AS LIGAÇÕES À VIA EXISTENTE EM CONTUMIL (entre o km 2+500 a 3+000,) E EM ERMESINDE (entre o km 7+500 e o final do troço) ONDE AS RASANTES ABANDONAM O PARALELISMO DE FORMA A SE COMPATIBILIZAM COM AS COTAS DA VIA EXISTENTE.

Coordenadas das Caixas			
Caixa	M	P	Cota
CX.3.01	-36664.9098	167182.2103	85.958
CX.3.02	-36659.0429	167177.0703	85.958
CX.3.03	-36637.0323	167214.1408	85.830
CX.3.04	-36629.0000	167211.4714	85.820
CX.3.05	-36612.2515	167250.1422	85.720
CX.3.06	-36609.1549	167246.0713	85.710
CX.3.07	-36596.3639	167246.8538	85.580
CX.3.08	-36580.1482	167287.1328	85.120
CX.3.09	-36569.6941	167291.2693	85.000
CX.3.10	-36548.7790	167303.3590	84.730
CX.3.11	-36547.2923	167324.8223	84.520
CX.3.12	-36530.2333	167336.4672	84.290
CX.3.13	-36511.9689	167345.4530	84.049
CX.3.14	-36514.3819	167362.4642	83.930
CX.3.15	-36486.9825	167374.1463	83.600
CX.3.16	-36490.7725	167381.6652	83.570
CX.3.17	-36476.0423	167406.4874	82.299
CX.3.18	-36464.9571	167399.3712	83.150
CX.3.19	-36451.3117	167426.8632	82.740
CX.3.20	-36440.8175	167419.6075	82.728
CX.3.21	-36436.7616	167451.3410	81.470
CX.3.22	-36417.4734	167453.7605	83.670
CX.3.23	-36411.8509	167472.0611	81.910
CX.3.24	-36397.9598	167468.7097	81.820
CX.3.25	-36397.3008	167496.5389	80.650
CX.3.26	-36382.2962	167493.9937	81.410
CX.3.27	-36372.2774	167517.1604	81.080
CX.3.28	-36356.1091	167516.1796	80.950
CX.3.29	-36365.3393	167532.3536	79.960
CX.3.30	-36361.9429	167538.0722	79.850
CX.3.31	-36342.5256	167538.9202	80.590
CX.3.32	-36343.0509	167550.0434	80.480
CX.3.33	-36332.1728	167543.1576	80.470
CX.3.34	-36329.2359	167574.5692	79.230
CX.3.35	-36311.1999	167573.8478	80.020
CX.3.36	-36314.9916	167581.2952	79.980
CX.3.37	-36304.7874	167573.4616	79.970
CX.3.38	-36291.4153	167616.4488	78.300
CX.3.39	-36286.8987	167612.5168	78.940
CX.3.40	-36281.1004	167607.2996	79.200
CX.3.41	-36277.4295	167604.0769	79.300
CX.3.43	-36248.3563	167655.3517	79.170
CX.3.44	-36242.5500	167650.1434	79.170
CX.3.46	-36210.6404	167697.2680	78.500
CX.3.47	-36204.8341	167692.0597	78.500

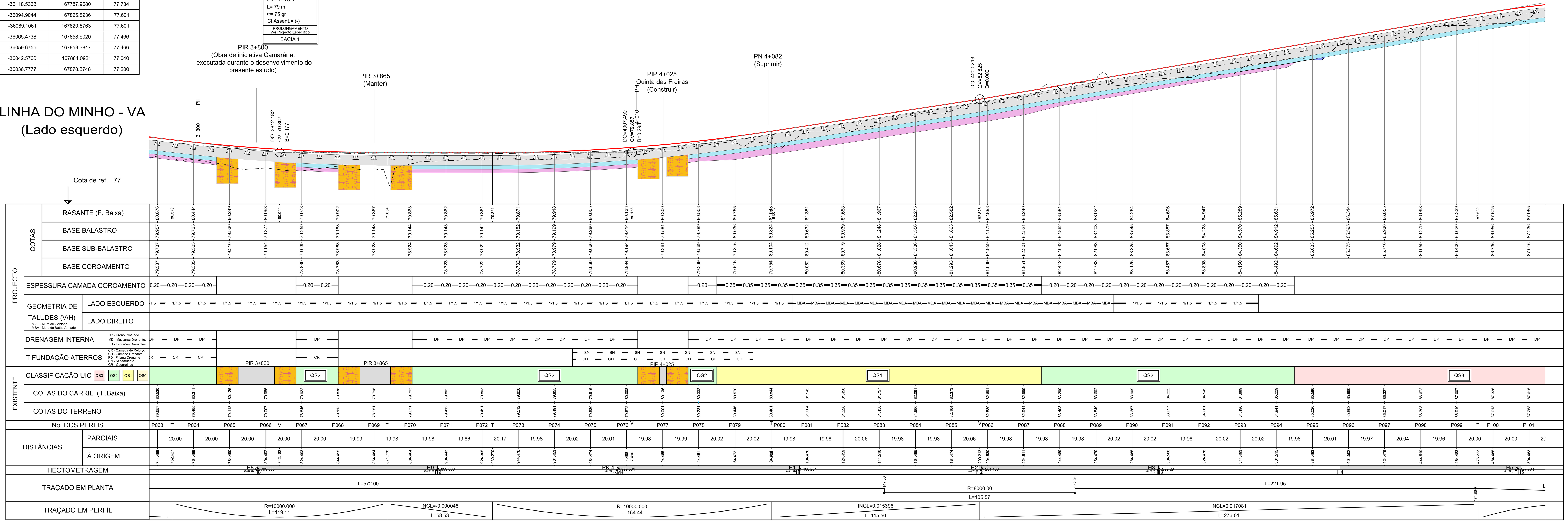

PASSAGEM SUPERIOR DA RUA DE ERMESINDE
ESTAÇÃO DE ERMESINDE
RUA DE ERMESINDE
RUA DE PALMEIRA-ESPAÇO DE SANTAS
APEADEIRO DE ÁGUAS SANTAS
RUA DE ÁGUAS SANTAS
RUA DO CARREIRO
RUA DO CALVÁRIO
ESTAÇÃO DE RIO TINTO
RUA DE RIO TINTO
RUA DE CONTUMIL
PASSAGEM SUPERIOR DA RUA DE CONTUMIL
RUA DE CONTUMIL
RUA DE CONTUMIL

Poligonal de Apoio			
Vértice	M	P	Cota Geométrica
2-1	-36 140.468	166 682.516	89.308
2-2	-36 972.258	166 828.921	90.168
2-3	-36 743.559	167 074.305	88.882
3-1	-36 572.247	167 284.451	87.201
3-2	-36 362.010	167 509.476	83.387
3-3	-36 179.546	167 732.503	79.738
4-1	-35 937.627	167 992.832	81.672
4-2	-35 780.541	168 185.134	85.573
4-3	-35 638.622	168 337.496	88.226
4-4	-35 522.696	168 585.789	88.515
5-1	-35 462.670	168 851.049	91.828
5-2	-35 416.946	169 019.302	94.650
5-3	-35 418.111	169 235.603	97.043
5-4	-35 444.250	169 467.788	99.708
6-1	-35 456.294	169 760.195	99.655
6-2	-35 482.404	169 990.738	101.434
6-3	-35 496.706	170 202.035	104.477
6-4	-35 559.163	170 481.391	108.831
7-1	-35 596.482	170 733.608	112.002
7-2	-35 576.760	170 987.501	111.575
7-3	-35 495.995	171 231.549	107.739
7-4	-35 399.160	171 455.191	103.457
8-1	-35 321.723	171 667.933	101.539
8-2	-35 304.310	171 895.546	99.053
DATUM 73 - Julho 2006			

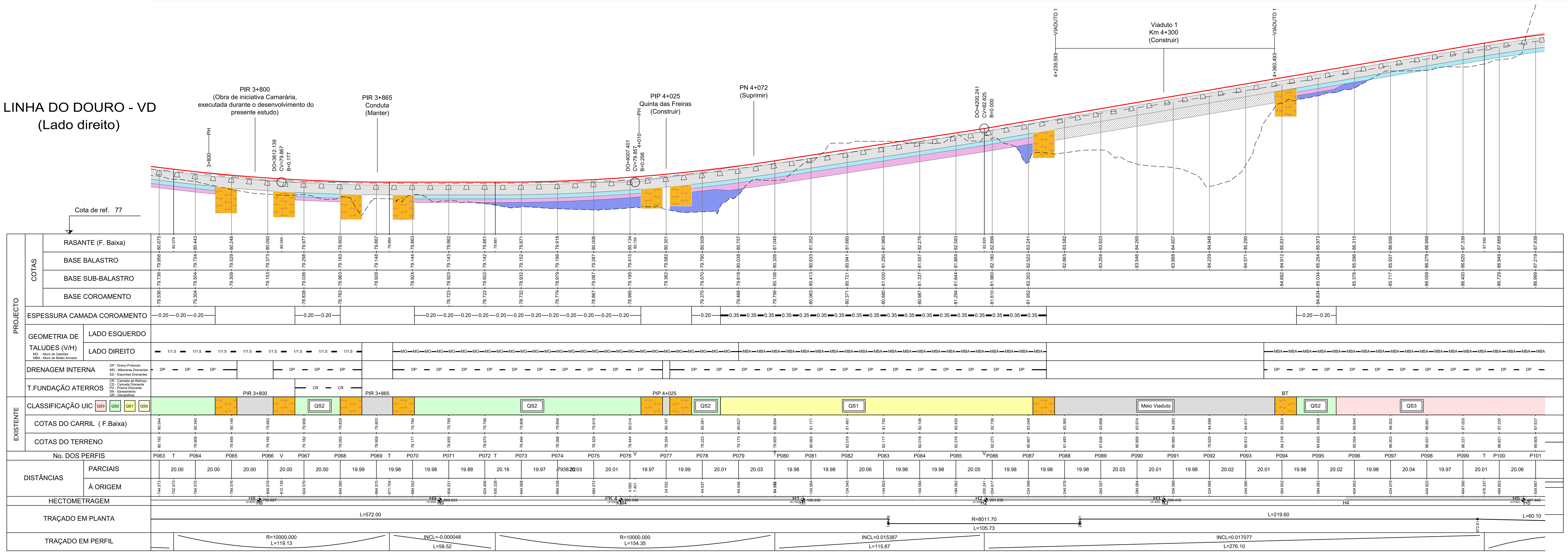
Coordenadas das Caixas			
Caixa	M	P	Cota
CX.3.46	-36210.6404	167697.2680	78.500
CX.3.47	-36204.8341	167692.0597	78.500
CX.3.48	-36166.7969	167706.1526	70.500
CX.3.49	-36183.2421	167727.7142	77.800
CX.3.50	-36180.5740	167718.6735	77.800
CX.3.52	-36165.6573	167747.2610	77.861
CX.3.53	-36160.9318	167740.8514	77.867
CX.3.54	-36181.4035	167766.0756	69.000
CX.3.55	-36139.8269	167775.9681	77.240
CX.3.56	-36134.0286	167770.7508	77.400
CX.3.57	-36124.3351	167793.1852	77.734
CX.3.58	-36118.5368	167787.9680	77.734
CX.3.59	-36094.9044	167825.8936	77.601
CX.3.60	-36089.1061	167820.6763	77.601
CX.3.61	-36065.4738	167858.6020	77.466
CX.3.62	-36059.6755	167853.3847	77.466
CX.3.63	-36042.5760	167884.0921	77.040
CX.3.64	-36036.7777	167878.8748	77.200



LINHA DO MINHO - VA
(Lado esquerdo)



LINHA DO DOURO - VD
(Lado direito)



LEGENDA

PLANTA

VIA FÉRREA
- Poligonal de Apoio
- Linha Existente (bifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- Eixo de Projecto (unifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto
- LM.VA — Linha Projectada
- Plataformas de Passageiros projectadas
- P001 — Localização de Perfis Transversais

TERRAPLENAGEM
- Protecção do talude de aterro com enrocamento
- Estabilização de talude de escavação
- Escavação
- Aterro
- Estrutura de contenção

DRENAGEM
- Caixa de ligação entre valetas de banqueta, crista, descidas de talude e pé de talude semicirculares
- Caixa de ligação entre valetas de plataforma e valetas de crista e/ou de valetas de pé de talude
- Caixa de recepção, ligação entre valetas e colectores
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m, com tampa sumidoura
- Caixa de visita e ligação para diâmetros > 0.60m
- Dissipador de energia em betão
- Dissipador de energia em enrocamento
- Caixa de visita existente ou a executar no âmbito de outro volume
- Canal rectangular em betão
- Canal rectangular em betão e dreno
- Colector
- Dreno
- Dreno e colector
- Passagem hidráulica existente
- Passagem hidráulica com bocas em aterro
- Passagem hidráulica com bocas em aterro e escavação
- Valeta em banqueta semicircular
- Valeta de crista semicircular
- Valeta de descida de talude semicircular
- Valeta de pé de talude semicircular
- Valeta de plataforma de caminho paralelo
- Valeta de plataforma tipo REFER
- Valeta de plataforma tipo REFER e dreno
- Valeta de plataforma tipo REFER e colector
- Valeta de plataforma tipo REFER, dreno e colector

PERFIL LONGITUDINAL

VIA FÉRREA
- Rasante de projecto
- Rasante da via existente
- Terreno existente
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto
- P01 — Perfil Transversal
- Plataformas de Passageiros projectadas
- PS km 17+290 — PS, PI, PIP, PSP

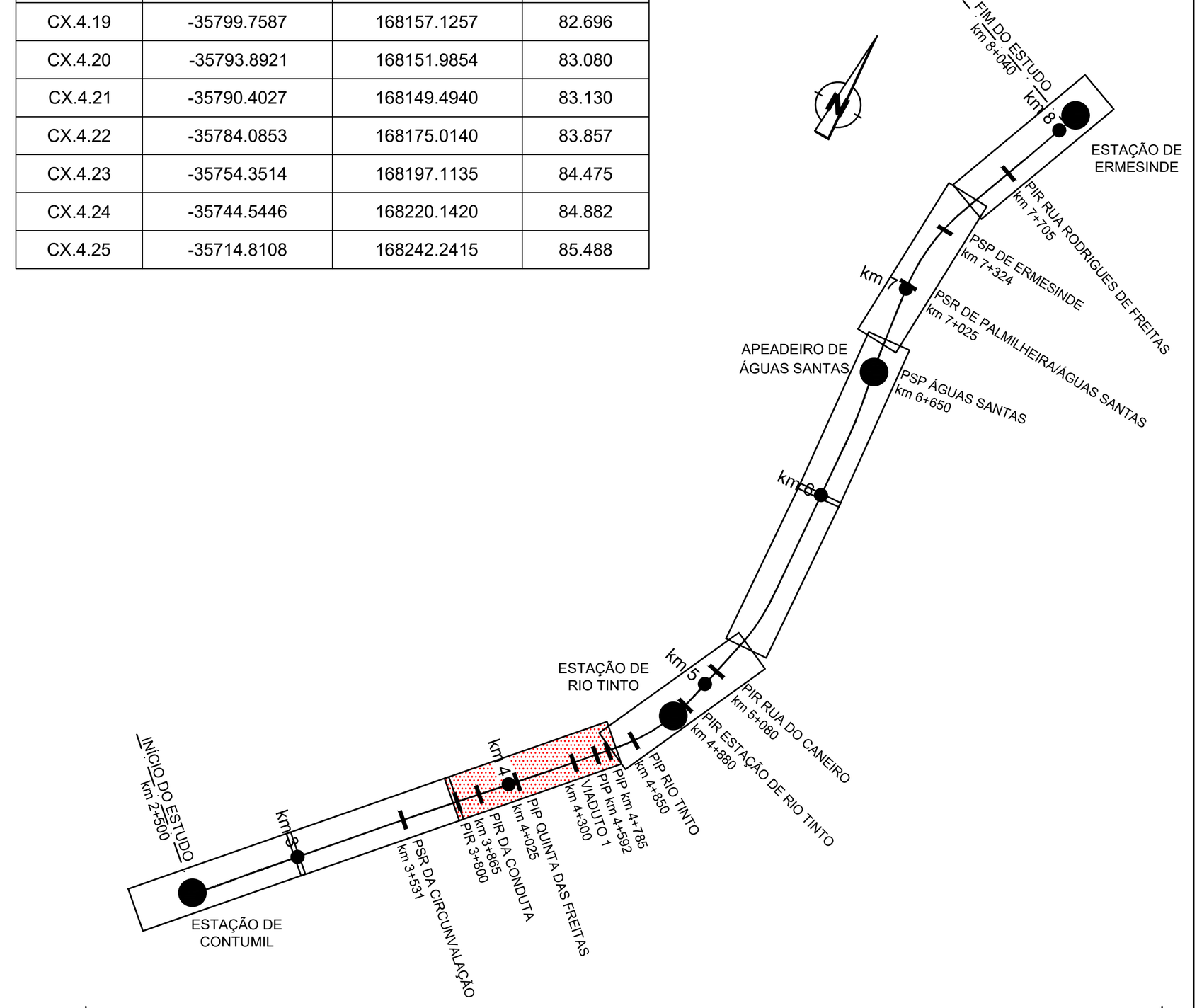
PLATAFORMA DE VIA
- Balastro
- Sub-balastro
- Coroamento
- Camada de reforço da fundação
- Aterro de projecto
- Bloco Técnico Tipo 1

NOTA: OS PERFIS LONGITUDINAIS APRESENTADOS CORRESPONDEM ÀS VIAS EXTERIORES (LM.VA E LD.VD), SENDO QUE O PAR DE VIAS DA LINHA DO MINHO E DO DOURO SÃO PARALELAS ENTRE SI. CONSTITUEM EXCEPÇÃO AS LIGAÇÕES À VIA EXISTENTE EM CONTUMIL (entre o km 2+500 a 3+000,) E EM ERMESINDE (entre o km 7+500 e o final do troço) ONDE AS RASANTES ABANDONAM O PARALELISMO DE FORMA A SE COMPATIBILIZAM COM AS COTAS DA VIA EXISTENTE.

Quadro de Colectores

Colector	Material	Diâmetro (m)	Classe Resistência	Inclinação (%)	C. Entrada (m)	C. Saída (m)	Comprimento (m)	Classe Assentamento
Col.3.06	B.A.	0.30	IV	2.0%	70.70	70.56	7	A
Col.3.07	B.A.	0.30	IV	2.0%	78.00	77.83	9	B
Col.3.08	B.A.	0.30	IV	2.0%	78.00	77.83	9	B
Col.3.09	B.A.	0.30	IV	2.5%	69.20	69.10	4	A
Col.3.10	B.A.	0.30	IV	2.0%	77.60	77.44	8	B
Col.3.11	B.A.	0.30	IV	2.0%	77.44	77.26	9	B
Col.3.12	B.A.	0.30	IV	2.0%	77.40	77.24	8	B
Col.3.13	B.A.	0.30	IV	2.0%	77.24	77.06	9	B
Col.4.01	B.A.	0.40	IV	2.0%	76.40	76.24	8	A
Col.4.02	B.A.	0.40	IV	2.0%	77.70	77.58	6	B
Col.4.03	B.A.	0.40	IV	2.0%	77.86	77.70	8	B
Col.4.04	B.A.	0.40	IV	2.0%	78.00	77.90	5	B
Col.4.05	B.A.	0.40	IV	2.0%	78.35	78.08	18	A
Col.4.07	B.A.	0.30	IV	1.0%	83.28	83.20	8	B
Col.4.08	B.A.	0.30	IV	1.0%	83.33	83.28	5	B

Coordenadas das Caixas			
Caixa	M	P	Cota
CX.4.01	-36026.7768	167901.6036	78.038
CX.4.02	-36020.9785	167896.3863	78.038
CX.4.03	-36014.3049	167886.7770	78.162
CX.4.04	-36021.5756	167907.4841	78.162
CX.4.05	-36015.9512	167902.2950	78.159
CX.4.06	-36000.4000	167939.0414	76.200
CX.4.07	-35996.2660	167935.6139	77.500
CX.4.08	-35990.3342	167930.3039	77.660
CX.4.09	-35986.6145	167927.1290	77.800
CX.4.10	-35988.1129	167953.0408	78.150
CX.4.12	-35957.8245	167978.2542	78.746
CX.4.13	-35951.9726	167973.1845	78.746
CX.4.14	-35917.7674	168023.0019	79.670
CX.4.15	-35911.7960	168017.7624	79.670
CX.4.16	-35876.8813	168057.2926	80.545
CX.4.17	-35877.8901	168067.8365	80.669
CX.4.18	-35838.3591	168112.9563	81.694
CX.4.19	-35799.7587	168157.1257	82.696
CX.4.20	-35793.8921	168151.9854	83.080
CX.4.21	-35790.4027	168149.4940	83.130
CX.4.22	-35784.0853	168175.0140	83.857
CX.4.23	-35754.3514	168197.1135	84.475
CX.4.24	-35744.5446	168220.1420	84.882
CX.4.25	-35714.8108	168242.2415	85.488



Notas e historial de Alterações

A Revisão Geral — Tiago Midões / / Sónia Cruz — Dez2020

Logótipos e informação complementar

IP Engenharia

Data: 31.12.2010

Ficheiro: 48137.PE.04.TDR.00.005_A.dwg

Layout: 48137.PE.04.TDR.00.005 A

N.º Projectista: 48137.PE.04.TDR.00.005 A

COD IP: PF 44/45

Levantou: --- ---

Desenhou: Carlos Alberto, João Pereira

Projetou: Pedro Lima, Emanuela Mira/Sónia Cruz

Verificou: Armando Martins

Infraestruturas de Portugal

DEA DIREÇÃO DE ENGENHARIA E AMBIENTE

Linha: LINHA DO MINHO

Local: TROÇO CONTUMIL - ERMESINDE

Fase do Projeto: PROJETO DE EXECUÇÃO

Especialidade Técnica: TERRAPLENAGEM E DRENAGEM

Nome do Empreendimento: QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO CONTUMIL - ERMESINDE

Título do Desenho: Planta e Perfil Longitudinal - km 3+750 ao km 4+500

ESTE DESENHO APENAS SE CONSIDERA VÁLIDO DESDE QUE ESTEJAM PREENCHIDOS OS CAMPOS DE APROVAÇÃO E INSERIDO O RESPETIVO NUMERO SAP

O Responsável por EA-GEO Ana Cardoso

O Diretor da DEA José Santinho Faísca

Data --

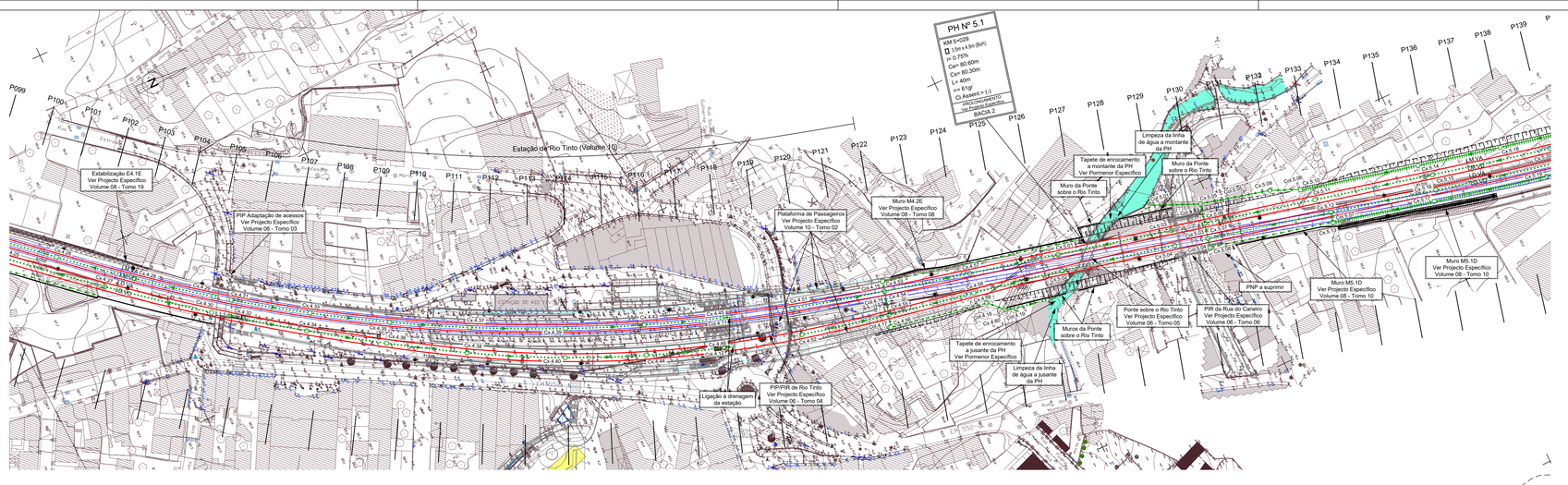
Escalas: 1:1000 (H) / 1:100 (V)

Tipo	N.º SAP	N.º de Ordem no Projeto	Versão
317 -	---	- 005	- 01

Poligonal de Apoio			
Vértice	M	P	Cota Geométrica
2-1	-36 140.468	166 682.516	89.308
2-2	-36 972.258	166 828.921	90.168
2-3	-36 743.559	167 074.305	88.882
3-1	-36 572.247	167 284.451	87.201
3-2	-36 362.010	167 509.476	83.387
3-3	-36 179.546	167 732.503	79.738
4-1	-35 937.627	167 992.832	81.672
4-2	-35 780.541	168 185.134	85.573
4-3	-35 638.622	168 337.496	88.226
4-4	-35 522.696	168 585.789	88.515
5-1	-35 462.670	168 851.049	91.828
5-2	-35 416.946	169 019.302	94.650
5-3	-35 418.111	169 235.603	97.043
5-4	-35 444.250	169 467.788	99.708
6-1	-35 456.294	169 760.195	99.655
6-2	-35 482.404	169 990.738	101.434
6-3	-35 496.706	170 202.035	104.477
6-4	-35 559.163	170 481.391	108.831
7-1	-35 596.482	170 733.608	112.002
7-2	-35 576.760	170 987.501	111.575
7-3	-35 495.995	171 231.549	107.739
7-4	-35 399.160	171 455.191	103.457
8-1	-35 321.723	171 667.933	101.539
8-2	-35 304.310	171 895.546	99.053

DATUM 73 - Julho 2006

Coordenadas das Caixas			
Caixa	M	P	Cota
CX.5.01	-35496.6988	168720.1403	88.110
CX.5.02	-35488.4964	168718.5388	88.118
CX.5.03	-35483.9315	168776.6627	89.004
CX.5.04	-35476.3232	168774.9442	89.009
CX.5.05	-35489.9506	168795.3658	82.200
CX.5.06	-35480.2059	168793.1563	87.100
CX.5.07	-35472.5976	168791.4377	87.280
CX.5.08	-35468.2874	168790.5401	87.440
CX.5.09	-35481.4987	168829.7123	87.400
CX.5.10	-35475.3742	168843.5867	87.800
CX.5.11	-35467.7881	168848.1313	87.800
CX.5.12	-35458.7593	168852.7011	89.526
CX.5.13	-35453.7711	168851.6193	90.000
CX.5.14	-35461.8484	168902.0319	90.748
CX.5.15	-35454.5684	168906.6569	90.800
CX.5.16	-35446.9601	168904.9383	91.062
CX.5.17	-35442.1077	168901.8684	90.858
CX.5.18	-35452.8666	168943.0613	91.373
CX.5.19	-35429.9693	168958.1350	91.756
CX.5.20	-35441.9381	168965.3555	91.800



LEGENDA

PLANTA

VIA FÉRREA

- Poligonal de Apoio
- Linha Existente (bifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- Eixo de Projecto (unifilar)
- Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto
- Linha Projectada
- Plataformas de Passageiros projectadas
- Localização de Perfis Transversais

TERRAPLENAGEM

- Protecção do talude de aterro com enrocamento
- Estabilização de talude de escavação
- Escavação
- Aterro
- Estrutura de contenção

PERFIL LONGITUDINAL

VIA FÉRREA

- Rasante de projecto
- Rasante da via existente
- Terreno existente
- Marco Quilométrico / Hectométrico Existente
- Marco Quilométrico / Hectométrico de Projecto
- Perfil Transversal
- Plataformas de Passageiros projectadas
- PS, PI, PIP, PSP

PLATAFORMA DE VIA

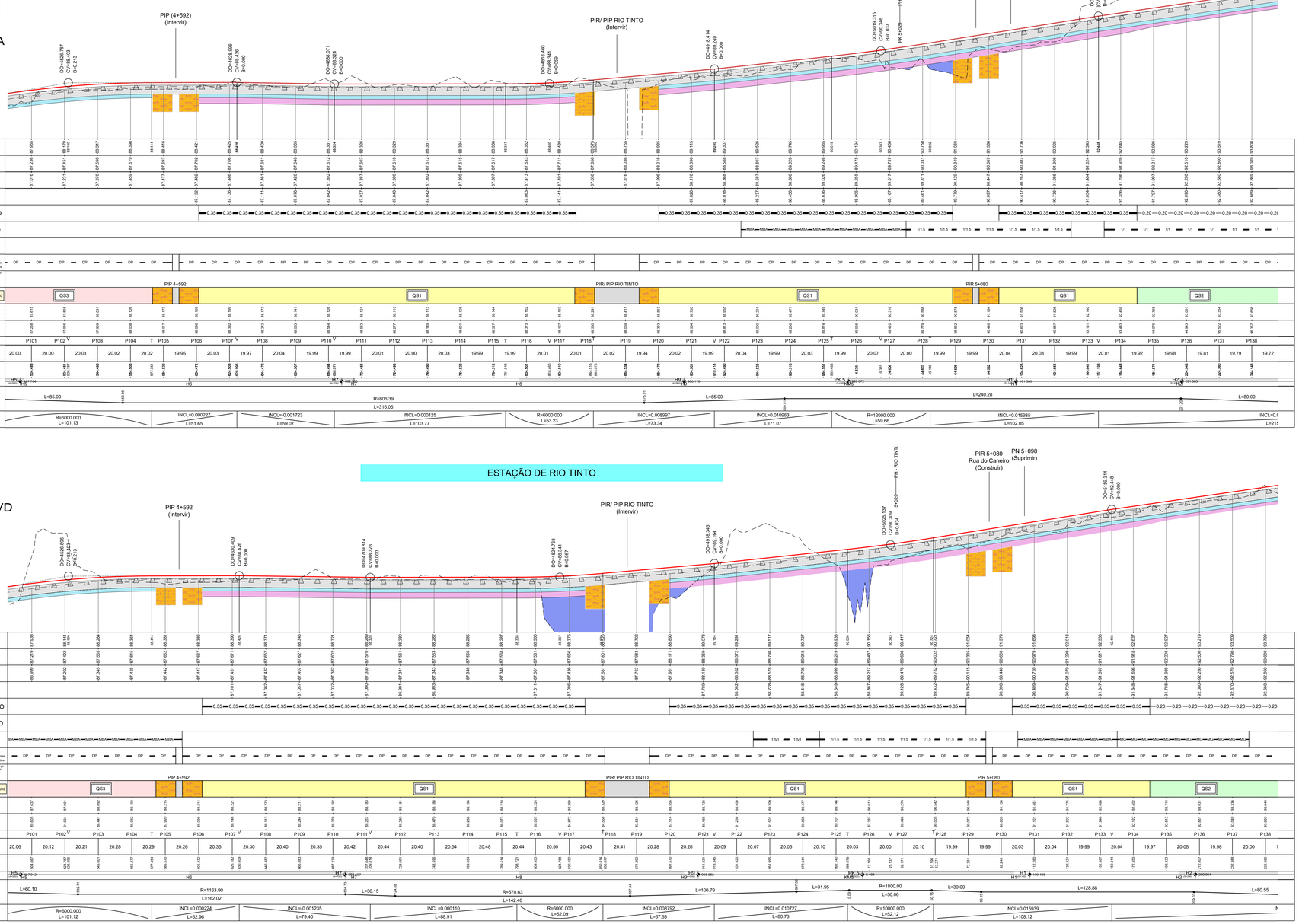
- Balastro
- Sub-balastro
- Coroamento
- Camada de reforço da fundação
- Aterro de projecto
- Bloco Técnico Tipo 1

DRENAGEM

- Caixa de ligação entre valetas de banqueta, crista, descidas de talude e pé de talude semicirculares
- Caixa de ligação entre valetas de plataforma e valetas de crista e/ou de valetas de pé de talude
- Caixa de recepção, ligação entre valetas e coletores
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m
- Caixa de visita e ligação para diâmetros <= 0.60m, com tampa sumidoura
- Caixa de visita e ligação para diâmetros > 0.60m
- Dissipador de energia em betão
- Dissipador de energia em enrocamento
- Caixa de visita existente ou a executar no âmbito de outro volume
- Canal rectangular em betão
- Canal rectangular em betão e dreno
- Colector
- Dreno
- Dreno e colector
- Passagem hidráulica existente
- Passagem hidráulica com bocas em aterro
- Passagem hidráulica com bocas em aterro e escavação
- Valeta em banqueta semicircular
- Valeta de crista semicircular
- Valeta de descida de talude semicircular
- Valeta de pé de talude semicircular
- Valeta de plataforma de caminho paralelo
- Valeta de plataforma tipo REFER
- Valeta de plataforma tipo REFER e dreno
- Valeta de plataforma tipo REFER e colector
- Valeta de plataforma tipo REFER, dreno e colector

NOTA: OS PERFIS LONGITUDINAIS APRESENTADOS CORRESPONDEM ÀS VIAS EXTERIORES (LM.VA E LD.VD), SENDO QUE O PAR DE VIAS DA LINHA DO MINHO E DO DOURO SÃO PARALELAS ENTRE SI. CONSTITUEM EXCEPÇÃO AS LIGAÇÕES À VIA EXISTENTE EM CONTUMIL (entre o km 2+500 a 3+000,) E EM ERMESINDE (entre o km 7+500 e o final do troço) ONDE AS RASANTES ABANDONAM O PARALELISMO DE FORMA A SE COMPATIBILIZAM COM AS COTAS DA VIA EXISTENTE.

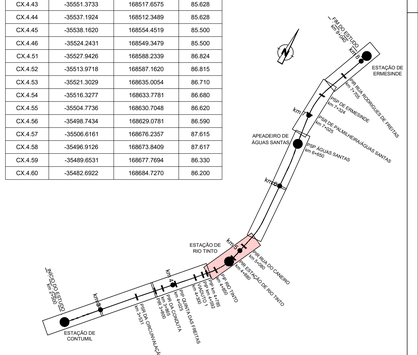
LINHA DO MINHO - VA
(Lado esquerdo)



Quadro de Colectores								
Colector	Material	Diâmetro (m)	Classe Resistência	Inclinação (%)	C. Entrada (m)	C. Saída (m)	Comprimento (m)	Classe Assentamento
Col.4.11	B.A.	0.30	IV	0.5%	85.70	85.69	2	A
Col.4.12	B.A.	0.30	IV	0.5%	85.70	85.69	2	A
Col.4.15	B.A.	0.40	IV	0.5%	86.91	86.88	5	B
Col.4.16	B.A.	0.40	IV	0.5%	86.88	86.82	12	B
Col.4.17	B.A.	0.40	IV	0.5%	86.82	86.79	6	B
Col.4.18	B.A.	0.40	IV	2.0%	86.63	86.43	10	A
Col.4.19	B.A.	0.40	IV	2.0%	86.40	86.32	4	A
Col.5.01	B.A.	0.40	IV	3.0%	82.40	81.68	24	B - Ref.
Col.5.02	B.A.	0.40	IV	1.0%	87.30	87.20	10	B
Col.5.03	B.A.	0.40	IV	1.0%	87.48	87.40	8	B
Col.5.04	B.A.	0.40	IV	1.0%	87.64	87.60	4	B
Col.5.05	B.A.	0.40	IV	1.0%	87.60	87.25	35	A
Col.5.06	B.A.	0.40	IV	1.0%	88.00	87.85	15	A
Col.5.07	B.A.	0.40	IV	1.0%	90.20	90.16	4	B

Coordenadas das Caixas			
Caixa	M	P	Cota
CX.4.26	-35705.0642	168265.3227	85.807
CX.4.27	-35681.5967	168280.9971	86.045
CX.4.28	-35679.0542	168296.2897	86.108
CX.4.29	-35654.2925	168328.3783	86.231
CX.4.30	-35647.4852	168324.1748	86.233
CX.4.31	-35649.0816	168335.5739	86.251
CX.4.32	-35642.2002	168331.2561	86.250
CX.4.33	-35626.6755	168368.5647	86.129
CX.4.34	-35619.2176	168363.4262	86.130
CX.4.35	-35605.8376	168402.7702	86.009
CX.4.36	-35596.8967	168397.0572	86.010
CX.4.37	-35586.7154	168437.9741	85.891
CX.4.38	-35575.7370	168431.6150	85.892
CX.4.39	-35566.1606	168481.2798	85.744
CX.4.40	-35553.0000	168475.0331	85.743
CX.4.43	-35551.3733	168517.6575	85.628
CX.4.44	-35537.1924	168512.3489	85.628
CX.4.45	-35538.1620	168554.4519	85.500
CX.4.46	-35524.2431	168549.3479	85.500
CX.4.51	-35527.9426	168588.2339	86.824
CX.4.52	-35513.9718	168587.1620	86.815
CX.4.53	-35521.3029	168635.0054	86.710
CX.4.54	-35516.3277	168633.7781	86.680
CX.4.55	-35504.7736	168630.7048	86.620
CX.4.56	-35498.7434	168629.0781	86.590
CX.4.57	-35506.6161	168676.2357	87.615
CX.4.58	-35496.9126	168673.8409	87.617
CX.4.59	-35489.6531	168677.7694	86.330
CX.4.60	-35482.6922	168684.7270	86.200

LINHA DO DOURO - VD
(Lado direito)


PIR 5+080 Rua do Caneiro (Construir)
PN 5+098 (Suprimir)
ESTAÇÃO DE ERMESINDE
ESTAÇÃO DE RIO TINTO
ESTAÇÃO DE CONTUMIL
APEADEIRO DE ÁGUAS SANTAS
Rua do Caneiro
Rua Nova de Águas Santas
Rua Dr. Manuel Gonçalves Pereira
Rua Nova de Ermesinde
Rua Dr. Alfredo Magalhães
Rua Dr. Eduardo Santos
Rua Dr. Manuel Gonçalves Pereira
Rua Nova de Ermesinde
Rua Dr. Alfredo Magalhães
Rua Dr. Eduardo Santos
Rua Nova de Águas Santas